

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
Факультет архітектури, будівництва та дизайну  
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва та  
реконструкції аеропортів

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри КТБ

\_\_\_\_\_ О. І. Лапенко

“ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 2022 р.

# ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ

“БАКАЛАВР”

Тема: \_\_\_\_\_ житловий будинок в м. Ірпінь Київської області

Виконав: \_\_\_\_\_ Лісовський Кіріл Вікторович

Керівник: \_\_\_\_\_ д.т.н., професор Лапенко Олександр Іванович

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД): \_\_\_\_\_ Родченко О.В.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва  
та реконструкції аеропортів

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

\_\_\_\_\_ О. Лапенко

“ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 2022 р.

**ЗАВДАННЯ  
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЕКТУВАННЯ**

Студенту \_\_\_\_\_ Лісовському Кірілу Вікторовичу \_\_\_\_\_

Курс \_\_\_\_\_ четвертий \_\_\_\_\_ група 405

С \_\_\_\_\_

Спеціальність \_\_\_\_\_ Промислове і цивільне будівництво \_\_\_\_\_.

Шифр \_\_\_\_\_ 192 \_\_\_\_\_

**1. Тема роботи** \_\_\_\_\_ «Житловий будинок в м. Ірпінь Київської області» \_\_\_\_\_

**2. Спеціальна частина, НДР:** \_\_\_\_\_

Тему роботи затверджено наказом ректора університету

Від “ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 2022 р. за № \_\_\_\_\_

### 3. Вихідні дані до роботи

3.1. Характеристика будинку : висотна 24-х поверхова житлова будівля, \_\_\_\_\_  
розміри в плані 19.200м x 37.500м, висота 73.500 м \_\_\_\_\_

3.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність: житлова будівля з  
вбудовано-прибудованими приміщеннями та внутрішніми інженерними  
мережами і спорудами, що забезпечують функціонування будинку, площею  
забудови – 720,00 м<sup>2</sup> \_\_\_\_\_

3.1.2. Матеріал головних конструкцій: монолітний залізобетонний каркас з  
несучими колонами, діафрагмами жорсткості, безбалочним монолітним  
залізобетонним перекриттям. бетон класу С 30/35, стержньова арматура класу  
A240С, А400С, зовнішні стіни – самонесучі кам'яні комплексної конструкції \_\_\_\_\_

3.1.3 Інші загальні дані \_\_\_\_\_

3.2. Навантаження: постійні та тимчасові навантаження (короткочасні та  
тривалі); \_\_\_\_\_

3.3. Район будівництва м. Ірпінь \_\_\_\_\_

3.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 3.1. – Піщані ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина $\gamma$ , г/см <sup>3</sup>	Щільність $\gamma_s$ , кг/м <sup>3</sup>	Природна вологість ґрунту W, %	Глибина залягання підшви шару
1	Пісок пилюватий	1,57	–	–	1,2-2,7
2	Супісок коричневий, пластичний, мікропористий	1,8	2,66	5,4	0,5-4,4

3	Пісок дрібний, середньої щільності, пластичний, середнього ступеню водонасичення	1,61	3,01	9,4	0,3-2,1
4	Пісок дрібний, пластичний, щільний, середнього ступеню водонасичення				1,1-1,8
5	Супісок піскуватий, сірувато-коричневий, пластичний				0,7-1,8

Таблиця 3.2. – Глиняні ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина $\gamma_s$ , г/см <sup>3</sup>	Щільність $\gamma_s$ , кг/м <sup>3</sup>	Природна вологість ґрунту W, %	Глибина залягання підшви шару
1	Суглинок тукечепластичний		–	–	0,8-1,9
2	Глина напівтверда, жовто-коричнева, з лінзовидними проша-рками піску				1,5-2,7
3	Глина тугопластична,				0,5-1,7

	жовто-коричнева, з лінзовидними проша-рками піску пилюватого				
--	---	--	--	--	--

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю ґрунтових вод з глибини 12.0 м.

Нормативна глибина промерзання ґрунтів 1.1 м.

3.5. Топографічна характеристика будівельного майданчика: ділянка розташована на схилі, рельєф центральної частини відносно спокійний, в південно-західному напрямку стрімкий та змінюється у межах 111,20÷144,0 м з ухилом у східному напрямку

3.6. Джерела постачання будівництва головними матеріалами та засобами їх транспортування пісок – з кар'єру (6 км), щебень (гравій), цемент – з заводу (10 км), металоконструкції – з заводу. Транспортування – вантажним спецавтотранспортом.

3.7. Строки будівництва 2,5 роки

#### **4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту**

4.1. Вступ напрямки розвитку масового житлового будівництва

4.2. Аналітичний огляд Аналіз розробки нової архітектурно-конструктивно-технологічної системи будівництва багатоповерхових монолітно-каркасних житлових будинків

4.3. Архітектурний розділ Опис архітектурно-будівельного рішення багатоповерхового монолітно-каркасного житлового будинку

Обсяг графічного матеріалу 2 листи

4.4. Розрахунково-конструктивний розділ Розрахунок несучої здатності бурової висячої палі, розрахунок палі на дію вертикального і горизонтального

навантаження та момента, розрахунок купола, розрахунок будівлі в ПК  
МОНОМАХ

Обсяг графічного матеріалу 2 листи

4.5. Основи і фундаменти пальовий фундамент на природній основі

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4.6. Технологія будівництва Технологія виконання монолітних робіт та цегляної  
кладки

Обсяг графічного матеріалу 1 лис

**5. Додатки** ескізи креслень дипломного проекту

Консультанти по проекту

- Архітектурна частина Лапенко О.І. \_\_\_\_\_
- Розрахунково-конструктивна частина Лапенко О.І. \_\_\_\_\_
- Основи та фундаменти Лапенко О.І. \_\_\_\_\_
- Технологія будівництва Лапенко О.І. \_\_\_\_\_

Дата видачі завдання «\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2022 р., термін закінчення  
дипломного проекту і надання його до захисту «\_\_\_\_» червня 2022 р.

Керівник дипломного проекту \_\_\_\_\_

/ Лапенко О.І. /

Завдання до виконання прийняв «\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2022 р.

Студент \_\_\_\_\_

/ Лісовський К.В. /

# ЗМІСТ

<b>Вступ</b> .....	___
<b>1. Аналітичний огляд</b> .....	___
<b>2. Архітектурна частина</b> .....	___
2.1. Архітектурно-планувальні рішення.....	___
2.2. Характеристика умов будівництва.....	___
2.3. Характеристика конструкцій.....	___
2.4. Водопониження.....	___
2.5. Інженерно-геологічні умови району будівництва.....	___
2.6. Опоряджувальні роботи.....	___
2.7. Внутрішні сантехнічні роботи.....	___
2.8. Зовнішні інженерні мережі.....	___
<b>3. Розрахунково-конструктивна частина</b> .....	___
3.1. Розрахунок несучої здатності бурової висячої палі.....	___
3.2. Розрахунок палі на дію вертикального і горизонтального навантаження.....	___
3.3. Вибір глибини закладання роствірка.....	___
3.4. Розрахунок купола. Основні положення.....	___
3.5. Розрахунок будівлі в ПК Мономах.....	___
<b>4. Основи і фундаменти</b> .....	___ 4.1
Інженерно-геологічні умови .....	___
4.2 Розрахунок центрально навантаженого залізобетонного фундаменту .....	___
4.3 Проектування фундаменту мілкового залягання за II групою граничних станів .....	___
4.4 Розрахунок за підстиляючим шаром .....	___

4.5 Розрахунок осадки фундаменту .....\_\_\_\_\_

**5. Технологія будівельного виробництва..... \_\_\_\_\_**

5.1. Технологія будівельного процесу.....\_\_\_\_\_

5.1.1. Структура комплексного процесу зведення монолітних залізобетонних  
конструкцій ..... \_\_\_\_\_

5.1.2. Призначення, види опалубки і вимоги до неї..... \_\_\_\_\_

5.1.3. Види арматури, арматурних виробів та їх монтажробіт..... \_\_\_\_\_

5.1.4. Приготування бетонної суміші і транспортування її  
на будівельний майданчик ..... \_\_\_\_\_

5.1.5. Способи подачі й ущільнення бетонної суміші..... \_\_\_\_\_

5.1.6. Технологія зведення монолітних конструкцій..... \_\_\_\_\_

5.1.7. Контроль якості при виконанні бетонних і  
залізобетонних робіт ..... \_\_\_\_\_

5.1.8. Безпека праці при виконанні бетонних робіт..... \_\_\_\_\_

Список використаної літератури..... \_\_\_\_\_



## ВСТУП

Монолітне будівництво - одна з найбільш перспективних технологій зведення будівель, у т.ч. житлових. Основними достоїнствами будинків, побудованих таким методом, є висока швидкість будівництва, гнучкість в архітектурно-планувальних рішеннях і висока стійкість до несприятливих факторів навколишнього середовища.

За рахунок збільшення ширини монолітних будинків (в порівнянні з іншими) вдається не тільки заощадити матеріали, але і на 20-30% знизити витрати тепла на обігрів будинку. Монолітний будинок практично не має швів, що теж підвищує показники його тепло-і звуконепроникності. У поєднанні з використанням ефективних утеплювачів це дозволяє поліпшити режим експлуатації будинку в зимовий час, знизити масу і об'єм огорожувальних конструкцій (товщина стін і перекриттів істотно зменшується).

Завдяки своїм технологічним особливостям монолітні будинки стійкіші до впливів несприятливих техногенних і природних факторів. Тому вони й більш довговічні: якщо встановлений проектувальний термін експлуатації сучасних панельних будинків 50 років, то побудованих за монолітною технологією - не менше 200.

Ідея монолітного будівництва проста - за тим же принципом заливають фундаменти будинків. У масштабі будівлі це виглядає як зведення конструктивних елементів з бетону з використанням спеціальної опалубки - безпосередньо на будівельному майданчику.

Технологія будівництва з монолітного залізобетону, раніше використовувалася тільки в індустріальному будівництві, отримує все більш широке поширення і в індивідуальному житловому будівництві. У рамках цієї технології можна виділити два чільних напрямки: застосування збірно-розбірних опалубних систем і незнімних опалубок з пінополістиролу.

Збірно-розбірні опалубки широко застосовуються при зведенні багатопверхових будівель житлового та адміністративного призначення. Існує два варіанти конструкцій будинків, що виконуються подібним чином:

Конструкції з монолітними зовнішніми стінами, що передбачають додаткове утеплення фасадів (зовнішнє), або розміщення утеплювача усередині стіни при заливанні бетону в опалубку.

Монолітний несучий каркас будівлі з зовнішніми (ненесучими) стінами, виконаними з іншого матеріалу, що володіє кращими, ніж у важкого бетону, теплоізоляційними властивостями.

Ця технологія економічно (за вартістю 1 м<sup>2</sup> загальної площі будинку) ефективна тільки при значних обсягах будівництва, наприклад, при зведенні декількох котеджів або котеджного селища. Стосовно до окремо будується дому, такий спосіб будівництва не має суттєвих переваг перед цегляним будинком.

Спрощено технологію будівництва будинку монолітним способом можна представити таким чином. Безпосередньо на будмайданчику монтуються спеціальні форми - опалубки, що повторюють контури майбутнього конструктивного елемента, наприклад, стіни, колони і так далі. У опалубку будь-яких видів за проектом встановлюється арматура і заливається бетон. Зараз застосовується дві монолітних технології: зі щитової опалубкою і з тунельної опалубкою. Остання дає можливість отримати цілі блоки квартир і зводити одночасно внутрішні стіни та перекриття - будь-які по висоті, ширині та довжині. Після залишається побудувати тільки зовнішні стіни. Такі будинки навряд чи можна назвати елітними в повному сенсі цього слова через їх невеликого метражу: площа однокімнатної квартири в такому будинку не настільки вражаюча - від 50 м.

Щитова ж опалубка менш швидкісна, але більш мобільна. З її допомогою можна зводити будівлі каркасного типу без балок. Це відкриває масу

можливостей: можна побудувати будинок з будь-яким фасадом, будь-якої поверховості (і навіть різноповерхового) і розпланувати квартири так, як потрібно замовнику - будь-якої площі і будь-якої кількості кімнат. У покупця такої квартири є багато варіантів. Можна придбати її взагалі без перегородок та оздоблення. У такому випадку відкривається маса можливостей у плануванні та оздоблення квартири виключно на свій власний смак. Можна вносити свої пропозиції і побажання щодо внутрішнього інтер'єру, кількості кімнат, перегородок на різних стадіях будівництва будинку. Навіть якщо покупець захоче багаторівневу квартиру.

Далі встановлюється система утеплення, комунікацій (вся електрична проводка в монолітних будинках також робиться у момент формування стін і перекриттів, що зводить до мінімуму можливості її пошкодження). Зовнішні стіни можуть різними - і цегляними, і панельними, і навісними. Перевага таких будинків у тому, що їх можна будувати навіть в самому густонаселеному центрі міста, де панельне або цегельне будівництво просто неможливо. Монолітна технологія передбачає можливість суміщення моноліту з цеглою, до якого всі так «прикипіли» душею. Крім цього, поєднання бетонний моноліт - цегла забезпечує монолітним будинкам стовідсоткову звукоізоляцію.

Таким чином, підводячи підсумок, можна відзначити, що суть монолітного домобудівництва, можна назвати декілька найбільш вагомих переваг монолітної технології над традиційними панельним і цегляним житловим будівництвом:

- Термін служби монолітного будинку становить від 150 до 300 років, а його конструктивні особливості дають можливість витримати землетрус силою до 8 балів.

- Кожен монолітний будинок має індивідуальний фасад (зовнішні стіни можуть бути будь-якими - панельними, цегельними або навісними).

- Вільне планування квартир, об'єднання кількох квартир.

- Монолітні будинки легше реконструювати для продовження їх життєвого циклу.
- Висока швидкість будівництва: можна зводити до одного поверху на день.
- Нормативна навантаження на міжповерхові перекриття (600 кг. На кв. Метр) вище в три рази, ніж у панельному будинку, що дозволяє встановлювати важке побутове обладнання (сауни, мінібасейном).

## **Аналітичний огляд**

Світовий досвід будівництва показав, що різноманітність архітектурного вигляду будинків, об'ємно-планувальних і конструктивних рішень забезпечується монолітним будівництвом, так як воно є більш мобільним, гнучким і економічним. Саме тому обсяги монолітного будівництва в розвинених країнах світу в даний час досягають 55 ... 80%. Всього лише кілька років тому монолітне житлове будівництво в Україну і в інших країнах СНД виглядало, м'яко кажучи, експериментальним. Сам підхід до цього виду будівництва визначався наявністю "фанери", тобто опалубки.

Якщо така була, можна було пробувати монолітний варіант будівництва садибних будинків або інших типів малоповерхових будівель, не зовсім усвідомлюючи, скільки неосвоєною науки включає в себе ця область будівництва. Були, звичайно, винятки, коли в окремих великих містах колишнього Союзу з залученням будівельних організацій інших країн, в одиничних випадках, освоювалося будівництво монолітних багатоповерхових будівель з несучими стінами.

Але це були всього лише окремі фрагменти на тлі величезної індустрії збірного будівництва, в якому архітектори наполегливо шукали шляхи виходу, будучи прив'язані до різних серій і модулів систем. І тільки на півдні країни, в зоні підвищеної сейсміки, по накату віддаючи все ж перевагу серійного будівництва, прагнули до розвитку моноліту, де в загальному його обсязі на передньому плані було малоповерхове будівництво будівель до чотирьох поверхів. При будівництві будівель, починаючи з п'яти поверхів і вище, ми

вступали в область широкого спектра обмежень діючими серіями цегляних, великоблочних і панельних будинків з величезною масою нормативних документів, розроблених для їх будівництва.

Навіть будівництво збірних каркасних будинків в жорстких рамках своїх допусків знаходило перевагу перед будівництвом будівель з монолітним каркасом; незважаючи на те, що зведення збірного каркаса вимагало високої професійної майстерності для дотримання всіх зазначених нормами правил.

Треба зазначити, що в збірному будівництві ми досягли висот. У дев'яності роки минулого століття, коли саме життя змусила переосмислити багато усталені критерії в будівельній індустрії, ми стали серйозно замислюватися про ті переваги, які несе в собі монолітне будівництво. Яким судилося йому стати? На підставі величезного наявного наукового потенціалу і досвіду будівництва в передових зарубіжних країнах було правильно віддано перевагу монолітно-каркасному будівництву, причому у великих містах будівництва багатопверхових будівель. У таких будинках, де балочна система в перекриттях просто не прийнятна, оскільки потрібні жорсткі монолітні диски перекриттів, які забезпечують необхідне перерозподіл напружень в каркасі від діючих навантажень і створюють жорсткі зв'язку в вертикальних несучих елементах каркаса, була прийнята монолітно-каркасна система з вертикальними немодульними елементами, об'єднаними плоскими монолітними поверховими перекриттями. Рішення каркаса будівлі саме з плоскими перекриттями, без капітелей у вузлах з'єднань з вертикальними елементами, визначило успіх цього виду будівництва. В такому варіанті виконання технологія влаштування перекриттів була врятована від складного процесу, пов'язаного з утворенням опалубки обсягу капітелей; а житлові приміщення – від непотрібного рельєфу на стелях.

Можливість застосування монолітного каркаса з безкапітельними зв'язками вертикальних елементів з плоскими перекриттями була визначена

використанням сучасних методів розрахунку несучого каркаса будівлі, завдяки яким точні розрахунки просторових конструкцій забезпечили необхідний запас міцності в армуванні таких вузлів і, найголовніше, дозволили відмовитися від капітелей. Ці передумови послужили основою для розробки нової архітектурно-конструктивно-технологічної системи будівництва багатопверхових монолітно-каркасних житлових будинків, в якій конструкції раціонально розподілені за своїм функціональним призначенням – несучої і огорожуючої здібності.

Правильно вибрана основа будівлі містить в собі масу можливих конструктивних варіантів ненесучих елементів і створює сприятливі умови для вирішення питань, пов'язаних з економією витрат матеріалів та енергоресурсів. Прийнята несуча основа будівлі, що представляє собою монолітний залізобетонний каркас з вертикальних колон і діафрагм жорсткостей, об'єднаних поверховими монолітними плитами перекриттів, найбільш вільна в плані варіантного проектування, економічна з точки зору витрат матеріалів та енергоресурсів, технологічна в будівництві, при якому можливо використовувати найсучасніші методи, і має великий потенціал надійності. Стіни в таких будинках самонесучі, а значить, легкі і менш об'ємні.

Сумарна маса несучих елементів нової архітектурно – конструктивно-технологічної системи будівництва багатопверхових монолітно – каркасних будинків у декілька разів менше, ніж у цегляних будинків такий же поверховості або зі збірного залізобетону. При цьому ми отримуємо вільне планування, новий рівень архітектурних можливостей у вирішенні фасадів будівель, високу ступінь надійності і комфортності. Розгортаючи в м. Києві обсяги будівництва багатопверхових монолітно-каркасних житлових будинків, корпорація "Познякижилбуд" застосувала нову технологію, яку вона відпрацювала при монолітному будівництві будівель і споруд в м. Москві. Удосконалюючи цю технологію на основі проведених досліджень, корпорацією вперше були внесені якісні зміни станів технологічної системи монолітного каркасного

багатопверхового житлового будівництва при різних зовнішніх умовах з обґрунтуванням її концепції як цілісної структури з неоднорідних її складових. Комплекс робіт по зведенню монолітних залізобетонних конструкцій складається із спеціалізованих процесів, до яких відносяться: • пристрій і монтаж опалубки; • заготівля та установка арматури; • приготування бетонної суміші; • транспортування бетонної суміші; • укладання і ущільнення бетонної суміші; • догляд за бетоном; • демонтаж опалубки; • геодезичний контроль за бетонованих конструкціями; • усунення дефектів конструкцій після демонтажу опалубки. Арматурні роботи є найбільш трудомісткими і становлять 40 ... 50% загальних трудовитрат.

Близько 70% робіт виконується вручну безпосередньо на будмайданчиках. Документація робочих проектів будівель в монолітному виконанні містить велику кількість проектних рішень з неповторним і неуніфіціруемими арматурними виробами. Номенклатура арматури на одному будівництві налічує до декількох тисяч одиниць. Зниження трудових витрат на арматурні роботи досягається шляхом перенесення основних заготівельних процесів з будмайданчика у виробничі майстерні та арматурний цех. Арматурні заготовки поставляються з виробничого цеху на будівельний майданчик комплектно, відповідно до замовними специфікаціями і графіком виробництва монолітних залізобетонних робіт.

Існуюча технологія бетонних робіт потребує вдосконалення, і в першу чергу, у створенні системного парку техніки. Зарубіжний досвід свідчить про неповну вирішенні цієї проблеми. Жодна з фірм, що випускають будівельну техніку, не виробляє повний комплект засобів механізації; узгодження же машин і механізмів різних фірм являє собою складну задачу на увазі. Відмінності показників продуктивності, несумісності стандартів і так далі.



## 2. Архітектурна частина

### 2.1. Архітектурно-планувальні рішення.

Визначення типів висотних будинків слід розглядати як один з перших кроків у їх вивченні, який дозволить надалі систематизувати вже наявні знання та визначити напрямки подальших досліджень. Підрозділи архітектурної типології висотних будинків визначаються питаннями проектування виникають при розробці архітектурних рішень.

Тип будівлі повинен враховуватися в його архітектурному вирішенні. Так, для кожного конкретного типу повинні бути обрані відповідні планувальні схеми (зальних, коридорних, галерейного), їх рішення (компактне або протяжне), форма плану, розміщення сходово-ліфтових вузлів. Одні архітектурно-планувальні рішення є найбільш вдалі для розміщення житлових приміщень, інші - для адміністративних, треті - можуть використовуватися як універсальні. Це обумовлено тим, що у кожного виду приміщень є свої особливі вимоги до архітектури будівлі. Наприклад, архітектурно-планувальних рішень житлових будинків характерна мелкоячеистая структура, готелям змішана - мелкоячеистая для готельних номерів і середнячеистая для невеликих конференц-залів, кафе тощо; крупноячеистой для спортивних залів, ресторанів, басейнів і т.п. Багатофункціональні будівлі в залежності від набору функціонально-утворюючих елементів мають, як правило, змішану (комбіновану) структуру.

Крім того, існують і нюанси, наприклад, для квартир потрібно забезпечити інсоляцію житлових кімнат, для готельних номерів, апартаментів і адміністративних приміщень інсоляція не потрібна, але необхідна вільне

планування, щоб мати можливість трансформації приміщень під вимоги орендарів, для офісів, додатково часто потрібні зали з великою площею.

Характер експлуатації багатофункціонального будівлі, де люди, працюють і живуть, визначають необхідність прийняття ряду додаткових заходів з нормативним вимогам-евакуації, пожежної безпеки, роздільної доступності, освітленості та вентиляції тощо, що в свою чергу впливає на архітектурно-планувальні та об'ємно-просторові рішення висотних будівель. При формуванні функціонально-планувальних рішень для багатофункціональних будівель на відміну від спеціалізованих необхідно приділяти особливу увагу взаємному розташуванню функціонально-утворюючих елементів, щоб уникнути перемішування потоків працюючого персоналу, відвідувачів і гостей, розмістивши "густонаселені" офіси з відвідувачами на нижньому рівні, а які проживають і гостей в більш комфортних умовах на верхніх поверхах.

Доцільні також дослідження з обліку в типології висотних будівель факторів природно-кліматичних впливів, в тому числі вітрових і сейсмічних. Як відомо, для сприйняття висотною будівлею вітрових навантажень приймаються певні конструктивні системи, і об'ємно-просторові рішення, вибір яких безумовно вимагає відповідних рекомендацій.

Не слід забувати також і те, що тип висотної будівлі є важливим чинником у виборі конструктивних рішень та інженерних систем, які можуть бути абсолютно різними в житлових та низки громадських будівель.

І таких вимог і нюансів, які необхідно врахувати архітекторів, яка проектує висотна будівля, безліч. Вони повинні враховуватися у теоретичних знаннях типології і визначати практику проектування та будівництва.

Вимоги типології до будівель, призначених для житла, включають обмеження в об'ємно-планувальному рішенні по висоті. "Численні підрахунки протягом всієї історії висотного будівництва показували, що навіть незважаючи на високу вартість і обмежений резерв міської землі (основні стимули висотного

будівництва), економічна доцільність висотних житлових будівель як масового продукту закінчується на висоті 25-30 поверхів.

При цьому виникає необхідність визначити чіткі критерії поділу будинків на зазначені типи, як при цьому має враховуватися співвідношення приміщень різного функціонального призначення розміщуються в них. Методика вирішення даної задачі може бути наступною.

Перш за все, необхідно відрізнити основні приміщення будівлі, які знаходяться у висотній частині, і вбудовано-прибудовані приміщення, що знаходяться в стилобаті, або якщо будівля не має стилобату, в його перших поверхах.

Вбудовані або прибудовані приміщення, як правило, призначені для розміщення другорядних функціональних елементів, до яких можна віднести підприємства торгівлі, обслуговування, культурно-видовищні установи. Їх включення в будівлю обумовлено містобудівними вимогами створення інфраструктури обслуговування для прилеглих громадських пішохідних просторів, що також у багатьох випадках дозволяє ефективно використовувати перші поверхи. Дані приміщення мають самостійні входи безпосередньо з вулиці, але поряд з цим можуть бути пов'язані з вестибюлями висотній частині будівлі. Якщо вони займають кілька поверхів, то за нормативним вимогам повинні мати власні сходові клітини, а при необхідності ліфти.

З урахуванням викладеного, визначаючи тип будівлі, слід розглядати тільки висотну частину з основними приміщеннями. Якщо в них передбачається розміщення двох і більш функціонально-утворюючих елементів (наприклад, житла та готелів), будинок слід вважати багатофункціональним. Якщо ж всі вони призначені для одного функціонально-утворюючого елемента (наприклад, тільки житла, або тільки готелів) - будівля слід вважати спеціалізованим (див. схему функціонально-планувальних рішень).

При цьому не повинні враховуватися допоміжні приміщення, призначені для обслуговування мешканців, що працюють в будівлі або відвідувачів.

## *2.2. Характеристика умов будівництва.*

Ділянка, відведена під будівництво житлового 24-х поверхового комплексу, розташована в м. Ірпінь та охоплює територію існуючого парку.

Територія будівництва обмежена з півночі вул. Київський Шлях, з заходу – вул. Красина, зі сходу – вул. Коцюбинського, з півдня – 1÷5<sup>ти</sup> поверховими житловими будинками, кількома 9<sup>ти</sup> поверховими.

На території забудови залишається двоповерховий будинок адміністрації, який передбачається реконструювати в фітнес-центр. Інші будівлі підлягають зносу та демонтажу.

Ділянка будівництва розташована на схилі, рельєф центральної частини відносно спокійний, в південно-західному напрямку стрімкий та змінюється у межах 111,20÷144,0 м з ухилом у східному напрямку в бік вул. Красина.

Також передбачено укріплення території підпірними стінками й утримуючими спорудами з водостійкими лотками та дренажами. та тимчасове кріплення котлованів та насипів під час виконання земляних робіт.

На ділянці існують планувальні обмеження, викликані наявністю на суміжних територіях об'єктів комунально-господарчого призначення та проходження через відведену ділянку магістральних колекторів дощової та госппобутової каналізації, винесення яких неможливе.

Об'єкт проектування на ділянці 0,83Га визначається як житловий будинок з вбудовано-прибудованими приміщеннями.

На ділянці також передбачено влаштування пейзажного парку з прокладанням пішохідних алей, доріжок та стежок.

Влаштовується дитячий та спортивний майданчики, на в'їздній площі з півночі реконструюється існуюча автомобільна стоянка на 10 автомобілів.

Передбачене розчищення території від самосійних насаджень та перенесення цінних дерев з території забудови на територію парку

Проектом передбачене будівництво житлового комплексу у 1 чергу:

Будівництво житлової 24-х поверхова будівля з вбудовано-прибудованими приміщеннями та внутрішніми інженерними мережами і спорудами, що забезпечують функціонування будинку.

### **2.3. Характеристика конструкцій.**

Жиловий будинок складається з 24<sup>ти</sup>-х поверхів. Будівля виконана у монолітному залізобетонному каркасі з несучими колонами, діафрагмами жорсткості, безбалочним монолітним залізобетонним перекриттям.

Зовнішні стіни комплексної конструкції, розрізані по висоті поповерхово.

Стійкість каркасу в обох напрямках забезпечується застосуванням діафрагм жорсткості і подовжених стінок-колон, які також виконують роль діафрагм жорсткості з дисками перекриття.

Фундаменти житлового будинку прийнятий на пальовій основі.

Для пальових фундаментів будинків прийнято буроін'єкційні палі діаметром 620мм довжиною 30м. Розрахункове навантаження на палю прийнято 200÷300 т.

Ростверки під будівлі запроектовано монолітними залізобетонними товщиною 1000мм.

Зовнішні стіни – самонесучі кам'яні комплексної конструкції:

- штукатурка – 15 мм;
- утеплювач – 100 мм;
- цегла – 250 мм;
- штукатурка – 20 мм.

Сходи виконуються із збірних маршів з 2<sup>ма</sup> сходовими площадками для цегляних житлових будинків із висотою поверху 3,0м.

Площадки сходів розташовуються на консолях, що виконуються при бетонуванні колон, діафрагм та на металевих консолях, які приварюються до закладних елементів колон та діафрагм.

Ліфтові шахти виконуються монолітні залізобетонні із товщиною стінки 160мм.

Максимальна вага конструкцій, що монтуються, становить 5,0 т.

#### **2.4. Водопониження.**

Для захисту всіх котлованів від поверхневих вод необхідно при проведенні земляних робіт звернути увагу на відведення дощових та талих вод. Для цього поверху котлованів влаштовують водовідвідні канали за допомогою плужних або багатоковшевих канавокопачів. Ширину нагірної канави прийняти не менше 0,6м, відстань від верхньої бровки ухилу котловану до канави не менше 5,0м; повздовжній ухил – не менше 0,3%. Якщо дно канави виявиться водонепроникливим (глина, суглинок), необхідно засипати його дреноючими матеріалами (щебенем або гравієм).

Виконання підземних робіт по перекладці інженерних мереж на вулицях Красина та Коцюбинського проводити під захистом будівельного водозниження.

Обводнення траншеї складає 0,5÷2,0м.

Вихідні дані для вибору методу водозниження та основних параметрів водознижувальної установки прийняті:

- коефіцієнт фільтрації  $k = 2\text{м/добу}$ ;
- коефіцієнт водовіддачі – 0,2;
- потужність водоносного шару  $H = 20\text{м}$ ;
- зниження рівня ґрунтових вод 1÷2,5м;

Враховуючи геологічну будову площадки, гідрогеологічні характеристики

ґрунтів, прийняті методи виконання робіт, найбільш ефективним і економічно доцільним методом зниження рівня ґрунтових вод буде водозниження голкофільтровими установками УВВ-ЗА-6КМ.

### *2.5. Інженерно-геологічні умови району будівництва.*

Геологічна будова ділянки на глибину до 35м виражена четвертинними відкладами, що залягають на ґрунтах харківського та київського палеогену. Верхня частина розрізу складена алювіально-деалювіальними ґрунтами-пісоком, супіском місцями суглинком. З денної поверхні пройдено насипні ґрунти – пісок та супісок неоднорідні. Глинисті ґрунти залягають нижче рівня ґрунтових вод і знаходяться у пластичному та текучому стані.

Згідно інженерно-геологічних умов виділені такі основні інженерно-геологічні елементи:

**ІГЕ-2.** Пісок пилюватий, середньої щільності, малого та середнього ступеню водонасичення, . Потужність верстви – 1,2-2,7 м.

**ІГЕ-4.** Супісок коричневий, пластичний, мікропористий, з включенням стяжін карбонатів 1-2 %, місцями прошарків піску пилюватого 30-40 %. Потужність верстви – 0,5-4,4 м.

**ІГЕ-5.** Пісок дрібний, середньої щільності, пластичний, середнього ступеню водо-насичення, Потужність верстви – 0,3-2,1 м

**ІГЕ-6.** Пісок дрібний, пластичний, щільний, середнього ступеню водонасичення, Потужність верстви – 1,1-1,8 м

**ІГЕ-7.** Супісок піскуватий, сірувато-коричневий, пластичний, з лінзовидними прошарками піску пилюватого 10-30 %. Потужність верстви – 0,7-1,8 м.

**ІГЕ-8.** Суглинок текучепластичний Потужність верстви – 0,8-1,9 м.

**ІГЕ-9.** Глина напівтверда, жовто-коричнева, з лінзовидними проша-рками піску пилюватого 15-30 %. Потужність верстви – 1,5-2,7 м.

**ІГЕ-10.** Глина тугопластична, жовто-коричнева, з лінзовидними прошарками піску пилюватого 15-30 %. Потужність верстви – 0,5-1,7 м.

**ІГЕ-11.** Супісок пластичний, мікропористий, з включенням стяжінь карбонатів 1-2 %, місцями прошарків піску пилюватого 30-40 %. Потужність верстви – 1,5-2,4 м.

**ІГЕ-22.** Супісок піскуватий, сірувато-коричневий, пластичний, з лінзовидними прошарками піску пилюватого 10-30 %. Потужність верстви – 1,7-3,8 м.

### *2.6. Опоряджувальні роботи.*

Виконання опоряджувальних робіт у середині житлового будинку передбачити з інвентарних металевих легких збірно-розбірних риштувань; ззовні житлових секцій та інших будинків – з інвентарних люльок типу ЛЕ100-300, фітнес-центра та надземних частин паркінгів – з безболтових трубчатих риштувань з шириною робочої поверхні настилу не менш 1,2м. Рекомендується застосовувати риштування типу «Plettas», що можуть виставлятися по висоті до 100м.

Вертикальний транспорт матеріалів для внутрішніх опоряджувальних та інших спецробіт здійснюється при допомозі стійкових підіймачів типу «Самас ЕРМ» 1500/150 або С-598.

### **2.7. Внутрішні сантехнічні роботи.**

Великогагове обладнання (бойлери, вентилятори, насоси і т.і.) переміщувати краном до монтажних отворів, потім кран-балкою, передбаченою в проекті, подавати через отвір до місця установки. Для монтажу вентиляторів в перекритті встановити гачки, а сам монтаж здійснюється за допомогою ручної талі

0,5т по ДЕСТ-2799-21.



Генпідрядник повинен забезпечити до початку монтажу внутрішніх сантехнічних і електромонтажних мереж наявність проектних отворів та пазів у стінах, перекриттях та перегородках.

### **2.8. Зовнішні інженерні мережі.**

Проектом передбачується виконання основних робіт по зовнішнім інженерним мережам і комунікаціям паралельно будівництву.

Водопостачання та пожежогасіння житлового комплексу з об'єктами соціально-громадського призначення та паркінгами здійснюється із водопровідних мереж:

- Д<sub>в</sub>300 по вул. Київський Шлях;

Прокладання інженерних мереж, в залежності від умов будівництва, визначається відкритим та закритим способами. При відкритому способі прокладання застосовувати 4<sup>ви</sup> типи траншей:

I тип – траншеї з укосами (глибина 1÷5м), розробляються екскаваторами ЕО-4321;ЕО-3322А;

II тип – траншеї з вертикальними стінками, розробляється вручну, кріплення передбачено дошками (глибина 3÷3,5м);

III тип – траншеї з вертикальними стінками в кріпленні інвентарними дерев'яними щитами; розробка ґрунту здійснюється екскаватором (глибина 3÷3,5м);

IV тип – траншеї з вертикальними стінками, кріплення передбачено двотавровими стояками з наступною дерев'яною закидкою; розробка ґрунту здійснюється екскаватором або вручну (глибина 4÷8м); двотаврові стояки встановлюються у попередньо пробурені свердловини до низу траншеї; буріння свердловин здійснювати установкою обертального буріння типу УРБ-ЗАМ після уточнення місцеположення діючих комунікацій шурфуванням; заглиблення

двотаврових стояків виконувати віброзанурювачем типу В-401, підвішеним на гак крану МКГ-25.

Прокладання каналізації та дощової каналізації здійснювати закритим способом – штольневою проходкою. Розробка та навантаження ґрунту в баддю, влаштування випереджувального та постійного кріплення виконується вручну. Для відкати бадді з ґрунтом використовуються технологічні візки.

Теплопостачання житлового комплексу здійснюється від теплових мереж квартальної котельні .

Також передбачена реконструкція квартальної котельні, з попереднім переключенням існуючих споживачів. А також заміна існуючих трубопроводів тепломережі на нові попередньо-ізольовані по існуючій та новій трасах, частково в землі та в штольні.

Кабелі мережі 10кВ та 0,4кВ прокладаються в траншеї на глибині 0,7м (1,0м – під дорогами в а/ц трубах) від існуючих та планувальних відміток землі, на перехрещеннях з іншими інженерними комунікаціями на глибині не менше 0,5м від поверхні землі – в а/ц трубах, з покриттям цеглою по всій довжині трас.

При перекладанні інженерних мереж по будівельному майданчику розроблений ґрунт залишається у відвалі на місці, а по вул. Коцюбинського – автотранспортом вивозиться у відвал на 1км і для зворотнього засипання підвозиться. Залишки ґрунту перевозяться на звалище. Зворотнє засипання траншей виконується місцевим ґрунтом бульдозером типу Д-271А з поша-ровим ущільненням пневмотрамбівками. При перекладанні інженерних мереж на проїзній частині розроблений ґрунт перевозиться на звалище. Для зворотнього засипання підвозиться пісок.

До початку розробки траншей на газонах, рослинний шар ґрунту завтовшки 15см зрізається бульдозером або вручну і переміщується бульдозером на відстань до 10м. Далі цей ґрунт використовується для відновлення газонів (внесення шару чорнозему завтовшки 30см), решта чорнозему підвозиться.

### 3. Розрахунково-конструктивна частина

#### 3.1. Розрахунок несучої здатності бурової висячої палі.

Спочатку визначаємо несуча здатність бурової висячої палі

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

де  $\gamma_c = 1$  (спирається на пісок щільний);

$$\gamma_{cR} = 1;$$

$$R = 0,75\alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_I d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_I h).$$

$$\alpha_1 - 116,0; \alpha_2 - 159,0; \alpha_3 - 0,78; \alpha_4 - 0,19;$$

$$\gamma'_I = 23,78 \text{ кН} / \text{м}^3; \gamma_I = 24,52 \text{ кН} / \text{м}^3;$$

$$d=0,62 \text{ м}; h=13,5 \text{ м}.$$

$$R = 0,75\alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_I d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_I h) =$$

$$= 0,75 \cdot 0,19 (16,0 \cdot 23,78 \cdot 0,62 + 159,0 \cdot 0,68 \cdot 24,52 \cdot 13,5) = 6967 \text{ кПа}.$$

$$A=0,28 \text{ м}^2; u=1,88 \text{ м}; \gamma_{cf} = 0,7;$$

$$f_1 = 13 \text{ кПа}; f_2 = 19 \text{ кПа}; f_3 = 6 \text{ кПа}; f_4 = 35 \text{ кПа};$$

$$h_1 = 6 \text{ м}; h_2 = 4 \text{ м}; h_3 = 1,5 \text{ м}; h_4 = 13 \text{ м};$$

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) = 1(1 \cdot 6967 \cdot 0,28 + 1,88 \cdot (0,7 \cdot 13 \cdot 6 + 0,7 \cdot 19 \cdot 4 + 0,7 \cdot 6 \cdot 1,5 + 0,7 \cdot 35 \cdot 13)) = 3317 \text{ кН}.$$

### 3.2. Розрахунок палі на дію вертикального і горизонтального навантаження та момента

Максимальне навантаження що діє на палі під висотну частину будівлі:

$N=250\text{т}$ ;  $H=19\text{т}$ ;  $M=23\text{тм}$ .

Знаходимо коефіцієнт пропорційності за міцністю  $\alpha = 7,1\text{тс}/\text{м}^2$ , тоді коефіцієнт пропорційності  $K=2500\text{тс}/\text{м}^4 \cdot 1,3=3250\text{ тс}/\text{м}^4$ . Коефіцієнт деформації

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{3250 \cdot 1,4}{1 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot 6,34 \cdot 10^{-3}}} = 0,456\text{м}^{-1},$$

де момент інерції палі 
$$I = \frac{\pi \cdot R^4}{4} = \frac{3 \cdot 14 \cdot 0,31^4}{4} = 7,25 \cdot 10^{-3}\text{ мс}.$$

Знаходимо приведені розрахункові значення поперечної сили  $\bar{H}$ , моменту  $\bar{M}$  та дожини палі  $\bar{l}$ :

$$\bar{H} = \frac{H \cdot \alpha_\varepsilon^2}{\alpha \cdot b_p} = \frac{13 \cdot 0,456^2}{7,1 \cdot 1,4} = 0,38;$$

$$\bar{M} = \frac{M \cdot \alpha_\varepsilon^3}{\alpha \cdot b_p} = \frac{18 \cdot 0,678^3}{7,1 \cdot 1,4} = 0,34;$$

$$\bar{l} = l \cdot \alpha_\varepsilon = 13,5 \cdot 0,456 = 6,15.$$

Розрахункові значення горизонтального переміщення палі в рівні підшви ростверку  $u_p$ , м, і кут її повороту  $\psi_p$ , рад, визначаємо за формулою:

$$u_p = u_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3EI} + \frac{Ml_0^2}{2EI};$$

$$\psi_p = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2EI} + \frac{Ml_0}{EI};$$

Визначаємо горизонтальне переміщення  $u_0$ , м, і кут повороту  $\psi_0$ , рад, визначається:

$$u_0 = H_0 \varepsilon_{HH} + M_0 \varepsilon_{HM};$$

$$\psi_0 = H_0 \varepsilon_{MH} + M_0 \varepsilon_{MM};$$

$$H_0 = H = 13 \text{ т}; M_0 = M + H \cdot l_0 = 18 + 13 \cdot 0,73 = 27,49 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$$\varepsilon_{HH} = \frac{A_0}{\alpha_\varepsilon^3 \cdot E \cdot I} = \frac{2,411}{0,456^3 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot 6,34 \cdot 10^{-3}} = 2,34 \cdot 10^{-4};$$

$$\varepsilon_{MH} = \varepsilon_{HM} = \frac{B_0}{\alpha_\varepsilon^2 \cdot E \cdot I} = \frac{1,621}{0,456 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot 6,34 \cdot 10^{-3}} = 1,23 \cdot 10^{-4};$$

$$\varepsilon_{MM} = \frac{C_0}{\alpha_\varepsilon^3 \cdot E \cdot I} = \frac{1,751}{0,456^3 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot 6,34 \cdot 10^{-3}} = 2,12 \cdot 10^{-4}.$$

Тоді:

$$u_0 = 13 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4} + 27,49 \cdot 1,55 \cdot 10^{-4} = 8,62 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$\psi_0 = 13 \cdot 1,55 \cdot 10^{-4} + 27,49 \cdot 2,46 \cdot 10^{-4} = 8,76 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Визначаємо  $u_p$  та  $\psi_p$ :

$$u_p = 8,62 \cdot 10^{-3} + 8,76 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1 + \frac{13 \cdot 0,1^3}{3 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot 6,34 \cdot 10^{-3}} + \frac{18 \cdot 0,1^2}{2 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot 6,34 \cdot 10^{-3}} =$$

$$= 0,006 \text{ м} \leq u_u = 10 \text{ мм}.$$

$$\psi_p = 8,76 \cdot 10^{-3} + \frac{13 \cdot 0,12}{2 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot 6,34 \cdot 10^{-3}} + \frac{18 \cdot 0,1}{3,6 \cdot 10^6 \cdot 6,34 \cdot 10^{-3}} = 0,0086 \text{ рад}.$$

Таким чином розрахункові значення переміщення та куту повороту палі менші гранично допустимих.

Проводимо розрахунок стійкості ґрунту основи.

$$\bar{l} > 2,5 \quad z = \frac{0,85}{\alpha_\varepsilon} = \frac{0,85}{0,678} = 1,254 \text{ м}$$

При . Тоді приведені значення

$$\bar{z} = z \cdot \alpha_\varepsilon = 1,254 \cdot 0,678 = 0,85.$$

Розрахунковий тиск:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_\varepsilon} \bar{z} \left( u_p A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_\varepsilon} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_\varepsilon^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon^3 EI} D_1 \right);$$

$$\sigma_z = \frac{2560}{0,678} \cdot 0,85 \cdot \left( \begin{array}{l} 0,006 \cdot 0,996 - \frac{8,76 \cdot 10^{-3}}{0,678} \cdot 0,813 + \\ + \frac{27,49}{0,456^2 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot 6,34 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,813 + \\ + \frac{13}{0,456^3 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \cdot 6,34 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,097 \end{array} \right) = -0,34 \text{ тс} / \text{м}^2.$$

Таким чином стійкість ґрунту забезпечена.

### 3.3. Вибір глибини закладання роствірка

Визначення глибини закладання роствірка залежить від декількох чинників:

– Глибини промерзання ґрунту

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту визначається по формулі:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{|M_t|} = 0,28 \cdot \sqrt{|-21|} = 1,28 \text{ м, де}$$

$M_t$  - коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі по ДБН "Будівельна кліматологія і геофізика".

$d_0$  - величина в метрах, що приймається рівною:

- для суглинків і глин - 0,23 м;
- для супісків, пісків дрібних і пилуватих - 0,28 м;
- для пісків середньої крупності, великих і гравелистих - 0,30 м;

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту визначається:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,6 \cdot 1,28 = 0,768 \text{ м, де}$$

$k_h$  - коефіцієнт враховує вплив теплового режиму споруди і приймається по таблиці №1 ДБН.

– Наявність конструктивних особливостей

У нашому випадку підвальних приміщень немає, тому

$$d_2 = d_b = 0$$

– Глибина закладання роствірка

Враховуючи всі перераховані умови, приймаємо глибину закладання роствірка  $d_p = 1,2$  м, виходячи з кратності ростверка по висоті 15 см.

### **3.4. Розрахунок купола. Основні положення.**

Конструктивними елементами купола служать, як правило, оболонка обертання і розтягнуте опорне кільце. При наявності ліхтарного прорізу у вершині купола влаштовується стиснуте ліхтарне кільце. У випадку шарнірного опирання купола, коли реакції на краях оболонки спрямовані уздовж дотичної до її серединної поверхні, можлива реалізація безмоментного напруженого стану: у цьому випадку в куполі виникають лише мембранні зусилля:  $N_{1\alpha}^0$  - поздовжнє меридіональне зусилля, що приходить на одиницю довжини кільцевого перетину з кутом  $\alpha$ ;  $N_{2\alpha}^0$  - подовжнє кільцеве зусилля, що приходить на одиницю довжини меридіану в перетині з кутом  $\alpha$ .

Поздовжні зусилля вважаються додатними при стиску.

Однак оболонка купола обперта не шарнірно, а пружно закріплена в опорн-ому і ліхтарному кільці. У зв'язку з цим на нижньому і верхньому краї виникають меридіональні згинальні моменти  $M_{1n}$  і додатковий розпір  $H_n^1$ .

Зусилля крайового ефекту визначаються з розрахунку системи купол - кільцева балка методом сил, приймаючи основну систему методу сил у виді купола, шарнірно обпертого на радіально рухливі опори, осі яких спрямовані по дотичним до меридіанів.

Система канонічних рівнянь методу сил, що виражають спільність кутових і лінійних переміщень купола і кільця по лінії їхнього сполучення, має вид

$$\delta_{11}^n M_{1n} + \delta_{12}^n H_n^1 + \Delta_{1q}^n = 0$$

$$\delta_{21}^n M_{1n} + \delta_{22}^n H_n^1 + \Delta_{2q}^n = 0$$

де:  $\delta_{11}^n, \delta_{21}^n, \Delta_{1q}^n$  - взаємні кути повороту краю оболонки і кільцевої балки в основній системі від дії одиничних значень зайвих невідомих і зовнішнього навантаження;

$\delta_{21}^n, \delta_{22}^n, \Delta_{2q}^n$  - взаємні горизонтальні переміщення краю оболонки і кільцевої балки в основній системі від дії зайвих невідомих одиничної величини і зовнішнього навантаження.

Одиничні переміщення визначаються формулами

$$\delta_{11}^n = \frac{4k^3}{Ek_{N1}hR} + \frac{r_n^2}{E_n \cdot k_n J_n}$$

$$\delta_{12}^n = \delta_{21}^n = -\frac{2k^2}{Ek_{N1} \cdot h} \sin \alpha_n + \frac{r_n^2}{E_n k_n J_n} e$$

$$\delta_{22}^n = \frac{2Rk}{Ek_{N1} \cdot h} \sin \alpha_n + \frac{r_n^2}{E_n k_n F_n} + \frac{r_n^2}{E_n k_n J_n} e^2$$

де характеристика загасання  $k$

$$k \approx 1,31 \sqrt{\frac{R}{h}} \cdot \sqrt[4]{\frac{k_{N1}}{k_M}}$$

$E$  – модуль пружності матеріалу оболонки;  $\nu$  - коефіцієнт Пуассона,  $E_n$  - модуль пружності матеріалу кільцевої балки (при  $n=0$  – опорної, при  $n=1$  - ліхтарної);  $F_n$  і  $J_n$  - площа і момент інерції перерізу кільцевої балки.

Повні грузові переміщення складаються з переміщень краю оболонки  $\Psi_n^0, \xi_n^0$  і переміщень кільцевої балки  $\Psi_n^B, \xi_n^B$ :

$$\Delta_{1q}^n = \Psi_n^0 + \Psi_n^B$$

$$\Delta_{2q}^n = \xi_n^0 + \xi_n^B$$

$$\Psi_n^0 = \frac{1}{Eh} \left[ (1+\nu)(N_{1\alpha}^0 - N_{2\alpha}^0) \operatorname{ctg} \alpha - \frac{d}{d\alpha} (N_{2\alpha}^0 - \nu N_{1\alpha}^0) \right]$$



$$\xi_n^0 = \frac{r_n}{Eh} (N_{2\alpha}^0 - \nu N_{1\alpha}^0);$$

$$\psi_n^B = \frac{r_n^2}{E_n J_n} H_n^0 \cdot e_1 = \frac{r_n N_n^0}{E_n F_n} e_1, \quad \xi_n^B = \frac{r_n^2}{E_n J_n} H_n^0 = \frac{r_n N_n^0}{E_n F_n}$$

де  $H_n^0 = N_{10}^0 \cos \alpha_n$  - викликаний навантаженням розпір в основній системі;  $N_n^0 = r_n H_n^0$  поздовжня сила в балці. Приведені вище формули справедливі для визначення крайових зусиль, як на нижньому, так і на верхньому краї. Зусилля крайового ефекту  $N_{1\alpha}^1, N_{2\alpha}^1, M_{1\alpha}, Q_\alpha$  визначаються за відомими формулами. Повні поздовжні сили можна визначити підсумовуванням складових  $N_{1\alpha} = N_{1\alpha}^0 + N_{1\alpha}^1, N_{2\alpha} = N_{2\alpha}^0 + N_{2\alpha}^1$ .

В пружній стадії роботи матеріалів  $k_{N1} = k_{N2} = k_M = k_1 = k_2 = 1$ .

Нелінійність деформування матеріалів і тріщиноутворення бетону чи кладки враховується на основі розрахункової моделі В.І.Мурашева, прийнятої в даний час у міжнародних нормах. Як метод рішення прийнятий метод перемінних параметрів пружності, у якому модуль пружності  $E$  замінюється січним модулем  $E \cdot \nu$ . Оскільки значення січного модуля (коефіцієнта  $\nu$ ) заздалегідь невідомо, те задача розв'язується методом послідовних наближень.

У першому наближенні матеріал вважається пружним. З пружного розрахунку визначаються повні зусилля від усіх навантажень і впливів. Для оболонки необхідно визначити: поздовжні зусилля  $N_1$  (меридіональні),  $N_2$  (кільцеві) і згинальні моменти  $M_1$ . Для кільцевих балок – поздовжні зусилля  $N_1$  (ліхтарна балка) і  $N_0$  (опорна балка).

По названих зусиллях визначаються п'ять коефіцієнтів  $\nu$ ;  $k_{N1}, k_{N2}, k_M$  – для оболонки,  $k_1$  і  $k_0$  – для ліхтарної та опорної балок.

Величини коефіцієнтів доставляються трьома процедурами: BETON, BCRC, DCRM.

Процедура ВЕТОН призначена для визначення січного модуля деформацій бетону (кладки) при стиску чи розтяганні, поки в перетині оболонки або балки немає тріщин.

Процедура BCRC призначена для визначення коефіцієнта осьової жорсткості армованого елемента оболонки чи балки з тріщинами при розтяганні. У таких умовах можуть знаходитися меридіональні перетини оболонки – при дії кільцевих поздовжніх зусиль і опорна кільцева балка. У процедурі для визначення жорсткості використані залежності

$$C = bhE_b \cdot k_N, \quad k_N = \mu_S \alpha_E / \psi_S$$

$$\alpha_E = E_S / E_b, \quad \psi_S = 1 - \frac{0,7}{\varphi_l} \zeta, \quad \varphi_l = 1 + 5\mu_S \alpha_E$$

$$\zeta = \frac{N_{crc}}{N}, \quad N_{crc} = bhR_{bt}$$

Передбачено можливість пластичного деформування арматури. Діаграма стану прийнята дволінійної по типу Прандтля:

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_S \leq \varepsilon_{S0} \quad \sigma_S = E_S \varepsilon_S$$

$$\text{при } \varepsilon_{S0} < \varepsilon_S \leq \varepsilon_{SU} \quad \sigma_S = R_S.$$

Процедура DCRM призначена для визначення згинальної жорсткості перерізів елементів оболонки в меридіональному напрямку. У процедурі використані залежності  $D = E_b k_M$ ,  $J = bh^3/12$  - момент інерції перерізу.  $k_M$  - коефіцієнт, що враховує зменшення жорсткості перерізу при наявності тріщин

$$k_M = \frac{12\mu_S \alpha_E (1 - 0,5\xi_0)}{\psi_S + 2\mu_S \alpha_E (1 + \varphi_l) / \xi_0}, \quad \xi_0 = \mu_S \alpha_E \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\mu_S \alpha_E}} - 1 \right)$$

Коефіцієнт В.І. Мурашева  $\Psi_S$  визначений вище; тепер  $\zeta = M_{crc} / M$ ,

$$M_{crc} = bh^2 / 3,5.$$

Для оболонки величини коефіцієнтів  $k_{N1}$ ,  $k_{N2}$ ,  $k_M$  визначаються як середнеарифметичні по всіх розрахункових перетинах.

Умови збіжності процесу ітерацій прийняті по крайових зусиллях

$$\left| \frac{M_{1n}^j - M_{1n}^{j-1}}{M_{1n}^j} \right| < \delta \quad \text{і} \quad \left| \frac{H_n^{1,j} - H_n^{1,j-1}}{H_n^{1,j}} \right| < \delta.$$

де  $j$  – номер ітерацій,  $\delta$  - прийнята точність збіжності наближень (0.0001).

Якщо збіжність не досягнута, розрахунок припиняється, якщо  $j \geq \Delta$ , де  $\Delta = 100$  - прийнята точність розрахунку (максимальна кількість ітерацій). Усереднення жорсткостей прискорює збіжність процесу ітерацій.

### 3.5. Розрахунок будівлі в ПК Мономах.

Комплекс призначений для розрахунку та проектування конструкцій каркасних житлових і громадських багатоповерхових будівель.

Перші версії ПК МОНОМАХ були орієнтовані на конструкції із монолітного залізобетону. Однак практика показала, що комплекс може застосовуватися також при розрахунках і проектуванні сталевих споруд, споруд із збірного залізобетону, цегли і т.п. Так, у новій версії комплексу, ПК МОНОМАХ 4.2, надається можливість задання колон і балок різних перерізів (двотаври, швелери), що допускає розрахунок комбінованих конструкцій висотних будинків. Це може бути споруда з каркасом зі сталевих конструкцій, а плити перекриттів і фундаментна плита - із залізобетону. Реалізовано розрахунок цегляних будинків висотою до 14 поверхів із включеннями з монолітного залізобетону. ПК МОНОМАХ 4.2 дозволяє провести розрахунок споруди з урахуванням моделі ґрунтової основи.

Характерною рисою ПК МОНОМАХ є те, що на етапі його освоєння від користувача не вимагаються глибокі знання МСЕ і специфічні знання по роботі зі складними розрахунковими комплексами. ПК МОНОМАХ надає можливість користувачу працювати зі знайомими йому об'єктами, такими як осі, поверхи, балки, колони, плити, отвори в плитах, навантаження по площі плити чи на окремій ділянці і т.п.

ПК МОНОМАХ має експертну систему, яка на всіх етапах автоматизованого проектування дає користувачу підказки про обґрунтованість прийнятих ним конструктивних рішень, таких як розміри перерізів несучих конструкцій, розміщення діафрагм жорсткості, забезпечення тих чи інших вимог норм і т.д.

ПК МОНОМАХ може бути використаний на різних етапах проектування. Наприклад, на стадії прийняття проектних рішень, коли протягом кількох днів можна одержати варіанти конструктивних схем із різним розміщенням колон, діафрагм, паль, із різною товщиною плит, типом фундаментних конструкцій і т.п. А також на стадії робочого проектування, коли створення розрахункової схеми, видача результатів розрахунку та ескізів робочих креслень дозволяють у кілька разів скоротити терміни виконання проекту в порівнянні з традиційною технологією проектування.

ПК МОНОМАХ складається із дев'яти інформаційно пов'язаних програм, кожна з яких може працювати в автономному режимі/

Для визначення короточасних, довготривалих, снігових, вітрових та сейсмічних навантажень будемо використовувати ДБН В.1.2-2:2006 (Навантаження і впливи).

Результати розрахунку будівлі в ПК Мономах 4.0

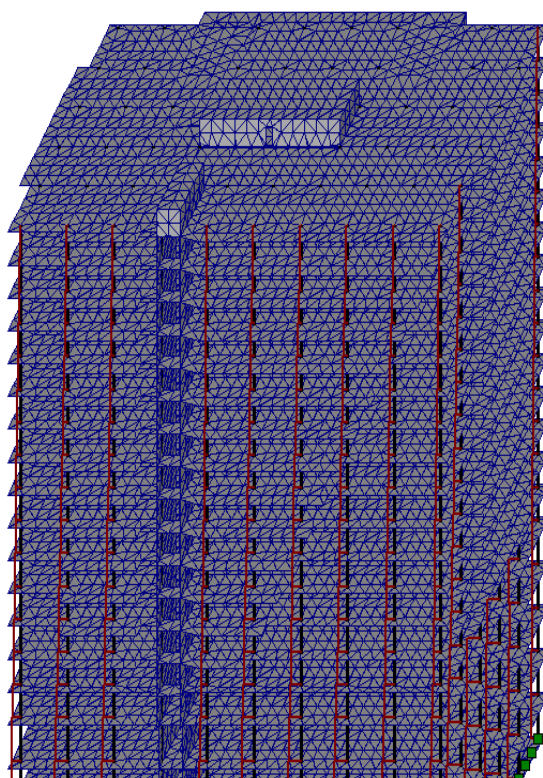


Рис.3.1. Епюра внутрішніх зусиль N для вертикальних елементів

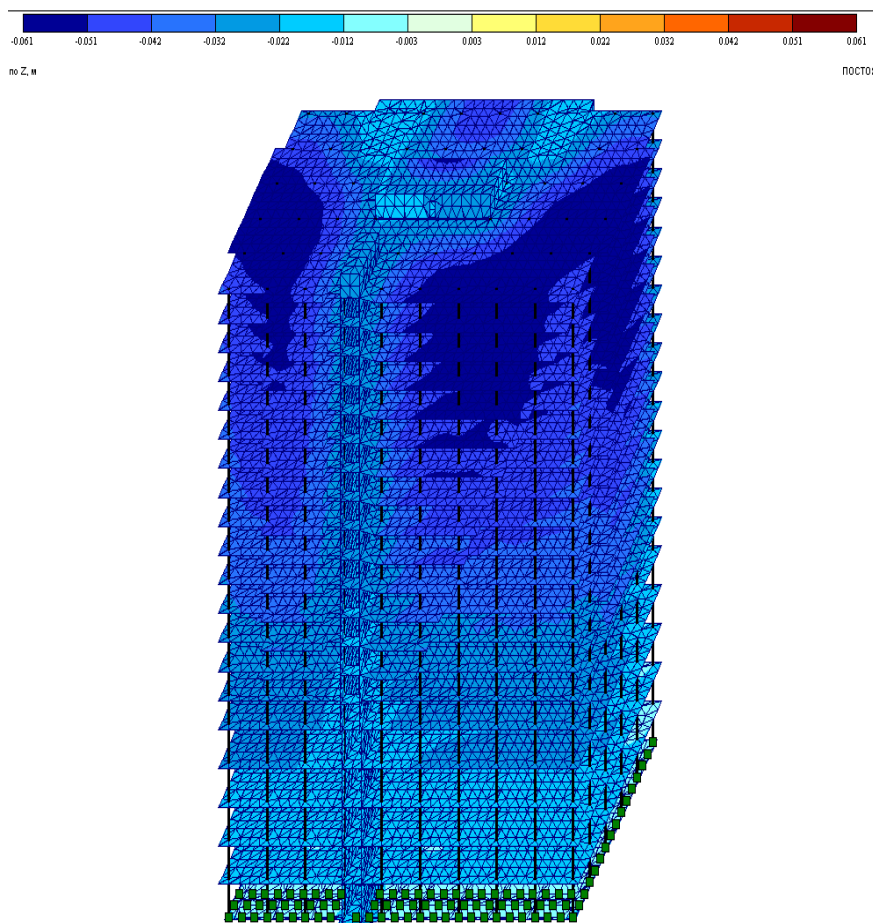
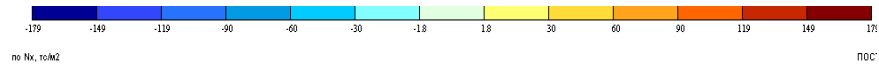


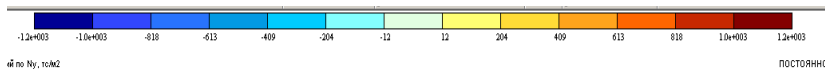
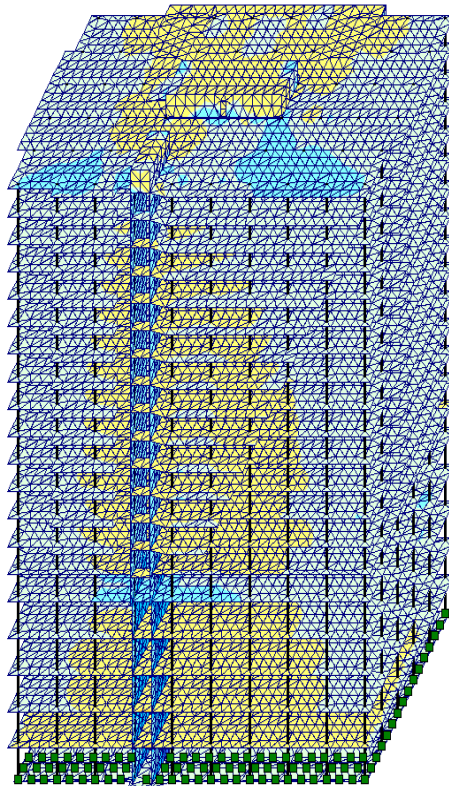
Рис. 3.2. Ізополя переміщень вздовж осі Z

Після проведення розрахунку методом кінцевих елементів, експортуємо задачі у конструюючі програми для більш детального розрахунку та підбір армування для кожного конструктивного елемента



по  $U_x$ , тоМ2

ПОС



по  $U_y$ , тоМ2

ПОСТОЯННС

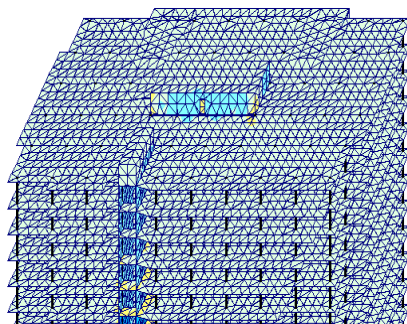
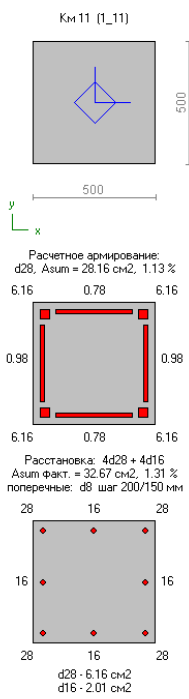


Рис. 4.3. Ізополя напружень вздовж осі  $N_x$  та  $N$   
Розрахунок колони в програмі «Колона» (ПК «Мономах»)



Бетон В35 ( $R_b = 199 \text{ кгс/см}^2$ ,  $R_{bt} = 13.3 \text{ кгс/см}^2$ )  
тяжелый, естеств. твердение  
Продольная арматура А-III ( $R_s = R_{sc} = 3750 \text{ кгс/см}^2$ )  
Поперечная арматура А-I ( $R_{sw} = 1800 \text{ кгс/см}^2$ )  
СНиП 2.03.01-84

Соргомент: 12,14,16,18,20,22,25,28;  $a = a' = 44.0 \text{ мм}$   
Коеф. условий работы  
 $\gamma_b = 7.9 = 1.00$ ,  $\gamma_b(5.10.12) = 0.85$   
 $\gamma_{b2}(a) = 0.9$ ,  $\gamma_{b2}(l) = 1.1$   
 $\gamma_{s1} = 1.00$ ,  $\gamma_{s2}(m_{кр}) = 1.2$

Геометрические характеристики:  
 $A = 2500 \text{ см}^2$   
 $I_x = I_y = 520833 \text{ см}^4$ ,  $W_x = W_y = 20833.3 \text{ см}^3$   
 $x_0 = x_0 = 250 \text{ мм}$ ,  $i_x = i_y = 144.338 \text{ мм}$

Расчетная длина:  
Н эт. = 4800 мм, отм. низа 0.000  
 $m_x = m_y = 0.70$ ,  $L_{0x} = L_{0y} = 3360 \text{ мм}$   
гибкость = 23.3 [6.7],  $e_a = 16.67 \text{ мм}$

Нагрузки. Результаты МКЭ расчета, тс/м

Вид	N	Mx	My	Qx	Qy	T
Постоянная	165.5	10.2	-12.3	-3.37	3.11	0.00
	162.5	-4.71	3.84	-3.37	3.11	0.00
Длительная	35.3	2.27	-3.02	-0.89	0.69	0.00
	35.3	-1.04	1.24	-0.89	0.69	0.00
Кр. времен.	0.81	0.06	-0.06	-0.02	0.02	0.00
	0.81	-0.03	0.02	-0.02	0.02	0.00
Ветровая 1	-2.79	-0.66	-1.23	-0.54	-0.21	0.00
	-2.79	0.37	1.38	-0.54	-0.21	0.00

Коэффициенты к нагрузкам:  
надежн. по ответств. = 1, снижающий для кр. времен. = 1.00

Вид	надежн.	длитель.	продол.	1-е соч.	2-е соч.	3-е соч.
Постоянная	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.90
Длительная	1.20	1.00	1.00	1.00	0.95	0.80
Кр. времен.	1.20	0.35	1.00	1.00	0.30	0.50
Ветровая	1.40	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Автоматическое формирование комбинаций  
Сочетания для общего случая расчета (случай а и случай б)  
Расчет по раскрытию трещин. Выделять угловые стержни

Расчетные сочетания нагрузок. Случай б (все нагрузки), тс/м

№ строки	N	Mx	My	Qx	Qy	T
1	227.4	14.7	-15.5	-4.06	4.50	0.00
2	224.1	-6.86	3.93	-4.06	4.50	0.00
3	178.2	10.3	-15.3	-4.47	3.12	0.00
4	217.1	-5.92	7.40	-5.43	3.96	0.00
5	220.4	13.1	-18.6	-5.43	3.96	0.00

Расшифровка строк списка РСН

№ строки	Критерии отбора	Состав
1	Snc, Nc, Ty	ПО+ДЛ+КР+В1_н
2	Snc	ПО+ДЛ+КР+В1_в
3	Sлр	ПО+В1_н
4	Sлс	ПО+ДЛ+КР+В1_е
5	Snc, Tx	ПО+ДЛ+КР+В1_н

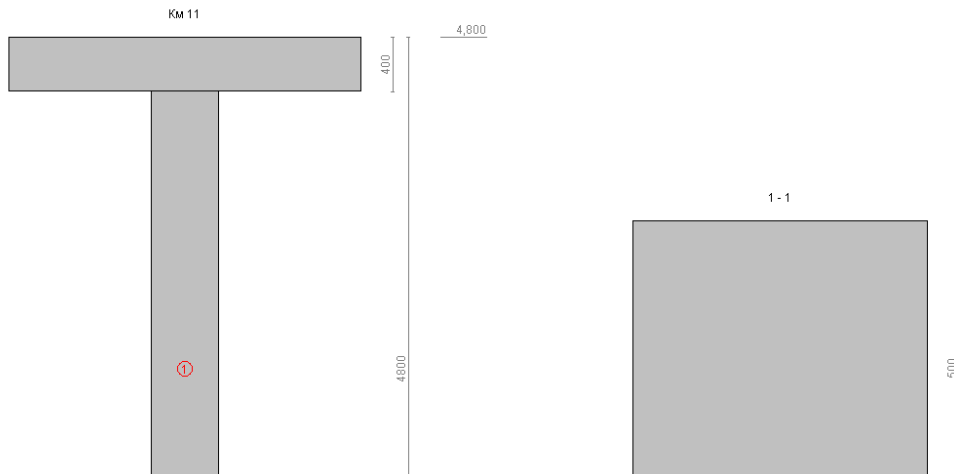
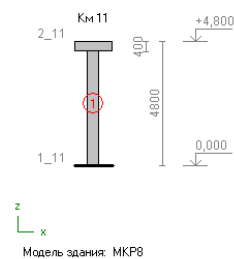


Рис. 3.3.1. Вихідні та геометричні дані конструкції

#### 4.3.1. Результати розрахунку та конструювання

Вид	важкий
Клас	B30
Умови твердіння	природне твердіння
Умови експлуатації	нормальні
Щільність з/б, кг/м <sup>3</sup>	2500
Коефіцієнти умови роботи:	
$\gamma_{b6, 7, 9}$	1
$\gamma_{b3, 5, 10, 12}$	0.85
$\gamma_{b2 (a)}$	0.9
$\gamma_{b2 (б)}$	1.1
Допустима ширина розкриття тріщин, мм:	
нетривалого	0.4
тривалого	0.3

#### Арматура

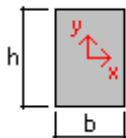
Клас повздовжньої	A-III	СНиП 2.03.01-84
Клас поперечної	A-I	СНиП 2.03.01-84
Розрахунковий діаметр	28	
повздовжньої, мм		
Захисний шар	30	
повздовжньої, мм		
Прив'язка повздовжньої,	44	
мм		
Використаний сортамент	12,14,16,18,20,22,25,28	
повздовжньої		
Коефіцієнти умови роботи	1	
Додатковий при врахуванні	1.2	
сейсмічності		

#### Вимоги

Розрахунок по розкриттю тріщин. Виділення кутових стержнів.  
Зварний каркас. Модуль зменшення шагу поперечної арматури 25 мм



## Переріз



Розміри, мм:

b	500
h	1000

Площа, см<sup>2</sup> 5000

## Відмітки

Висота поверху, мм	3800
Висота перекриття, мм	250
Відмітки, м:	
Низу колони	0,000
Верху перекриття	+3,800

## Розрахункова довжина

Коефіцієнт розрахункової довжини:

m X	0.7
m Y	0.7

Розрахункова довжина, мм:

Lo X	3360
Lo Y	3360

Гнучкість:

Lo/h X	6.72
Lo/h Y	6.72

## Навантаження

Результати МКЕ розрахунку

	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	
Постійне	166	10.2	-12.3	-3.37	3.11	0	Н
	163	-4.71	3.84	-3.37	3.11	0	В
Довготривале	35.9	2.27	-3.02	-0.888	0.689	0	Н
	35.9	-1.04	1.24	-0.888	0.689	0	В
Короткочасне	0.809	0.057	-0.0629	-0.0182	0.0182	0	Н
	0.809	-0.0304	0.0244	-0.0182	0.0182	0	В
Вітрове 1	-2.79	-0.656	-1.23	-0.544	-0.214	0	Н
	-2.79	0.372	1.38	-0.544	-0.214	0	В

## Коефіцієнти

Надійності 1

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
Надійності	1.1	1.2	1.2	1.4	1

Тривалості	1	1	0.35	0	0
Довготривалості	1	1	1	0	0

Знижуючий для короткочасного навантаження 1

Враховувати в розрахунку:

Автоматично сформовані РСН

РСН, сформовані для випадків а, б

### Коефіцієнт розрахункових поєднань навантажень (РПН)

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
1-е, основне	1	1	1	1	0
2-е, основне	1	0.95	0.9	0.9	0
3-е, особливе	0.9	0.8	0.5	0	1

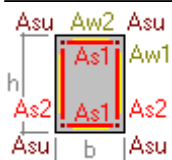
Враховувати при автоматичному формуванні:

Знакоперемінність вітрового та сейсмічного навантаження

### Розрахункове поєднання навантажень. Скорочений список

	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м
Випадок б (всі навантаження). Скорочений список						
ПО+ДЛ+КР-В1_н	227	14.7	-15.5	-4.06	4.5	0
длит. часть	223	13.9	-17	-4.73	4.22	0
						<i>S<sub>nc</sub>, N<sub>c</sub>, T<sub>y</sub></i>
ПО+ДЛ+КР-В1_в	224	-6.86	3.93	-4.06	4.5	0
длит. часть	220	-6.37	5.65	-4.73	4.22	0
						<i>S<sub>nc</sub></i>
ПО+В1_н	178	10.3	-15.3	-4.47	3.12	0
длит. часть	182	11.3	-13.6	-3.71	3.43	0
						<i>S<sub>лр</sub></i>
ПО+ДЛ+КР+В1_в	217	-5.92	7.4	-5.43	3.96	0
длит. часть	220	-6.37	5.65	-4.73	4.22	0
						<i>S<sub>лс</sub></i>
ПО+ДЛ+КР+В1_н	220	13.1	-18.6	-5.43	3.96	0
длит. часть	223	13.9	-17	-4.73	4.22	0
						<i>S<sub>лс</sub>, T<sub>x</sub></i>
Випадок а (трив.). Скорочений список						
ПО+ДЛ_н	225	14	-17.2	-4.77	4.25	0
длит. часть	225	14	-17.2	-4.77	4.25	0
						<i>S<sub>nc</sub>, S<sub>лс</sub>, N<sub>c</sub>, T<sub>x</sub>, T<sub>y</sub></i>
ПО+ДЛ_в	222	-6.42	5.71	-4.77	4.25	0
длит. часть	222	-6.42	5.71	-4.77	4.25	0
						<i>S<sub>вс</sub>, S<sub>лс</sub></i>

### Розрахункове армування



Asu	6.16
As1	0.78
As2	0.98
Повздожня арматура, см <sup>2</sup> :	
повна	28.164
По міцності	28.164
% армування	1.13
<hr/>	
Поперечна арматура, см <sup>2</sup> /м	0.140934
<hr/>	
Ширина розкриття тріщин, мм:	
нетривалого	0
тривалого	0

### Розміщення повздожньої арматури

Армування симетричне	
кутові	4Ø28
вздож грані	2Ø16
бокові	2Ø16
Всього	4Ø28 + 4Ø16
<hr/>	
Площа арматури, см <sup>2</sup>	32.6726
% армування	1.31

### Анкетування повздожньої арматури

Діаметр стержня, мм	Довжина анкерування, мм	Довжина нахлестки, мм
28	490	570
16	280	330

### Ростановка поперечних стержнів

Зона анкерування, мм:	5Ø8
крок	150
Прив'язка 1-го	50
Зона розкладки	600
привязка останнього	650
<hr/>	
Основна зона, мм:	18Ø8
крок	200
привязка 1-го	850
Зона розкладки	3400
Прив'язка останнього	4250
<hr/>	
Добірний, мм:	1Ø8
крок	100
Прив'язка	4350
Відстань до верху	50
<hr/>	
Площа арматури, см <sup>2</sup> /м	5.02655

## **4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ**

### **4.1. Інженерно-геологічні умови**

Рельєф ділянки спокійний рівний. Загальний ухил поверхні в східному напрямі.

В геологічній будові території беруть участь четвертинні відкладення.

Вивчена товща ґрунтів до глибини 15,0м по номенклатурному увазі і фізико-механічними властивостями відповідно до ГОСТ 20522-96 [2] розчленована на 3 інженерно-геологічних елемента. При їх виділенні встановлено, що зміна характеристик ґрунтів не закономірно у плані і по глибині.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів - 1,0м.

Категорії ґрунтів за трудністю розробки слід прийняти згідно

*ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти»:*

*шар 1 – пісок середньої крупності;*

шар 2 - глина;

шар 3 – пісок пилуватий.

### **4.2. Розрахунок центрально навантаженого залізобетонного фундаменту**

Фундаменти сприймають навантаження від колон і передають їх на ґрунти основи. Проектують їх зазвичай стовпчастими під кожну колону і лише при слабких або різко неоднорідних ґрунтах застосовують стрічкові.

Окремі фундаменти під колони складаються з ступінчастою плитної частини і підколонника зі склянкою, або тільки з плитної частини.

Плитну частину рекомендується конструювати ступінчастою. Центральню навантажений фундамент проектують квадратним у плані.

У фундаменті розрізняють верхню поверхню (обріз) і підшву - нижню поверхню, яка передає навантаження на ґрунтову основу з меншим питомим тиском. Відстань між обрізом і підшвою складає його висоту  $H_f$ .

Глибина закладення фундаментів повинна прийматися з урахуванням призначення і конструктивних особливостей проектованої споруди та глибини сезонного промерзання ґрунтів.

Основні розміри фундаменту перевіряються розрахунком, а його повна висота  $H_f$  крім того, залежить від глибини закладення підшви. Кількість ступенів фундаменту приймають залежно від його висоти: при  $H_f < 450$  мм - один щабель; при  $450 < H_f < 900$  мм - дві щаблі; при  $H_f > 900$  мм - три щаблі; висота щаблі кратна 150 мм.

Розміри в плані підшви і щаблі беруть кратно 300 мм. Повну висоту фундаменту і розміри в плані підколонника беруть кратними 100 мм.

Розміри підшви фундаменту призначають, розраховуючи основу по несучій здібності і за деформаціями. Розрахунок виконують на дію зусилля

$N_{sd}$ , обчисленого при коефіцієнті безпеки за навантаженням  $\gamma_f = 1,0$ .

Максимальний тиск на ґрунт під підшвою центрально навантаженого фундаменту не повинен перевищувати його розрахункового опору  $R$ .

Розрахунковий тиск  $p$  залежить від виду і стану ґрунту, його приймають за результатами інженерно-геологічних вишукувань майданчика будівництва і за

вказівкою норм. Тиск на підставу по підшві фундаменту в загальному випадку розподіляється нерівномірно в залежності від жорсткості фундаменту, властивостей ґрунту, інтенсивності середнього тиску. При розрахунку умовно приймають, що тиск розподілено рівномірно під підшвою фундаменту.

Розміри перерізу фундаменту і його армування визначають з розрахунку міцності по розрахункового зусилля  $N_{sd}$  переданому колоною і обчисленому при  $\gamma_f > 1,0$ .

Монолітні фундаменти влаштовують на бетонній підготовці з бетону класом не нижче В3,5 і товщиною не менше 100мм.

Армування плитної частини фундаменту здійснюється зварними або в'язаними сітками з арматури класу S400 або S500 діаметром стержнів не менше 10мм і не більше 18мм і кроком 100 ... 200мм. Мінімальна товщина захисного шару бетону в фундаменті при наявності бетонної підготовки - 45мм, а при її відсутності - 80мм.

При визначенні розмірів підшви фундаменту розрахункові зусилля приймаються при  $\gamma_f=1,0$

$$N_{sd} = \frac{N_{sd}}{\gamma_{Fm}}, \quad (4.1)$$

Де  $\gamma_f=1,35$  - усереднений коефіцієнт безпеки по навантаженню.

Розміри підшви центрально навантаженого фундаменту визначаються з умови

$$A = \frac{N_{sd}}{R - m_m \cdot H_f}, \quad (4.2)$$

де  $R$  - розрахунковий опір ґрунту під підшвою фундаменту;

$M_m$  - середня питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його щаблях (допускається приймати  $m_m = 20$  кН /м);

$H_f$  - глибина закладення фундаменту. Центрально навантажені фундаменти беруть квадратними в плані.

$$a = b = \sqrt{A}, \quad (4.3)$$

Розміри підшви монолітного фундаменту приймають кратними 300мм.

Площа підшви фундаменту приймають після встановлення конструктивного розміру  $a_f$

$$A_f = a_f^2 \quad (4.4)$$

Висота плитної частини центрально навантаженого фундаменту визначається виходячи із забезпечення міцності по похилому перерізі і на продавлювання підколонника плитної частини фундаменту.

Реактивний тиск ґрунту на підшву фундаменту

$$p = \frac{N_{sd}}{A_f}, \quad (4.5)$$

Попередньо робоча висота фундаменту може бути призначена з умови

$$d \geq 1.2 \cdot \frac{l_3}{1.5 + 0.5 \cdot \frac{f_{ctd}}{p}}, \quad (4.6)$$

де  $p$  - розрахунковий тиск ґрунту на підшву фундаменту, кН/м;

Відстань від краю колони до краю підшви фундаменту визначається за формулою

$$l_3 = \frac{a_f - h_{col}}{2}, \quad (4.7)$$

Де  $a_f$  - розмір підшви фундаменту, м

Загальна висота фундаменту

$$H_f = d + c, \quad (4.8)$$

Попередньо робоча висота плитної частини фундаменту може бути призначена з умови

$$d_{pl} \geq 1.2 \cdot \frac{l_2}{1.5 + 0.5 \cdot \frac{f_{ctd}}{p}}, \quad (4.9)$$

де  $p$  - розрахунковий тиск ґрунту на підшву фундаменту, кН/м;

Виліт консолі плитної частини фундаменту, м

$$l_2 = \frac{a_f - h_{нк}}{2}, \quad (4.10)$$

Загальна висота плитної частини фундаменту

$$h_{pl} = d + c \quad (4.11)$$

Сходи фундаментів виконують заввишки 300 або 450мм.

Таб. 4.1 - Збір навантажень на 1 м<sup>2</sup> перекриття

НАВАНТАЖЕННЯ	Характеристичне значення, кПа	Коефіцієнт надійності	Граничне значення, кПа
1. Покриття з ламінату, $\delta = 8$ мм,	0,08	1,3	0,104
2. Цементно-піщана стяжка,	0,360	1,3	0,468
3. Пароізоляція	0,05	1,3	0,65
4. Монолітне залізобетонне перекриття	5,0	1,2	6,00
5. Навантаження від перегородок	1,000	1,1	1,100
6. Конструкції підвісної стелі	0,100	1,3	0,130
Разом	6,59		8,452
Тимчасові навантаження від устаткування	1,500	1,3	1,95
Разом	8,09		10,402

Глибину заставляння підшви фундаментів визначаємо з трьох умов:

- інженерно-геологічних;
- кліматичних;
- конструктивних особливостей того, що будується і побудованих будівель.

Визначаю глибину заставляння підшви з кліматичних умов.

Ґрунти можуть витримувати морозне пучення. Визначаю глибину сезонного промерзання ґрунтів по формулі:

$$d_f = k_f * d_{fn} \quad (4.12)$$

$$\text{де } d_{fn} = d_0 * \sqrt{\mu_t};$$



$d_0 = 0,23$  – для суглинків і глин;

$\mu_t$  – безрозмірний коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень негативних середньомісячних температур за зиму в даному районі ;  $k_h = 0,6$  – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі (для будівлі без підвалу з температурою повітря в приміщеннях, що примикають до зовнішніх стін не менше 15 °С).

За інженерно-геологічними умовами підшва фундаментів знаходиться в межах 2 шару. Глибина заставляння по конструктивних особливостях – не менше глибини промерзання. Таким чином, глибина заставляння підшви фундаменту (з урахуванням наявності підвалу) приймається по конструктивних 1,36 м (від поверхні землі і несе шар з характеристиками:  $\varphi = 240$   $C = 23,8$  кПа  $E = 10$  Мпа.

Статичний розрахунок фундаменту і визначення зусиль виконаний із застосуванням ПК «Мономах» в процесі розрахунку рами будівлі.

Матеріали:

Клас бетону В12,5, важкий. Ширина розкриття тріщин: короткочасних - 0,4; тривалих - 0,3. Ознака умов твердіння - природне твердіння. Умови експлуатації конструкції - звичайні.

Арматура:

уподовж Х - А-III, уздовж Y - III, поперечна А-I. Арматура підбирається згідно ДБН

#### **4.3. Проектування фундаменту мілкового залягання за II групою граничних станів:**

Проектується фундамент мілкового залягання під колону. Згідно існуючої номенклатури залізобетонних виробів підбираємо стаканний фундамент під колону перерізом 400×400.

Вибір глибини залягання підшви фундаменту:

Глибина закладання фундаменту визначається трьома факторами:

1. Інженерно-геологічні умови. Надійність ґрунту визначається за допомогою основних фізико-механічних властивостей. Якщо ґрунт має такі

показники: 
$$\left. \begin{array}{l} e > 0.7; \\ R \leq 0.1 \text{ МПа}; \\ E_0 < 8 \text{ МПа}. \end{array} \right\}$$
, то він вважається слабким.

Після проведення аналізу фізико-механічних властивостей ґрунтів 2-й шар пісок середньої крупності – несучий.

2. Кліматичні особливості району будівництва.

Ці особливості враховують глибину промерзання ґрунту та режим опалювання будівлі.

$$d = k_h \cdot d_{fn},$$

де  $k_h$  – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі на промерзання ґрунту у зовнішньої стіни, у завданні вказано, що будівля опалювана, тому коефіцієнт приймаємо рівним 0,5.

$d_f$  – нормативна глибина промерзання ґрунту, за завданням – 80см.

$$d = k_h \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 0.8 = 0.4 \text{ м.}$$

Ця умова перевіряється відповідно глибини залягання рівня ґрунтових вод. В залежності від виду ґрунту і рівня ґрунтових вод, визначаємо, що при  $d_w = 8.65 > d_f + 2 = 0.8 + 2 = 2.8$  м глибину промерзання до уваги не беремо.

3. За конструктивними особливостями споруди.

Приймаємо найменший за висотою модульний розмір 1.5 м:

$$d = 1.5 + 0.15 = 1.65 \text{ м,}$$

Де 0,15 м – товщина підлоги.

Маючи ці дані, приймаємо, що глибина залягання стаканного фундаменту буде рівна 1,65м. Знайшовши це значення, можна визначити площу

підшвифундаменту.

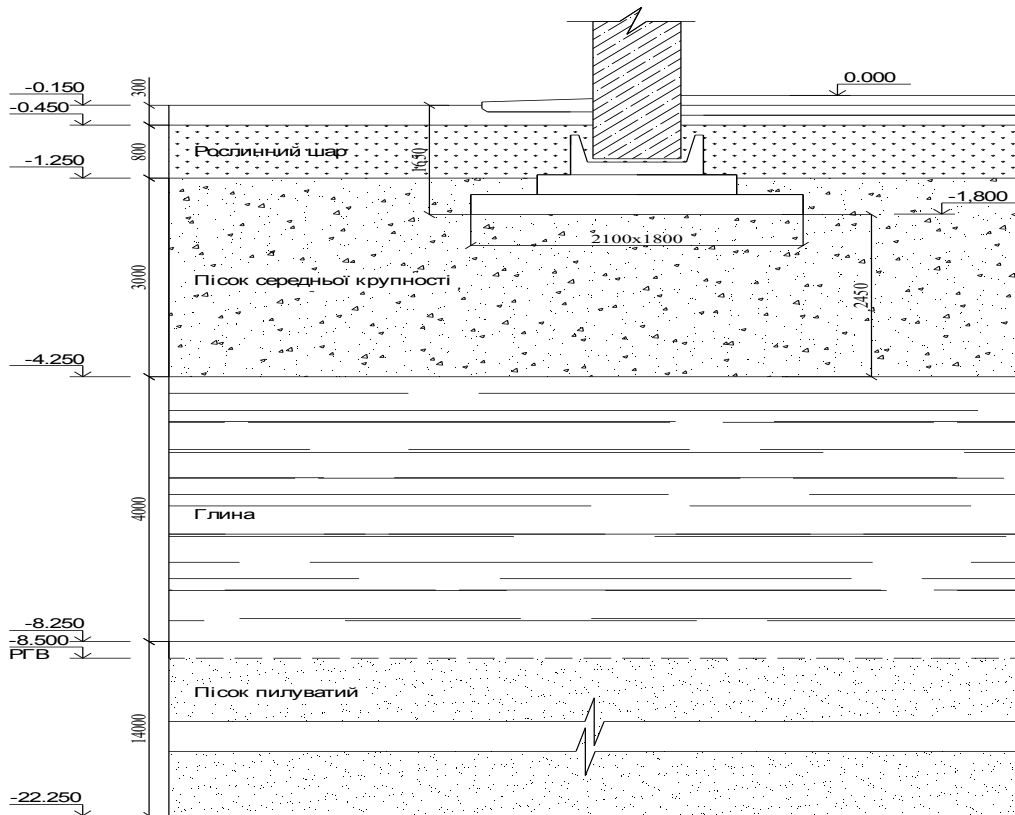


Рис. 4.1. Геологічний розріз із існуючим фундаментом мілкого залягання  
Визначення потрібної площі підшви фундаменту та розрахунок за несучим шаром.

Для фундаменту стаканного типу розміри підшви визначається в залежності від потрібної площі та приймаються з урахуванням типу навантаження. Необхідна площа підшви фундаменту знаходиться за формулою:

$$A_1 = N_{II} / (R - \bar{\gamma} d) = 837.4 / (421 - 20 \cdot 1,65) = 2,16 \text{ м}^2$$

$$\text{де } N_{II} = 837.4 \text{ кН, } d = 1,65 \text{ м, } b = \sqrt{A} = \sqrt{2.16} = 1.47 \text{ м}$$

Враховуючи позацентрово прикладене навантаження, по рекомендаціях для визначення довжини підшви фундаменту, збільшуємо розмір до 20%, на підставі цього приймаємо з наступними характеристиками:

1. Розміри підшви 2.1x1.8(1,5x0,9)
2. Загальна висота 1.5м.
3. Витрата бетону 2,3м<sup>3</sup>.

Знаходимо розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{ii} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}]$$

$$R = (1.4 \cdot 1) / 1.1 \cdot [2.11 \cdot 1 \cdot 1.8 \cdot 1.1 \cdot 20.3 + 9.44 \cdot 1.98 \cdot 18 + (9.44 - 1) \cdot 0 \cdot 18 + 10.8 \cdot 0] = 421.25 \text{ кПа} = 0.421 \text{ МПа}$$

де -  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$  – коефіцієнти умов роботи відповідно основи та будівлі; для споруд, які мають умовно гнучку схему будівлі  $\gamma_{c2}=1$ , а  $\gamma_{c1}=1.4$  – залежить від типу основи.

$k$  – коефіцієнт для міцністних характеристик ґрунта ( $\phi$  та  $c$ ),  $k=1.1$  так як характеристики визначені лабораторними дослідженнями;

коефіцієнти  $M_\gamma=2.11$ ,  $M_q=9.44$ ,  $M_c=10.8$  приймаються в залежності від розрахункового кута внутрішнього тертя  $\phi_{II}=38^\circ$  несучого шару ґрунта;

$k_z=1$  так, як  $b < 10\text{м}$ ;

$\gamma_{II}=20.3 \text{ кН/м}^3$  - осереднене розрахункове значення питомої ваги несучого шару ґрунта

$\gamma'_{II}$  - осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, залягаючого вище підшови фундаменту в межах глибини  $d$ ;  $\gamma'_{II}=18 \text{ кН/м}^3$

$c_{II} = 0 \text{ кПа}$  - розрахункове значення питомого щеплення несучого шару ґрунту;

$d_b=0 \text{ м}$  – глибина підвала;

Знаходимо сумарні навантаження, що діють на обрізі фундаменту:

$$N_{II} = N_{0II} + N_{FII} + N_{gII}; \quad M_{II} = M_{0II} + Q_{IIХ} \cdot d$$

Тут  $N_{0II}$  – вертикальне навантаження на верхньому обрізі фундаменту;

$N_{FII}$  – навантаження від власної ваги фундаменту:

$$N_{FII} = V\gamma = (2.1 \cdot 1.8 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 0.9 \cdot 0.3 + 0.9 \cdot 0.9 \cdot 0.9)25 = 2.3 \cdot 25 = 57.5 \text{ кН}$$

$N_{gII}$  – навантаження від ваги ґрунту зворотної засипки.

$$N_{gII} = (V - V\phi)\gamma = (2.1 \cdot 1.8 \cdot 1.65 - 2.3)18 = 70.866 \text{ кН}$$

$M_{0II}$  – моментне навантаження на верхньому обрізі фундаменту;

$Q_{IIХ}$  – горизонтальне навантаження на верхньому обрізі фундаменту;

$d$  – глибина залягання фундаменту.

$$N_{II} = N_{0II} + N_{FII} + N_{gII} = 837.4 + 57.5 + 70.866 = 965.766 \text{ kH};$$

$$M_{II} = M_{0II} = 677.6 \text{ kH} \cdot \text{м}.$$

Після визначення навантажень, можна знайти ексцентриситет дії цих навантажень.

$$e = \frac{M_{II}}{N_{II}} = \frac{0.3053}{0.965766} = 0.32 > 0,03 \cdot 2.1 = 0,063$$

м. Продовжуємо розраховувати

фундамент як позацентрово-навантажений.

Після цього визначаємо максимальне та мінімальне напруження по підшві фундаменту.

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N_{II}}{A} \pm \frac{M_{II}}{W}; \quad W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 2,1^2}{6} = 1.323$$

$$P_{\min} = \frac{0.965766}{3.78} - \frac{0.3053}{1.323} = 0.025 \text{ МПа};$$

$$P_{\max} = \frac{0.965766}{3.78} + \frac{0.3053}{1.323} = 0.486 \text{ МПа}.$$

Перевірка виконання основних обмежень по краєвих напруженнях, які використовуються при розрахунку позацентрово навантаженого фундаменту:

$$P_{\max} \leq 1,2R \quad P_{\max} = 486 \text{ кПа} \leq 1,2R = 1,2 \cdot 421 = 505.2 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} \geq 0 \quad P_{\min} = 0,025 \text{ кПа} \geq 0$$

$$P_{\text{сер}} \leq R \quad P_{\text{сер}} = 255.5 \text{ кПа} \leq R = 421 \text{ кПа}$$

Умови виконуються, отже залишаємо прийняти розміри підшви фундаменту.

#### 4.4. Розрахунок за підстилаючим шаром.

Якщо в межах стискаємої товщі ґрунту основи на глибині  $z$  від підшви фундаменту розташований шар ґрунту меншої міцності, ніж міцність вище розташованих шарів, необхідна перевірка умови на межі більш стисненого шару:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z,$$

де  $\sigma_{zp}$  і  $\sigma_{zg}$  – вертикальні нормальні напруження в ґрунті на глибині  $z$  від подошви фундаменту відповідно додаткові від навантаження на фундамент (від ваги конструкції) і від власної ваги ґрунту, МПа.

$R_z$  – розрахунковий опір слабкого ґрунту.

Так як модуль деформації підстилаючого шару (глини) менший за модуль деформації несучого шару (пісок середньої крупності), то необхідно провести перевірку підстилаючого шару.

$$\sigma_{zq} + \sigma_{zp} \leq R_z; \sigma_{zp} = \alpha \cdot p_0$$

$$p_0 = \lambda(P_{cep} - \sigma_{zg0}), \text{ де } \lambda = 1$$

$$\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 2.45}{1.8} = 2.72; \eta = \frac{2.1}{1.8} = 1.17 \rightarrow \alpha = 0.2261,$$

$$\sigma_{zp} = 0.2261(255.5 - (20.3 \cdot 0.55 + 14.5 \cdot 1.1)) = 51.64,$$

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i = 1.1 \cdot 14.5 + 3 \cdot 20.3 = 76.85$$

Умовна ширина подошви фундаменту:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{23.91 + 0.15^2} - 0.15 = 4.74 \text{ м}$$

$$A_z = (N_{II} + N_{zp} + N_{\phi}) / \sigma_{zp} = 965.766 / 51.64 = 18.7 \text{ м}^2$$

$$a = (l - b) / 2 = (2.1 - 1.8) / 2 = 0.15 \text{ м}$$

$$R_z = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{ii} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}]$$

Коефіцієнти  $\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи відповідно основи та будівлі; для споруд, які мають умовно гнучку схему будівлі  $\gamma_{c2}=1$ , а  $\gamma_{c1}=1,2$  – залежить від типу основи.

$$\gamma_{c1} = 1.2; \gamma_{c2} = 1.1.$$

Коефіцієнт  $k$  приймається рівним 1,1, оскільки значення  $c, \phi$ , знаходяться за лабораторними дослідженнями ґрунту.

Оскільки кут природного тертя  $\phi = 18^\circ$ , то коефіцієнти приймаються

$$M_{\gamma} = 0.43; M_q = 2.73; M_c = 5.31.$$

$$\gamma_{II}' = \frac{0.0145 \cdot 1.1 + 0.0203 \cdot 3}{4.1} = 0.0187 \text{ МН/м}^3 \text{ – середнє розрахункове значення}$$

густини ґрунта.

$\gamma_{II} = 0.0203$  – те ж саме для ґрунту, нижче підшви фундаменту.

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma_{II}'} = 1.65 + \frac{0.3 \cdot 0.022}{0.0187} = 2.0 \text{ м};$$

Якщо  $b < 10 \text{ м} \Rightarrow K_z = 1; d_b = 0$ , - глибина підвалу.

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} \cdot [0.43 \cdot 1 \cdot 4.74 \cdot 20.3 + 2.73 \cdot 2 \cdot 18.7 + (2.73 - 1) \cdot 0 \cdot 18.7 + 5.31 \cdot 57] = 535.34$$

кПа.

Перевірка підстилаю чого шару ґрунту:

$$51.64 + 76.85 = 128.49 < 535.34 \text{ кПа. Перевірка виконується, отже міцність}$$

підстилаю чого шару достатня.

#### 4.5. Розрахунок осадки фундаменту

Осадка основи розраховується за методом пошарового сумування та залежить від додаткового вертикального тиску  $P_0$ . У зв'язку з тим, що вертикальні напруження в ґрунті основи з глибиною зменшуються, стискуючу зону обмежують глибиною, на якій вертикальне напруження від дії додаткового тиску не перевищує 20% однойменних напружень від власної ваги ґрунту.

Знайшовши точку перетину допоміжної епюри з епюрою вертикальних напружень від додаткового тиску, визначаємо нижню границю стиснутої зони.

Потім розбиваємо стиснуту зону на елементарні шари, товщиною  $h_i \leq 0.4b$ . В межах елементарного шару розраховуємо осадку за формулою:

$$S_i = \frac{\beta}{E_i} \sigma_{zp,icер} h_i, \text{ де}$$

$$\sigma_{zp,icер} = \frac{\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i}}{2}, \quad \sigma_{zp,i} = \alpha_i P_0$$

Знаходимо сумарну осадку фундаменту в межах стиснутої зони:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,icер} h_i}{E_i}$$



Розбиваємо ґрунт на шари величиною  $h_i \leq 0.4b = 0.72$ , оскільки нам зручніше буде рахувати то приймаємо  $h_i = 1.225$

Визначаємо величини вертикальних напружень  $\sigma_{zp,i}$  на відстані  $z$  від підшви ґрунту, результати зводимо у таблицю.

Таблиця 4.2

Просадка фундаментів мілкого залягання

Назва ґрунту	Z,,м	$\xi$	$\alpha$	$\sigma_{zp}$
2.Пісок середньої крупності	0	0	1	228.39
	1.225	1.361111111	0.5812	132.74027
	2.45	2.722222222	0.2261	51.638979
3. Глина	2.45	2.722222222	0.2261	51.638979
	3.45	3.833333333	0.1352	30.878328
	4.45	4.944444444	0.086	19.64154
	5.45	6.055555556	0.0591	13.497849
	6.45	7.166666667	0.0415	9.478185
4. Пісок пилуватий	6.45	7.166666667	0.0415	9.478185
	7.45	8.277777778	0.0314	7.171446
	8.45	9.388888889	0.0246	5.618394
	9.45	10.5	0.0187	4.270893
	10.45	11.61111111		
	11.45	12.72222222		
	12.45	13.83333333		
	13.45	14.94444444		
	14.45	16.05555556		
	15.45	17.16666667		
	16.45	18.27777778		
	17.45	19.38888889		
	18.45	20.5		
	19.45	21.61111111		
	20.45	22.72222222		

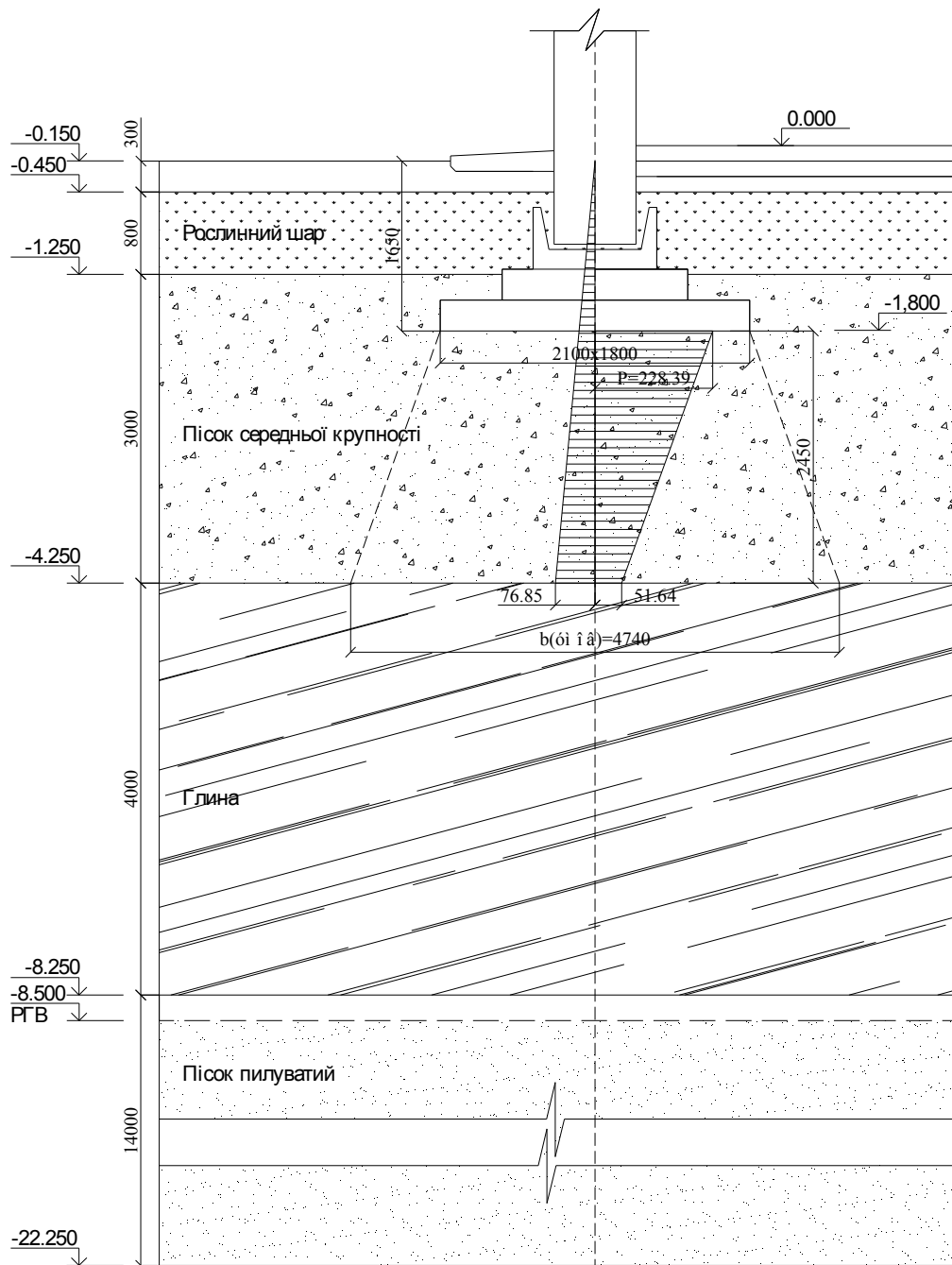


Рис. 4.2. Просадка фундаментів мілкого залягання

Знаходимо значення епюри вертикальних напружень від дії власної ваги

ґрунту  $\sigma_{zq}$  і додаткової епюри  $0,2\sigma_{zq}$ .

1) На поверхні землі  $\sigma_{zq} = 0$ .

2) На рівні контакту першого і другого шарів ґрунту:

$$\sigma_{zq,1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 1.1 \cdot 0.0145 = 0.01595 \text{ МПа}$$

$$0.2 \cdot \sigma_{zq} = 0.2 \cdot 0.01595 = 0.00319 \text{ МПа}$$

3) На рівні контакту другого та третього шарів ґрунту:

$$\sigma_{zq,2} = \sigma_{zq,1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 0.01595 + 3.0 \cdot 0.0203 = 0.07685 \text{ МПа}$$

$$0.2 \cdot \sigma_{zq2} = 0.2 \cdot 0.07685 = 0.01537 \text{ МПа}$$

4) На рівні контакту третього та четвертого шарів ґрунту:

$$\sigma_{zq,3} = \sigma_{zq,2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 0.07685 + 4.0 \cdot 0.020 = 0.15685 \text{ МПа}$$

$$0.2 \cdot \sigma_{zq3} = 0.2 \cdot 0.15685 = 0.03137 \text{ МПа}$$

5) На рівні залягання підземних вод:

$$\sigma_{zq,W} = \sigma_{zq,3} + \gamma_4 \cdot h_W = 0.15685 + 0.4 \cdot 0.0203 = 0.16497 \text{ МПа}$$

$$0.2 \cdot \sigma_{zqW} = 0.2 \cdot 0.16497 = 0.03299 \text{ МПа}$$

6) На рівні підшви четвертого шару ґрунту з урахуванням зважуючої дії

ВОДИ:

$$\gamma_{sb,4} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26.5 - 10}{1 + 0.55} = 10.64 \text{ кН / м}^3,$$

$$\sigma_{zq,3} = \sigma_{zq,W} + \gamma_{sb,4} \cdot (h_4 - 0.6) = 0.16497 + 0.01064 \cdot 13.6 = 0.30967 \text{ МПа}$$

$$0.2 \cdot \sigma_{zq4} = 0.2 \cdot 0.30967 = 0.0619 \text{ МПа}$$

Приймаємо найнижчу стиснену зону на відмітці -8.500. Напруження в масиві ґрунту від власної ваги шарів які розміщені вище складе:

$$\sigma_{zq,4(3)} = \sigma_{zq,4(1)} + \gamma_{sb,4} \cdot h_4 = 0.15685 + 0.0203 \cdot 0.25 = 0.16193 \text{ МПа}$$

$$0.2 \cdot \sigma_{zq4(2)} = 0.2 \cdot 0.16193 = 0.032385 \text{ МПа}$$

Напруження від прикладеного навантаження складе:

$$0.2 \cdot \sigma_{zp,4(3)} = 0.26682 \cdot 0.1185 = 0.031618 \text{ МПа}$$

Будуємо епюри напружень.

1. Розраховуємо осадку фундаменту:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpcp} \cdot h_i}{E_i};$$

$$S = \frac{0.8 \cdot 1.225 \cdot (0.02028 + 0.184104)}{45} + \frac{0.8 \cdot 1 \cdot (0.1173 + 0.07764)}{21} + \frac{0.8 \cdot 1 \cdot (0.05443 + 0.04022)}{21} + \frac{0.8 \cdot 0.25 \cdot (0.03295)}{28} = 0.00445 + 0.00743 + 0.00361 + 0.000235 \text{ м} = 0.015725 \text{ м} = 1.57 \text{ см}$$

$S_{розр.} \leq S_{cr}$ . Для крупноблочної будівлі допустима осадка  $S_{cr} = 10\text{см}$ ,

$1.57\text{см} < 10\text{см}$ . Отже фундамент запроектовано правильно.

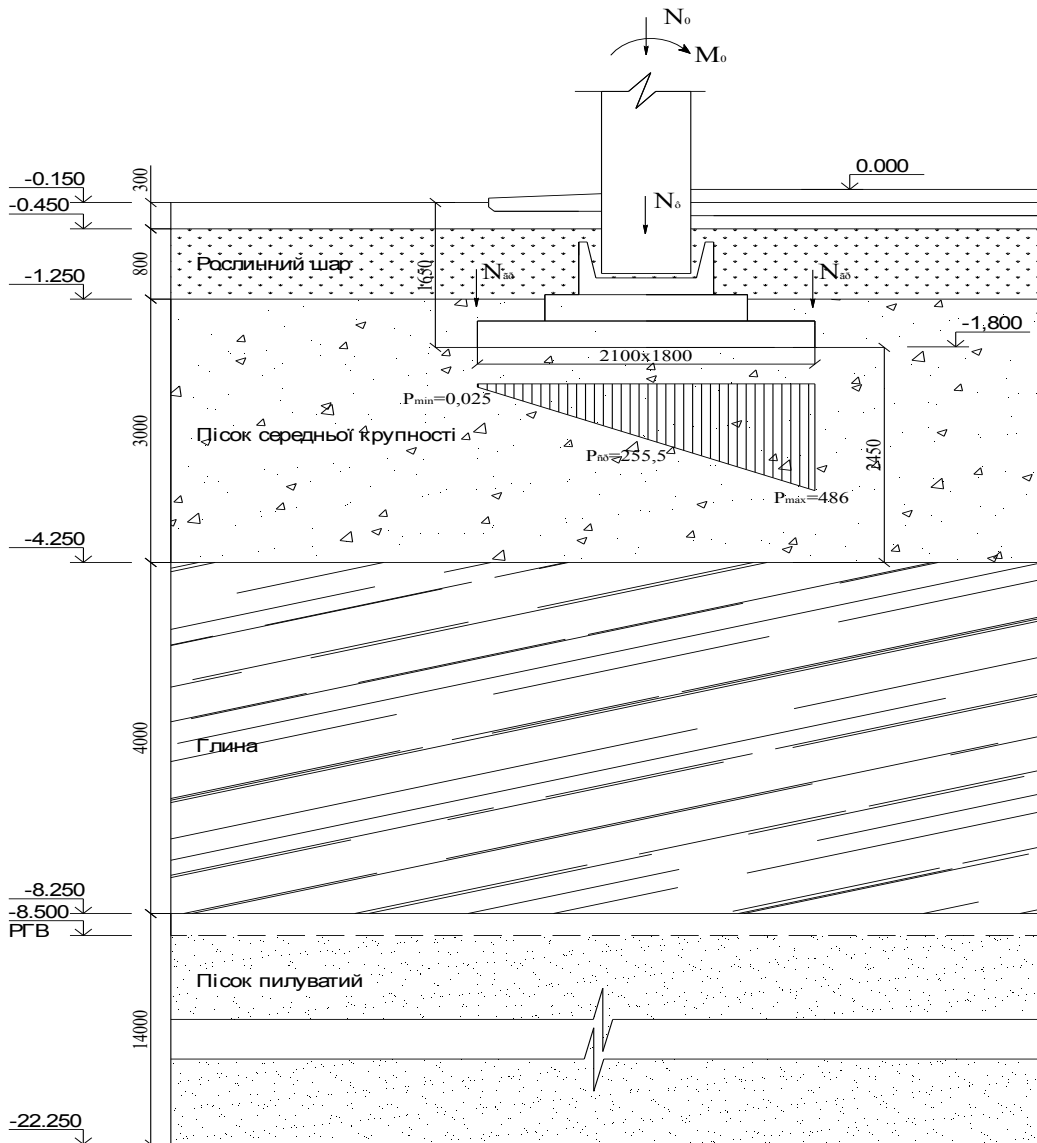


Рис. 4.3. Навантаження від фундаменту мілкого залягання

## 5.1. Технологія будівельного виробництва

### 5.1.1. Структура комплексного процесу зведення монолітних залізобетонних конструкцій

Комплексний процес бетонування конструкцій складається з взаємозалежних між собою заготівельних, транспортних і монтажних-укладальних робіт.

До складу заготівельних процесів входять роботи з: виготовлення елементів опалубки, додаткових механізмів і пристроїв до неї, заготівлі арматури, виготовлення каркасів і арматурно-опалубних блоків, а також приготування бетонної суміші. Такі процеси здійснюються на заводах або на спеціально оснащених ділянках в умовах будівельного майданчика. Опалубку, арматуру і бетонну суміш до об'єктів, що зводяться, доставляють різними видами транспорту.

До основних монтажних-укладальних процесів, які виконують безпосередньо на будівельному майданчику, відносяться: установка опалубки, арматури, монтаж арматурних і арматурно-опалубних блоків, подача, розподіл, вкладання та ущільнення бетонної суміші, догляд за бетоном, монтаж і натяг арматури, ін'єкціювання каналів (при зведенні попередньо напружених конструкцій), розпалублення, контроль якості та обробка поверхонь конструкцій.

### **5.1.2 Призначення, види опалубки і вимоги до неї**

Опалубку треба розглядати як допоміжну тимчасову конструкцію, яка забезпечує форму, розміри і розташування (відповідно до проекту) елементів будинків і споруд, які необхідно забетонувати.

Опалубка повинна відповідати таким вимогам: бути міцною і технологічною (легко встановлюватися, розбиватися, не створювати перешкод установці арматури й укладанню бетонної суміші), не змінювати форми в проектному положенні (умова стійкості), сприймати технологічні навантаження і тиск бетонної суміші без зміни геометричних розмірів, не мати щілин і зазорів, забезпечувати високу якість поверхні.

У ряді випадків опалубка виконує функції ущільнення, теплової обробки, гідроізоляції, утеплення (незйомні види опалубок) і надання поверхні необхідної архітектурної виразності.

Термін "опалубка" не є визначальним у технології монолітного будівництва, тому що дає оцінку тільки однієї конструктивної частини і не враховує різних механізмів і додаткових пристроїв, що забезпечують нормальну технологічну функціональність. Тому в технології бетонних робіт слід розглядати "опалубні системи", які є сукупністю основних елементів опалубки і додаткових механізмів і пристроїв, що забезпечують задане геометричне положення і стійкість, необхідну швидкість бетонування, комплексну механізацію монтажу, демонтажу і розпалублення, транспортування по горизонталі й вертикалі, швидке збирання і роз'ємність елементів, необхідну оборотність (довговічність) і технологічну гнучкість – уніфікацію (модульність). Важливим показником опалубних систем є технологічність, що оцінюється трудомісткістю монтажу, демонтажу і транспортування і віднесена до одиниці продукції (1 м<sup>3</sup> опалубленої площі або 1 м<sup>3</sup> бетонованої конструкції).

Опалубні системи повинні формуватися таким чином, щоб довговічність усіх елементів була приблизно однаковою. Залежно від конструктивних рішень, а головне матеріалу опалубок оборотність коливається в широких межах: 100 ... 200 циклів для опалубок з металу і пластмас, 30...50 циклів – з фанери і до 20 – з деревини.

Матеріалом для опалубки можуть служити: деревина, метал, пластмаси. Раціональними є комбіновані конструкції. У них несучими і підтримуючими елементами служить метал, а як опалубка, що стикається з бетоном, – водостійка фанера, пластик, алюміній. Нерідко застосовують повністю металеву опалубку. Останнім часом використовують опалубки з алюмінію. Алюміній характеризується малою стійкістю проти лугів, але легування його кремнієм, магнієм і цинком забезпечує достатню корозійну стійкість. Маса алюмінію на 65% менше сталі, тому опалубні щити з нього мають меншу масу, а межа міцності на розтяг в 6...10 разів вища, ніж у деревини.

Дерев'яні або фанерні опалубки мають недоліки – високу матеріалоемність і невисоку оборотність. З цих же причин недоцільно

використовувати підтримуючі елементи з деревини.

Найбільш доцільно виготовляти опалубки з щитів з фанери. Для цього застосовують водостійку фанеру марок ФБС і ФБСВ товщиною 10...20 мм. Синтетичне покриття фанери значно збільшує термін служби опалубки, знижує адгезію до неї бетону і дозволяє одержувати високоякісні поверхні.

Для надання лицьовій поверхні бетонних конструкцій необхідної фактури і форми використовують матриці. Їх встановлюють в опалубку перед бетонуванням. Залежно від матеріалу можливо їх одноразове чи багаторазове застосування. Є досвід застосування опалубки у сполученні зі спіненим полістиролом. Такі опалубки мають підвищені теплоізоляційні властивості і можуть успішно використовуватися в холодну пору року.

З розвитком хімії полімерів широко використовуються пластмасові опалубки. Вони мають високу міцність при статичному навантаженні, стійкість проти стирання і хімічну сумісність з бетоном. Цим вимогам найбільше відповідають пластмаси, армовані скловолокном. Опалубки з полімерних матеріалів відрізняються невеликою масою, стабільністю форми і стійкістю проти корозії. Стійкість проти стирання менше, ніж у металевих опалубок, але пошкодження легко усуваються нанесенням нового покриття. При температурі більше 60°C полімерні матеріали опалубки і їхня несуча здатність знижуються через виникнення значних пластичних деформацій, тому опалубки цього типу не рекомендується застосовувати при термообробці бетону.

За конструктивними ознаками опалубку розділяють на розбірно-переставну, дрібнощитову, уніфіковану розбірно-переставну конструкції DoKa або Peri, підйомно-переставну, ковзну, котючу, незйомну – опалубку-оздоблення.

Розбірно-переставна дрібно щитова опалубка складається з інвентарних щитів, коробів, хомутів, кружал, підтримуючих елементів і кріплень. Щити опалубки виготовляють з дощок (25...30 мм) з обшиванням внутрішньої формуючої поверхні водостійкою фанерою, покрівельною сталлю, пластиком і т.п. Збирання щитів опалубки виконують за допомогою хомутів, болтів або клинів. Таку опалубку використовують при зведенні різнотипних конструкцій різного обрису фундаментів, колон, балок, плит перекриття, перегородок та інших елементів будинків і споруд.

Уніфікована розбірно-переставна опалубка конструкції Doka або Peri збирається з уніфікованих щитів, виготовлених з металу, деревини або сполучення цих матеріалів. Щити сталеві опалубки складаються з рами виготовленої зі швелерів чи куточків і опалубки, для виконання якої використовують листову сталь товщиною 2 мм. Оборотноість такої опалубки складає 200 разів, тоді як дерев'яної – не більше 15 разів.

Така конструкція дозволяє збирати великорозмірні площинні панелі площею до 35 м<sup>2</sup> і просторові блоки з окремих уніфікованих елементів. Застосування уніфікованої розбірно-переставної опалубки дозволяє знизити трудомісткість і скоротити терміни проведення опалубних робіт.

Блокова опалубка являє собою тверду, суцільно зйомну сталеву блок-форму, виконану нероз'ємною і переналагоджуваною, застосовувану при бетонуванні однотипних фундаментів, об'ємних елементів стін, ліфтових шахт, конструкцій, які стоять окремо у вигляді колон, ростверків і т.п. Таку опалубку встановлюють і знімають при розпалубленні краном.

Великощитову опалубку збирають з великих опалубних панелей, розташовуваних за периметром стін, що бетонуються, однієї захватки або всього поверху. Для зведення будинків з різними планувальними рішеннями виготовляють панелі декількох типорозмірів, які розрізняються за довжиною шириною й залежно від висоти поверху. Монтують і демонтують таку опалубку за допомогою стрілових і баштових кранів.

Об'ємно-переставна (тунельна) опалубка складається з П-подібних секцій, що збираються в блок, відповідно до ширини і висоти поверху будинку. Кожна секція складається з трьох шарнірно-з'єднаних панелей – дві бокові й одна верхня. Верхню панель використовують при бетонуванні перекриття, а бокові – для внутрішньої опалубки стін. У цьому випадку з фасадної сторони стін встановлюють велику щитову опалубку. Секції об'ємно-переставної опалубки мають механізми для відриву від поверхні бетону, а також пристрої для викочування й установки їх у проектне положення. Монтують такі секції краном, а демонтують з висотних риштувань, після їхнього викочування або через проріз у перекритті, використовуючи ту ж вантажопідйомну машину. Оборотноість опалубки досягає 200 циклів.



Об'ємно-переставну опалубку застосовують для зведення багатопверхових житлових і громадських будівель великої довжини з поперечними несучими стінами і фасадними, які виконують зі збірних панелей.

Підйомно-переставну опалубку успішно використовують для зведення висотних споруд зі змінним поперечним перерізом. До таких об'єктів відносять димарі, градирні, телевежі та ін. У середині таких споруд установлюють шахтний підйомник, що забезпечує подачу арматури, опалубки і бетонної суміші. На підйомник спирається підйомна голівка, що складається з робочої площадки опалубки, підвісних риштувань і огорожень. Опалубку збирають із зовнішніх і внутрішніх щитів, які утворюють кільцеву форму.

Стіни споруди бетонують поярусно (2,5 м).

Після того, як бетон досягне необхідної міцності, опалубку переставляють на розташований вище ярус, використовуючи шахтний підйомник. При зміні поперечного перерізу ярусу, що бетонується, в результаті підйому, елементи опалубки частково розбирають.

Ковзну опалубку застосовують для бетонування вертикальних конструкцій будинків і споруд з компактним периметром і незмінним перерізом по висоті (стіл висотних будинків, ядер жорсткості, силосних банок елеваторів та ін.) Опалубка має внутрішні й зовнішні щити, підвішені до домкратних рам, розташованих через 1,5...2 м за периметром будівлі, на яких улаштовують робочий настил і закріплені підвісні риштування. Таку систему піднімають за допомогою домкратів, які, переміщаючись нагору по домкратних стержнях, захоплюють за собою опалубку. Сталеві домкратні стержні встановлюють (на відстані 1,5...2 м один від одного) у товщі конструкції, яка бетонується.

Швидкість підйому опалубки визначається з умови досягнення бетоном необхідної розпалубочної міцності і може досягати 3...4 м/доб.

Котюча опалубка призначена для будівництва лінійно-протяжних споруд водоводів, колекторів, тунелів, циліндричних зводів і т.п. З набуттям бетоном заданої міцності опалубку пересувають на візках у горизонтальному напрямку (рис.6.2, з). Такий процес виконують при зведенні бетонних і залізобетонних стін постійного і змінного перерізу товщиною 12...60 см і висотою до 6 м.

Незнімну опалубку використовують при зведенні конструкцій без

розпалублення, створенні облицювання тепло- і гідроізоляційного призначення, архітектурної виразності і т.п.. Зовнішні грані опалубки встановлюють врівень з гранями конструкцій. Для надійного зчеплення з бетоном конструкції, внутрішні поверхні повинні бути шорсткуватими і зволожуватися перед бетонуванням, а також мати анкерні випуски. Протилежні щити конструкції з'єднують тяжами або скрутками.

Пневматичну опалубку виконують із прогумованої тканини товщиною 0,3...0,5 мм. Використовуючи пневматичну опалубку, можна зводити склади, виробничі будівлі, ангари для техніки, сховища зерна і добрив, різні системи колекторів, трубопроводів, вертикальних циліндричних ємкостей, купольних і склепінних тонкостінних конструкцій. Опалубку розстелюють по основі, а потім у неї нагнітають повітря під тиском 0,05 МПа. Поверхню її покривають емульсійним змащенням. Бетонну суміш наносять набризкуванням або пошарово. Для прискорення процесу твердіння в опалубку можна подавати пару або підігріте повітря.

### **5.1.3. Види арматури, арматурних виробів та їх монтаж**

У залізобетонних конструкціях арматуру розташовують у розтягнутій зоні для сприйняття розтягуючого напруження. Сполучення бетону і сталевий арматури забезпечує високу міцність конструкції при стиску, розтягу й вигині. У деяких випадках арматуру використовують для посилення бетону проти стискальних зусиль для сприйняття усадочних, температурних, транспортних та інших тимчасових і постійних навантажень.

Марки сталі містять умовні позначення їхнього хімічного складу. Буквами позначають метали, що входять до складу сталі. Перші цифри в марці показують середній вміст вуглецю у сотих частках відсотка, цифри праворуч від букви – середній вміст металів у відсотках.

Арматурні сталі класів А240С, А300С, А400С В-І, Вр-І використовують як ненапружену арматуру в звичайних і попередньо напружених конструкціях.

Високоміцну арматуру гарячекатану класу А800С, 20ХГ2Ц, 23Х2Г2Т, термічно зміцнену класів А600С, А800С, А1000С застосовують у попередньо

напружених конструкціях. Робочу арматуру в попередньо напружених конструкціях застосовують у вигляді пасом канатів і стержнів.

Залізобетонні конструкції армують арматурними виробами заводського виробництва; плоскими й гнутими сітками, плоскими й просторовими каркасами й різними типами закладних деталей.

Деякі арматурні вироби уніфіковані, а їхнє виробництво централізоване. До них відносять важкі й легкі сітки. Їх виготовляють у вигляді плоских елементів і в рулонах. Довжина плоских сіток – до 9 м, рулонні сітки виконують шириною від 1 до 3,8 м і масою рулону від 900 до 1300 кг.

Каркаси збирають з уніфікованих важких і легких сіток і стержнів у вигляді замкнутих, прямокутних і криволінійних конструкцій, а також із змінним перерізом за довжиною. Криволінійними каркасами армують спеціальні конструкції (наприклад, палі, труби). Їх виготовляють намотуванням і зварюванням арматури у вигляді спіралі по утворюючих поздовжніх стержнів. Металеві закладні деталі різної конфігурації виконують зі сталевих пластин, до яких приварюють анкерні стержні. За допомогою анкерних стержнів деталі закріплюють у бетоні. Допускається кріплення закладної деталі в бетоні без стержнів шляхом зварювання з робочою арматурою.

Зведення вертикальних конструкцій, фундаментів, стін, колон та ін. пов'язане з виконанням великого обсягу арматурних робіт. Їх армують просторовими чи плоскими каркасами.

Процес монтажу таких виробів передбачає такі технологічні операції: розвантаження і подача виробів у зону роботи крану, установка в проектне положення і з'єднання стиків зварюванням, перевірка якості робіт і здачі до наступних робіт.

Відомий ряд способів, які полегшують монтаж арматури. Арматурні каркаси колон установлюють при опалубці, відкритій з однієї чи з двох сторін. Каркаси опускають в опалубку зверху. Вертикальні стержні з'єднують з випусками арматури фундаменту, використовуючи отвори, розташовані в нижній бічній частині опалубки колон.

Важкі каркаси фундаментів монтують, використовуючи монтажний кран і самобалансуючу траверсу згідно з технологічною схемою. Такий спосіб

стропування дозволяє переводити важкий арматурний каркас у вертикальне положення (за рахунок переміщення центра ваги системи). У процесі монтажу зайнято два монтажники.

#### **5.1.4. Приготування бетонної суміші і транспортування її на будівельний майданчик**

Бетонну суміш готують на районних і централізованих заводах, інвентарних будівельних (приоб'єктних) і пересувних мобільних установках. Районні заводи забезпечують сумішшю будівельні об'єкти, що знаходяться в радіусі до 30 км. Їхня потужність складає 100-200 тис. м<sup>3</sup> на рік. Такі підприємства економічно виправдані в умовах, при яких у районі їхньої дії гарантоване споживання продукції протягом 10-15 років. Можливе приготування і сухих бетонних сумішей, які доставляють автотранспортом на зволожені об'єкти і переробляють на будівельних бетонозмішувальних установках або в автобетонозмішувачах під час транспортування.

Центральні бетонні (або бетонорозчинні) заводи виготовляють будівельні майданчики. Їх виконують збірно-розбірними (з окремих блоків), що створює можливість перебазування на трайлерах. Перевагою таких заводів є скорочення транспортних витрат. Однак собівартість приготування бетонних сумішей вища, ніж на районних.

Інвентарні будівельні бетонозмішувальні установки використовують при розташуванні зволожуваних будівель і споруд за межами радіуса дії бетонних заводів і потреби в бетонній суміші до 70 м<sup>3</sup>/доб. Такі установки містять бетонозмішувачі, вагові дозатори і склади заповнювачів.

Автоматизовані мобільні бетонозмішувальні установки продуктивністю до 30 м<sup>3</sup>/ год скомпоновані на спеціальному напівпричепі. Такі установки вигідно використовувати на великих розосереджених об'єктах, розташованих за межами технологічних можливостей бетонних заводів.

За способом компоновки технологічного устаткування і напрямком

подачі складових бетонні заводи й установки мають одноступінчату і двоступінчату схеми. На заводах з одноступінчатою схемою використовується гравітаційний принцип руху заповнювачів бетону (під дією власної маси) через систему дозаторів до бетонозмішувачів. Такі схеми вигідні при витраті бетону понад 25-35 м<sup>3</sup>/год. За способом приготування і видачі бетонної суміші розрізняють заводи й установки циклічної і безупинної дії. Останні мають велику продуктивність і використовуються, як правило, при великих і зосереджених обсягах бетонних робіт.

Для забезпечення точної відповідності бетонної суміші проектним складам дозування роблять за масою. При цьому відхилення, що допускаються, на заміс не повинні перевищувати:  $\pm 2$  для води і цементу і  $\pm 3\%$  для заповнювачів.

За характером дії розрізняють бетонозмішувачі циклічної (періодичної) і безупинної дії, які застосовують залежно від необхідних показників продуктивності, а також властивостей бетонної суміші.

Прогресивною є роздільна технологія приготування бетонної суміші. Суть її полягає в тому, що до існуючого устаткування додатково встановлюють швидкісні змішувачі-активатори, в яких приготують цементне тісто з використанням дрібномеленого мінерального наповнювача. Потім склад подають в основний бетонозмішувач і перемішують із заповнювачами. Роздільна технологія приготування бетонної суміші дозволяє заощаджувати від 10 до 30% цементу. Отримані суміші менше піддаються розшаруванню, мають більш високі показники щільності, однорідності, водонепроникності, морозостійкості, міцності на розтяг і вигин. Разом з тим суміші відзначаються уповільненим схоплюванням, тому їх треба витримувати протягом 2-3 год. до термообробки бетону.

На будівельний майданчик бетонну суміш транспортують спеціальними автомобілями. Конструкція кузова повинна забезпечити схоронність суміші при рухові, зручне розвантаження і легке очищення.

Автомобілі-самоскиди застосовують при перевезенні бетонної суміші на відстань до 30 км і розвантаженні безпосередньо в опалубку бетонованої конструкції або в баддю з наступною подачею краном.

Автобетоновози мають закритий перекидний кузов мультіподібної

форми, що зменшує розшаровування і виплескування бетонної суміші при рухові.

Якісне транспортування бетонної суміші на значну відстань забезпечують автобетоновози. На кузові такої машини встановлюють збуджувач, що скорочує час розвантаження і забезпечує порціонну видачу бетонної суміші. Раціональна відстань транспортування до 40 км.

Під час перевезення на значні відстані (більше 45 км) і подачі суміші бетононасосами в ковзну опалубку, а також у жарких кліматичних умовах раціонально використовувати автобетонозмішувачі. Їх застосовують для перевезення на відстань до 60 км готових бетонних сумішей, а також сухих, віддозованих на заводі з додаванням води при наближенні до об'єкта бетонування.

#### **5.1.5. Способи подачі й ущільнення бетонної суміші**

При бетонуванні автодоріг, підготовок підлог, буронабивних паль бетонну суміш подають (розвантажують) безпосередньо в конструкцію. Такий спосіб найбільш простий, який не потребує будь-яких додаткових пристроїв і пристосувань.

В умовах зведення конструкцій нижче рівня землі бетонну суміш доцільно подавати через віброжолоби.

Суміш розвантажують у віброживильник, який установлений під невеликим нахилом до бетонованої конструкції і з'єднаний з віброжолобом. Такий жолоб складають із стандартних секцій (довжиною 4-6м) і через пружинні підвіски кріплять до інвентарних стояків. Кут нахилу віброжолобів до обр'ю від 5 до 30°. У такий спосіб подають бетонну суміш з осіданням конуса 4-12 см. Тверді і малорухомі суміші можна транспортувати віброжолобами з невеликим нахилом (не більше 10°). Інтенсивність укладання залежно від складу й рухливості сумішей складає від 10 до 30 м<sup>3</sup>/год.

Масивні й великі об'ємні конструкції бетонують за допомогою спеціальних бетоновозних естакад і пересувних мостів. Бетоновози для розвантаження заїжджають на естакаду. Бетонну суміш вивантажують у конструкцію без додаткових пристроїв. Якщо висота падіння перевищує 3 м, суміш подають за

допомогою ланкових хоботів, щоб уникнути її розшарування. Застосування естакад з двостороннім в'їздом знижує трудомісткість робіт і забезпечує темп бетонування до 80 м<sup>3</sup>/год. Слід враховувати, що вартість естакад досить висока.

У конкретних умовах зведення будівель і споруд спосіб подачі бетонної суміші вибирають залежно від конструктивних особливостей зволоженої споруди і наявності засобів механізації. У результаті порівняння приймають найбільш прогресивний і менш дорогий комплект механізмів, що забезпечує зниження частки ручної праці. При бетонуванні окремо розташованих фундаментів і масивних стін бетонну суміш подають баддею за допомогою баштового чи стрілового крана у будь-яку точку бетонування в радіусі дії крана. Опалубку оснащують майданчиками з огороженнями і драбинами.

У комплексному технологічному процесі бетонування, що включає транспорт, подачу, розподіл і ущільнення бетонної суміші, крани є головними машинами. Їхня продуктивність визначає темп бетонування, тобто продуктивність усього технологічного ланцюга. Краном подають суміш для бетонування конструкцій і багатопверхових будівель. Цей спосіб використовують також при зведенні заглиблених споруд - тунелів, опускних коло-дязів і конструкцій, розосереджених на деякій площі. Крани використовують на установці опалубки, монтажі арматури і закладних деталей і вантажно-розвантажувальних роботах.

Для подачі бетонної суміші тільки по вертикалі застосовують підйомники різних типів. При зведенні димарів суміш подають за допомогою спеціального шахтного підйомника і укладають у підйомно-переставну опалубку.

Для бетонування монолітних конструкцій стін і перекриттів будівель в обмежених умовах для подачі бетонної суміші по вертикалі використовують стояковий підйомник.

Горизонтальне транспортування суміші здійснюють, використовуючи тачки, візки і моторолери.

Стрічкові конвеєри застосовують при бетонуванні безупинним потоком масивних конструкцій великої довжини. Така система подачі ефективна в сполученні з бетонозмішувачами безупинної дії. Економічно вигідно транспортувати бетонну суміш за допомогою конвеєрів на відстань не більше 1,5

км. Для бетонної суміші з осіданням конуса 4-5 см нахил конвеєрної стрічки не повинен перевищувати 18°, а при спуску – 10...12°. Швидкість руху стрічки обмежується 1 м/с. Вплив атмосферних опадів на водоцементне співвідношення суміші виключають встановлювані над конвеєром козирки.

Усередині майданчика для подачі бетонної суміші застосовують трубопроводи. У певних умовах такий вид транспорту має ряд переваг у порівнянні з іншими способами. Основним його технологічним достоїнством є можливість безперевантажно подавати бетонну суміш від бетонного вузла або від місця розвантаження на будівельному майданчику до місця укладання, а також можливість доставки сумішей у важкодоступні ділянки зволоженого об'єкта.

По трубопроводах бетонну суміш транспортують, використовуючи бетононасоси і пневмонагнічувачі.

Бетононасосами перекачують пластичні бетонні суміші з осіданням конуса 5...8 см й литі – 12...15 см.

Бетоновод (трубопровід) збирають з окремих інвентарних трубчастих ланок діаметром 140, 219 і 283 мм, які з'єднують між собою за допомогою швидкокороздільних замків з натяжними клинами і гумовими ущільнювачами. До комплекту входять прямі ланки, коліна і відводи. Трубопровід-бетоновод укладають на естакадах або дерев'яних прокладках у напрямку від бетононасоса до блоку бетонування. Наприкінці прямої ділянки, що примикає до бетононасоса, встановлюють голчастий клапан, що перешкоджає зворотному руху суміші при зупинці бетононасосу. На виході бетоновода розташовують гаситель і поворотний лоток, а при необхідності – ланкові хоботи.

Пневмонагнічувачі застосовують для подачі бетонної суміші у важкодоступні ділянки споруд, при бетонуванні тунелів, закладанні стиків і т.д. При дальності подачі до 200 м і висоті підйому до 35 м продуктивність такої системи подачі складає 10...20 м<sup>3</sup>/год. У верхній частині звареного корпусу пневмонагнічувача є завантажувальна лійка з герметичним затвором, а в нижній – розташована горловина, до якої приєднують бетоновод. У верхню частину надходить повітря, витісняючи суміш у горловину і видавлюючи її в бетоновод. У струмені стиснутого повітря бетонна суміш транспортується зі швидкістю до 2,5 м/с. На кінці бетоноводу встановлюють гаситель швидкості. Потім через хобот



суміш надходить у блок бетонування.

*Бетоноукладачі* рекомендується застосовувати для бетонування (розосереджених об'єктів) фундаментів під колони, а також тунелів та інших споруд.

Конструктивне виконання і параметри бетоноукладача дозволяють вести бетонування в радіусі до 20 м з поворотом стріли з транспортером на 360°. Бетоноукладачі можуть подавати суміш на висоту 8 м і опускати її нижче рівня стоянки з нахилом транспортера до 10°.

*Ущільнення бетонної суміші.* Бетонну суміш, що укладається в конструкції, ущільнюють вібруванням, штикуванням і трамбуванням. Призначення процесу ущільнення – забезпечити високу щільність і однорідність бетону.

Вібрування є основним способом ущільнення. Під дією вібрації частки заповнювача роблять коливальний рух, бетонна суміш, розріджуючись, здобуває підвищену плинність і рухливість. У результаті вона рівномірно розподіляється в опалубці, заповнюючи її і простір між арматурними стержнями.

У процесі вібрування спонукаюча енергія витрачається на подолання сил тертя і зчеплення між частками, які під дією гравітаційних сил перегруповуються, прагнучи зайняти більш стійке положення. У результаті відбувається щільне упакування часток бетонної суміші. У зоні вібрації виникає підвищений тиск, у результаті якого затиснені пухирці повітря витісняються із суміші, що ущільнюється. Це приводить до поліпшення структури бетону.

Бетонну суміш вібрують, використовуючи внутрішні (глибинні), поверхневі й зовнішні вібратори. Вибір типу вібратора залежить від форми і розмірів конструкції, яку бетонують, ступеня її армування і необхідної інтенсивності бетонування. При бетонуванні масивних конструкцій застосовують глибинні вібратори типу булави, а щільно армованих – внутрішні з гнучким валом. Поверхневими вібраторами ущільнюють тільки верхні шари бетону і використовують їх при бетонуванні підлог і плит. У щільно армованих конструкціях бетонну суміш ущільнюють зовнішніми вібраторами.

Штикування виконують вручну за допомогою шурування. У зв'язку з низькою продуктивністю і порівняно високою трудомісткістю такий спосіб ущільнення застосовують у виняткових випадках – при бетонуванні тонкостінних

і щільно армованих конструкцій, а також при використанні високорухомих і литих сумішей, з метою виключити розшарування, неминуче при їхньому вібруванні.

Трамбування здійснюють ручними і пневматичними трамбувачами для ущільнення твердих бетонних сумішей у конструкціях з низьким ступенем армування, коли неможливо застосовувати вібратори через негативний вплив вібрації на об'єкти (устаткування), розташовані поблизу.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами по площі всієї конструкції, що бетонується. При багат шаровому укладанні необхідно укладати свіжу суміш на ущільнений шар до того, як почнеться процес схоплювання цементу.

Товщина шарів бетонної суміші повинна відповідати: при внутрішньому вібруванні – довжині робочої частини вібратора, при поверхневому вібруванні неармованих і армованих одиночною арматурою конструкцій – 250 мм, у конструкціях з подвійною арматурою – 120 мм. Якщо розміри конструкції не дозволяють дотриматися такої умови, то застосовують ступінчастий спосіб укладання, при якому значно скорочується площа, що бетонується одночасно. Довжина ступені повинна бути не менше 3м.

Оптимальний режим вібрування бетонної суміші істотно впливає на якість конструкції. Зайва тривалість вібрування бетонної суміші може призвести до її розшарування, а недостатня – до нещільного укладання. Поверхневими вібраторами з однієї позиції суміш ущільнюють 20...60 с, глибинними – 20...40 с, зовнішніми – 50...90 с. Тривалість вібрування твердих бетонних сумішей має бути не менше показника жорсткості даної суміші.

Відстань переміщення глибинного вібратора з однієї позиції на іншу не повинна перевищувати 1,5 радіуса його дії. Для віброулав радіус дії складає 45...50 см, для вібраторів із гнучким валом 25...50 см, а для зовнішніх вібраторів (у глибину) – 25 см. Внутрішній вібратор занурюють на 5...8 см у розташований нижче шар з метою обробки стику між шарами і забезпечення їхнього монолітного зв'язку. Перестановку поверхневого вібратора слід виконувати таким чином, щоб його робоча площадка перекривала суміжну провібровану ділянку не менше, ніж на 10 см.

Використання бетононасосного транспорту, який передбачає застосування високорухомих бетонних сумішей, дозволяє сполучити процес її укладання з ущільненням. Таке бетонування називають напірним. Цим способом можна бетонувати плоскі конструкції з бетонів на щільних і пористих заповнювачах. Максимальна висота бетонованих елементів може складати 2,5...3,2 м при робочому тиску в бетоноводі на виході 4...6 МПа. При цьому досягаються висока однорідність матеріалу і зниження витрат праці на укладання та ущільнення сумішей. Ефективність напірного бетонування підвищується при використанні на виході з бетоновода вібробуджувача, який забезпечує зниження в'язкості суміші й опір її руху між стінками опалубки.

#### **5.1.6. Технологія зведення монолітних конструкцій**

При зведенні монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій слід керуватися будівельними нормативними документами і вимогами проекту проведення робіт. Надійність і довговічність конструкцій обумовлюється якістю виконання опалубних, арматурних і бетонних робіт. Застосування прогресивної технології та організації праці, засобів комплексної механізації відповідають підвищенню якості робіт і скороченню термінів зведення конструкцій.

Масивні й протяжні бетонні й залізобетонні конструкції бетонують окремими ділянками, що сполучаються між собою. Така ділянка називається блоком або картою бетонування. Конструкцію розділяють на ділянки за конструктивними або технологічними ознаками. Простір між окремими ділянками утворюють деформаційні шви, які розділяють на осадові, температурні й усадочні.

Осадові шви призначені для відокремлення одних конструкцій від інших. Наприклад, фундамент під устаткування відокремлюють від бетонної підлоги швом товщиною 1...10 мм, щоб навантаження від устаткування не передавалося елементам підлоги.

Температурні шви призначені для компенсації розширення або стиску споруд і конструкцій при підвищенні або зниженні температури (наприклад, при влаштуванні дорожніх і аеродромних покриттів і т.п.). Відстань між

температурними швами і ширину швів визначають шляхом розрахунку.

Усадочні шви влаштовують при зведенні масивних і протяжних конструкцій для запобігання тріщиноутворенню при усадці бетону, що твердіє.

Деформаційні шви заповнюють матеріалами, які легко деформуються (гумовобітумними, бітумно-полімерними мастиками, тіоколовими герметиками).

При бетонуванні конструкцій неминучі технологічні перерви (закінчення зміни, перерви в доставці бетону, установка арматури та ін.). У цих випадках улаштовують робочі шви. Робочим швом називається площина, по якій до раніше покладеного бетону прилягає свіжоукладений. На відміну від деформаційних, робочі шви виключають переміщення поверхонь, які стикаються, відносно одна одної і не повинні знижувати несучу здатність конструкції. Розташування робочих швів визначається проектом провадження робіт і вказується в робочих кресленнях. Місце розташування робочого шва призначається таким чином, щоб у найменшій мірі зменшилася несуча здатність конструкції.

При бетонуванні колон робочі шви можна влаштовувати по висоті колони на рівні верху фундаменту, знизу балок, що спираються на колони, а також знизу підкранових консолей.

При влаштуванні монолітних ребристих перекриттів робочі шви влаштовують у перерізах, де є найменший згинальний момент, тобто навантаження на конструкцію мінімальні. Такі перерізи розташовані на відстані від проміжних опор (колон) в один та інший бік. Бетонування здійснюють паралельно балкам або прогонам. У балках, прогонах і плитах робочий шов розташовують вертикально. Шов улаштовують шляхом установки дерев'яного щита з прорізами <sup>а</sup> для арматури. <sup>б</sup>

При перерві в бетонуванні більше 2 год. відновлюють укладання тільки після набору міцності бетоном не менше 1,5 МПа. При міцності нижче 1,5 МПа подальше укладання призведе до руйнування структури раніше покладеного бетону в результаті динамічного впливу вібраторів та інших механізмів.

Перед поновленням бетонування очищають поверхню бетону від пилу, бруду і будівельного сміття. Для кращого зчеплення раніше вкладеного бетону зі свіжим робочі шви по горизонтальних і похилих поверхнях очищають від

цементної плівки водяним або повітряним струменем, металевими щітками або механічними фрезами, а потім покривають цементним розчином шаром товщиною 1,5...3 см, щоб заповнити всі нерівності.

Процес зведення монолітних конструкцій включає: розбивку осей конструкцій і винесення позначок поверхонь, влаштування опалубки, зборку і монтаж арматури, бетонування (укладання з ущільненням бетонної суміші), розбирання опалубки після набору бетоном розпалубочної міцності.

*Зведення фундаментів.* На зведення фундаментів під будівлі й споруди і технологічне устаткування витрачається більше 30% монолітного бетону. У зв'язку з цим підвищення рівня технологічності масивних конструкцій, до яких відносяться фундаменти, є одним із завдань, вирішення якого дозволяє знизити трудові й матеріальні витрати виробництва.

Ступінь масивності бетонних і залізобетонних фундаментів та інших конструкцій характеризується модулем поверхні –  $M_{\Pi}$ , що є відношенням сумарної площі охолоджуваних поверхонь конструкцій до її об'єму:

$$M_{\Pi} = \sum_{i=1}^n F_i / V, \text{ м}^2/\text{м}^3.$$

Для колон, балок та інших лінійних конструкцій модуль поверхні визначають відношенням периметра до площі поперечного перерізу:

$$M_{\Pi} = P/S, \text{ м}/\text{м}^2.$$

Вибір технології зведення фундаментів залежить від конструктивно-планувальних рішень будівель і фундаментів, а також наявного технологічного обладнання і механізмів.

Трудомісткість і вартість зведення монолітних фундаментів значною мірою залежить від модуля поверхні фундаменту  $M_{\Pi}$ .

Зведення стовпчастих і східчастих фундаментів виконують з використанням розбірно-переставної, великощитової, блокової і незнімної опалубки. Тип опалубки визначають залежно від виду бетонованих конструкцій і їхньої повторюваності.

Сучасне зведення фундаментів, як і інших конструкцій, засноване на потоковій організації робіт. При цьому виконання робіт з окремих процесів

виконують зі зміщенням у часі на термін, називаний кроком потоку. Така технологія проведення робіт дозволяє скоротити тривалість зведення конструкцій, підвищити якість за рахунок спеціалізації окремих потоків і комплексної механізації.

При зведенні фундаментів можна виділити три потоки: перший – армування фундаментів, другий – влаштування опалубки, третій – бетонування.

Провідний процес при влаштуванні фундаментів – процес бетонування, тому число робітників у кожному потоці розраховують таким чином, щоб їхня робота не відставала і не випереджала роботи головного потоку. При ритмічних поточкових процесах час роботи ланок на кожному процесі має бути однаковим.

При розрахунку потоку слід враховувати терміни розпалублення фундаментів, тому що вони визначають загальну тривалість робіт і необхідне число комплектів опалубки. Для скорочення термінів розпалублення застосовують методи прискореного твердіння бетону (наприклад, розігрів суміші перед укладанням, термоактивну опалубку, внесення добавок і т.п.).

При бетонуванні фундаментів великих обсягів і площ передбачають максимально можливе підвищення інтенсивності бетонування. Конструкцію розбивають на одночасно бетоновані захватки таким чином, щоб закінчити процес укладання та ущільнення без перерв і робочих швів. Для цієї мети використовують комплекти механізованих засобів доставки й укладання: автобетонозмішувачі, бетононасоси, стрічкові живильники, віброжолоби та іншу техніку.

Загальним технічним завданням при бетонуванні масивних фундаментів, різних за обсягом, формою і призначенням, є вибір оптимальної розбивки на блоки бетонування і порядку проведення робіт. Технологія ведення робіт приймається залежно від можливої інтенсивності подачі бетонної суміші, застосовуваного вібраційного устаткування, ступеня армування конструкцій, кліматичних умов, термонапруженого стану конструкцій та інших факторів.

Як правило, масивні конструкції бетонують повністю. Товщина шарів визначається технічними можливостями застосовуваних вібраторів. При використанні ручних вібраторів товщина шарів складає 0,3...0,5 м, а при механізованому ущільненні потужними вібропакетами – 1 м і більше.

*Зведення стін.* Технологія бетонування стін (і перегородок) залежить від їхньої висоти і товщини, виду опалубної системи, використовуваної для зведення, ступеня армування, а також способів ущільнення бетонної суміші .

При зведенні стін і перегородок широке застосування одержало пошарове бетонування шарами висотою 30...50 см з ущільненням глибинними вібраторами. Однорідність структури бетону в стінах і якість їхніх поверхонь обумовлена рівномірною подачею бетонної суміші і ретельним опрацюванням кожного шару вібруванням. У стіни товщиною більше 0,5 м при слабкому армуванні укладають бетонну суміш з осіданням конуса 4...6 см. При довжині більше 20 м їх поділяють на ділянки по 7...10 м і на межі ділянок установлюють розділову опалубку. Бетонну суміш подають безпосередньо в опалубку в декількох точках за довжиною баддями, віброжолобами, бетононасосами. При висоті стін більше 3 м використовують ланкові хоботи і вібробункери з гнучким хоботом. Не допускається подача бетонної суміші в одну точку, тому що при цьому утворюються похилі пухкі шари, що знижують якість поверхні й однорідності бетону. У процесі бетонування стежать за положенням арматури і запобігають її зсуву від проектного положення. Відновлюють бетонування на наступній за висотою ділянці після утворення робочого шва і набору міцності бетону не менше 0,15 МПа. У тонкі й щільноармовані конструкції стін і перегородок укладають більш рухомі суміші (6...10 см).

Вібратори не повинні торкатися частин опалубки, тому що передача від неї коливань може викликати руйнування раніше покладених шарів. Режим вібраційного впливу залежить від виду використовуваного бетону.

При зведенні зовнішніх стін з бетонів на легких заповнювачах вимагаються режими ущільнення, що викликають турбулентний рух ділянок суміші і попереджують розшарування.

Для малорухомих сумішей на щільних заповнювачах доцільно застосовувати стандартні вібратори з частотою коливань 100 ... 200 Гц.

Особливу увагу приділяють процесу ущільнення бетонних сумішей з пластифікуючими додаваннями. Внаслідок високої рухливості таких сумішей вібраційний вплив повинен бути короточасним і зі зниженою частотою коливань (15...20 Гц).

Для одержання високої якості лицьових поверхонь і однорідної структури бетону доцільно застосовувати бункери з пульсуючою стінкою і лопатеві вібратори.

Рівномірність і необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші досягаються шляхом використання різних систем вібробункерів і бункерів з пульсуючими стінками. Підвищення однорідності структури бетонів і якості поверхонь досягається шляхом використання системи заглибних телескопічних лопатевих вібраторів, змонтованих у бункері.

### **5.1.7. Контроль якості при виконанні бетонних і залізобетонних робіт**

Лабораторний контроль якості при виконанні бетонних і залізобетонних робіт повинен бути ретельним на всіх стадіях виробничого процесу.

Контролюють якість бетонної суміші у місця приготування і після її транспортування в місця укладання, готовність ділянок споруди для бетонування (наявність підготовленої основи, відповідність проектної арматури, закладних частин, пристроїв для утворення монтажних отворів і т.д.).

Всі основні дані про бетонування конструкції заносять в журнал виконання бетонних робіт. Якість бетонної суміші перевіряють шляхом контролю дозування на бетонному заводі і рухомості бетонної суміші в місцях приготування та укладання. Міцність покладеного бетону оцінюють за результатами випробувань контрольних зразків на стиск. Контрольні зразки у вигляді кубів розміром 20×20×20 см виготовляють у місці бетонування конструкцій і зберігають в умовах, близьких до умов витримування конструкцій.

Для кожної марки бетону виготовляють серію з трьох зразків-близнюків. Бетон вважається таким, що витримав випробування, якщо середня міцність контрольних зразків буде не нижче 85% проектної.

Приблизно міцність бетону в конструкції можна визначити механічним приладом, дія якого заснована на врахуванні глибини лунки, що утворилася в бетоні при ударі бойка приладу.



Неруйнівні методи контролю дозволяють контролювати якість бетону безпосередньо в конструкціях неруйнівними методами. До цих методів відносяться акустичний (імпульсний), радіометричний і СВЧ-поглинання.

Ультразвукові (акустичні) випробування зводяться до визначення швидкості поширення ультразвукових хвиль у досліджуваному матеріалі за попередньо складеними тарувальними залежностями, швидкість поширення ультразвуку - міцність бетону.

Радіометричні випробування засновані на тому, що гамма-промені, проходячи крізь бетонну суміш, втрачають інтенсивність випромінювання внаслідок поглинання і розсіювання. Зі збільшенням ступеня ущільнення суміші зростає поглинання гамма-променів.

Метод СВЧ-поглинання заснований на принципі ослаблення енергії надвисокої частоти при проходженні через контрольований матеріал. Застосування цього методу дозволяє здійснювати автоматичний контроль вологості бетону і сипких матеріалів.

#### **5.1.8. Безпека праці при виконанні бетонних робіт**

При монтажі опалубки й арматури, розвантаженні бетонних сумішей в опалубку особливу увагу слід звертати на міцність і стійкість підтримуючих конструкцій, а також на міцність такелажних пристроїв для підйому каркасів, блоків опалубки й арматури.

При встановленні опалубки на висоті до 8 м слід застосовувати підмости з поручнями висотою 1 м і бортовою упорною дошкою висотою 15 см. При роботах на висоті більше 8 м необхідно влаштовувати настили шириною не менше 70 см з огороженнями й опорами на спеціальні підтримуючі риштування.

При розбиранні опалубки треба дотримуватися обережності, опускати елементи опалубки за допомогою лебідок і кранів.

Необхідно звертати особливу увагу на забезпечення умов, що виключають можливість ураження працюючих електричним струмом. З цією метою при виконанні електрозварювальних робіт і вібруванні бетонної суміші необхідно заземлювати конструкції, що зварюються, а також металеві частини

зварювальних установок і вібраторів.

Робітники, які зварюють арматуру, повинні мати засоби індивідуального захисту (гумові чоботи і рукавички, захисні маски і т.п.). Робітники, зайняті вібруванням бетонної суміші, повинні бути в гумових чоботях.

Чищення або ремонт бетонозмішувачів, бетононасосів, цементів-гармат та інших машин допускається тільки при виключеному рубильнику.

Бетононасоси встановлюють у прямках так, щоб навколо них були проходи шириною не менше 1 м. При продувці бетоноводу (у зимовий час) стиснутим повітрям при робочому тиску не більше 1,5 МПа робітники повинні знаходитися на відстані не менше 10 м від вихідного отвору бетоноводу.

Робітники, які обслуговують цемент-гармату або бетон-шприц-машину, повинні надягати спеціальні захисні окуляри. При роботі з цемент-гарматою або бетон-шприц-машиною треба постійно стежити за показниками манометра, не допускаючи підвищення тиску вище рівня, передбаченого інструкцією. Перед початком роботи повинна бути перевірена наявність документів, що підтверджують проходження машинами випробувань відповідно до вимог Держміськтехнагляду.

Бетоноводні естакади і настили споруджують відповідно до розрахунку, огорожують поручнями і обладнують колесо відбійними брусами та упорами.

При подачі бетонної суміші в баддях повинні бути вжиті заходи проти мимовільного відкривання затворів бадей. При вивантаженні суміші з бадей, щоб уникнути динамічних перевантажень, відстань від низу бадді до площини розвантаження не повинна перевищувати 1 м.

При виконанні бетонних і залізобетонних робіт у зимових умовах небезпека виробничого травматизму помітно зростає. У цьому зв'язку до бетонування в зимових умовах допускають робітників тільки після проходження ними спеціального інструктажу. До обслуговування паропідводних мереж електроустановок, контролю за режимами термообробки допускають тільки спеціально підготовлених фахівців.

При здійсненні електропрогріву, крім обмеження доступу людей до місця прогріву шляхом установки огорожень і попереджувючих написів, необхідно в зоні прогріву включити червону сигнальну лампочку. Бетонування, а також усі

роботи, пов'язані з переключенням електродів, вимірами температури, ремонтом лінії та ін., виконують тільки при відключеному струмі і відключених рубильниках на щитах "низької" і "високої" сторін.

### СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.2 2:2006 "Навантаження і впливи".
2. ДБН В.2.2.-9-99 "Громадські будівлі та споруди".
3. КРАТКИЙ СПРАВОЧНИК АРХИТЕКТОРА (Гражданские здания и сооружения) под общей редакцией Ю.Н.Коваленко;
4. Л.Е.Линович. "Расчет и конструирование частей гражданских зданий"
5. Н.С.Примаков "Расчет рамных конструкций одноэтажных промышленных зданий";
6. ДБН 360-92\*\* "Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень";
7. ДНАОП 0.00-1.32-01. Правила будови електроустановок. Електрообладнання спеціальних установок, 2001р.
8. ДБН В.2.5-23:2010 «Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення»;
9. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. НИИОСП им.Н,М.Герсеванова.
10. ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»;
11. ДСТУ Б В.2.5-38-2008 «Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд».
12. ДНАОП 0.00-1.29-97 «Правила захисту від статичної електрики».
13. ДБН В.2.5-27-2006 «Захисні заходи електробезпеки в електроустановках будинків і споруд».
14. ДБН В 2.5-13-98 „Пожежна автоматика будівель та споруд”,
15. ВБН В.2.2-45-1-2004 “Проводные средства связи” та ПУЕ.

16. ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»;
17. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд.
18. Проектирование фундаментов мелкого заложения для сооружений аэропортов: Учебное пособие. - Киев: КИИГА, 1990. - 80 с.
19. ДСТУ Н.Б.В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія.
20. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції.
21. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу.
22. ДБН В.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва.
23. ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції.
24. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення.
25. Соломанцев М.Н. "Организация строительного производства" Учебно-методическое пособие, Харьков, ХГТУСА, 1999