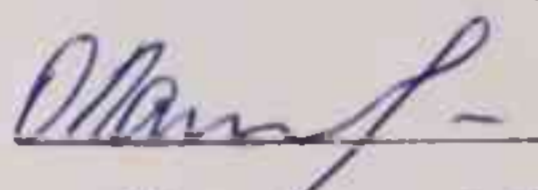


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

 Лапенко О.І.
" 10 " 06 2022 р.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ БАКАЛАВР

Студента Гвоздя Станіслава Олександровича

Курс четвертий група 307 БС

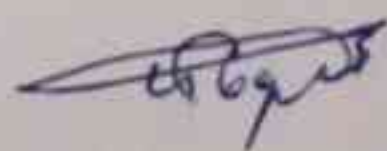
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації

«Промислове і цивільне будівництво»

Шифр 192

Керівник: д.т.н., професор Степанчук Олександр Васильович

Нормоконтролер з ЕСКД (ЕСПД):

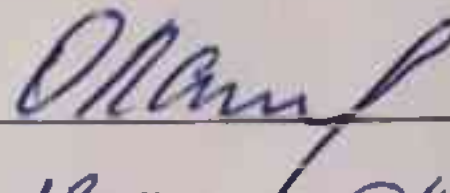
 Родченко О.В.

Київ 2022

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

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

 лапенко О.І.
" 13 " 04 2022 р.

ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

Студенту Гвоздю Станіславу Олександровичу

Курс четвертий група 307 БС

Спеціальність Промислове і цивільне будівництво

Шифр 192

1. Тема проекту Будівля «Приватбанку» в м.Буча Київської області

Темі проекту затверджено наказом ректора університету

від " 13 " квітня 2022 р. за № 579/ст

2. Вихідні данні до проекту

2.1. Характеристику будинку

2.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність

Будівля адміністративна

2.1.2. Матеріал головних конструкцій залізобетон, бетон С20/25, арматура А240С, А400С,5, цегла, скло,

2.1.3 Інші загальні дані

2.2. Навантаження Згідно ДБН В. 1.2-2:2006. «Навантаження і впливи»
постійні та тимчасові навантаження (короткочасні та тривалі)

2.3. Район будівництва м. Буча

2.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 2.1. – Піщані ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина γ_s , т/м ³	Щільність γ_s , т/м ³	Природна вологість ґрунту W, %	Глибина залягання підошви шару
ІГЕ-1	Ґрунто-рослинний шар	-	-	-	-
ІГЕ-3	Суглинки жовто-бури	1,76	2,0	20	-

ІГЕ-4	Пісок дрібний	1,96	1,68	9	-
-------	---------------	------	------	---	---

Грунтові води на відмітці 2,5-4,2 м.

Особливі умови Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів - 1,0 м.

2.5. Топографічна характеристика будівельного майданчика Рельєф ділянки спокійний з ухилом в південно-східному напрямку.

2.6. 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.

2.7. Строки будівництва згідно календарного графіка

2.8. Додаткові данні _____

3. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту

3.1. Вступ Загальні характеристики будівлі та її необхідність і актуальність будівництва

3.2. Аналітичний огляд Актуальність будівництва з урахуванням сучасних вимог до монолітного будівництва

3.3. Архітектурний розділ Об'ємно-планувальне рішення будівлі, конструктивна форма, архітектурно-конструктивне рішення, експлікація приміщень, основні будівельні конструкції

3.3. Архітектурний розділ Об'ємно-планувальне рішення будівлі, конструктивна форма, архітектурно-конструктивне рішення, експлікація приміщень, основні будівельні конструкції

Обсяг графічного матеріалу 3 листи

3.4. Розрахунково-конструктивний розділ розділ містить креслення елементів будинку та розрахунково-конструктивну частину: металева колона металева

Обсяг графічного матеріалу 2 листи

3.5. Основи і фундаменти Розрахунок фундаментів

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

3.6. Технологія будівництва (ремонту) Технологія виробництва основних видів будівельно-монтажних робіт

Обсяг графічного матеріалу 1 листів

4. Додатки Ескізи креслень дипломного проекту

Консультанти по проекту

- Архітектурна частина Степанчук О.В.
- Розрахунково-конструктивна частина Степанчук О.В.
- Технологія будівництва (ремонту) Степанчук О.В.

Дата видачі завдання " " 2022 р. термін закінчення дипломного проекту і надання його до захисту " " червня 2022 р.

Керівник дипломного проекту Степанчук О.В.

/ Степанчук О.В. /

Завдання до виконання прийняв _____ 2022 р.

Студент Гвоздь С.В.

/ Гвоздь С.В. /

2. Архітектурна частина	___
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.....	___
3. Розрахунково-конструктивна частина	___
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. Фундамент під колону.	___
4. Основи і фундаменти	___ 4.1
Інженерно-геологічні умови	___
4.2 Розрахунок центрально навантаженого залізобетонного фундаменту	___
4.3 Проектування фундаменту мілкого 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.....	___

Актуальність

Проектування об'єктів капітального будівництва, зокрема адміністративних будівель – доволі поширене в сучасній практиці проектних

організацій. Практично у кожному випадку доводиться використовувати сучасні будівельні матеріали, конструкції та технології, які дозволяють забезпечити належний рівень комфорту, ергономічності та естетики.

Водночас до кожної будівлі іміджевого призначення, а будівля банку безперечно відноситься до таких, висувуються вимоги щодо якісного зовнішнього вигляду, а також вимоги щодо раціонального використання будівельного об'єму. При цьому дуже важливе значення терміни уведення будівлі до експлуатації.

Чимала кількість об'єктів капітального будівництва адміністративного призначення використовують елементи конструктивних схем, більш характерних для будівель промислового призначення. При цьому характерною рисою таких будівель ставиться використання багатопверхових каркасів, які виконано з металевих конструкцій – таке рішення має безперечні переваги перед традиційним залізобетонним каркасом, тому що дозволяє використовувати більш раціональні прольоти, а також суттєво зніжує матеріаломісткість будівлі при одночасному зменшенні часу, необхідного безпосередньо на виконання монтажних робіт.

Отже вирішення проблеми будівництва багатопверхових будівель з використанням металевих каркасів є досить актуальним.

Аналітичний огляд

При будівництві багатопверхової будівлі банку з використанням металевих каркасів необхідно проводити затвердження проектно-кошторисної

документації міжвідомчою комісією у складі представників банку-замовника, територіального підрозділу Державної служби охорони. Державної служби нагляду та проектної організації з метою визначення можливих заходів що до доведення об'єкта до рівня вимог, та визначені дійсними нормами. Проект на будівництво банку виконується на основі технічного завдання, розробленого банком-замовником спільно з проектною організацією та узгоджено з територіальним підрозділом Державної служби охорони. Виконання будівельно-монтажних робіт здійснюються тільки на основі узгодженого та затвердженого проекту і в послідовності передбаченій затверджений замовником і підрядчиком проектом виконання робіт.

Технічна безпека та захист банку може бути зміцнена залежно від обсягу цінностей, що зберігаються і знаходяться в обігу.

Установи банку.

Технічне завдання на розробку проекту банку включає: структуру банку , склад приміщень та їх доступність за зонами доступності, чисельність працюючих по управліннях і відділах, основні дані робочих приміщень. Касових вузлів, систему охорони та розташування постів, вимоги до оздоблення приміщень і фасадів та ін.

Приблизний склад приміщень банку складається із:

Адміністративно-управлінські підрозділи:

- кабінет голови правління (з кімнатою відпочинку);
- кабінети заступників голови правління;
- приймальня;
- кімната переговорів з клієнтами;
- зал нарад;
- кабінет референта юриста;
- приміщення служби безпеки;
- вузол зв'язку (АТС, телетайп, факс, пошта і т. д.);

- кабінети начальників відділів;
- робочі приміщення відділів.

Операційний зал.

- кабіни операторів з зоною перебування клієнтів;
- приміщення головного бухгалтера ОПЕРУ;
- приміщення персоналізації;
- гардеробна верхнього одягу і особистих речей операторів;
- приміщення центрального блоку системи;
- приміщення банківських електронних розрахунків;
- приміщення електронної пошти;
- приміщення алфавітне – цифрових друкуємих пристроїв;
- приміщення виготовлення ідентифікаційних карт;
- приміщення обробки і зберігання карт;
- приміщення сервісного обслуговування ПЕОН;
- приміщення служби захисту електронної інформації;
- приміщення установки газового пожежегасіння серверної.

Касовий вузол. Служби:

- ревізорів;
- відділу кадрів;
- програмістів;
- ремонту ПЕОМ і оргтехніки;
- АГВ;
- машбюро;
- канцелярії.

Будівля банку знаходиться під суворим наглядом охорони. В зв'язку з цим територія повинна добре освітлюватися. Повинен бути зручний доступ до усіх приміщень, виходів та сейфів. Вхід до перед сховищ слід розташовувати

зоні візуального спостереження охорони. Вхід до касового залу також повинен простежуватись охороною. Двері та сейфи слід використовувати броньовані.

Прохід на територію банку відбувається лише за перепустками чи наявності дозволу проходу в приміщення банку. Найкраще використовувати електронні картки для клієнтів.

Також банк обладнується такими технічними засобами зв'язку і сигналізації: автоматичною телефонною міською; автоматичною телефонною установчою; радіотрансляцією; оперативною телефонною; телеграфною і факсимільною; електрогодиннофікацією; системою колективного приймання телебачення; гучно мовною пошуковою; пожежною; оповіщенням про пожежу охоронною; охоронним телебаченням; тривожною сигналізацією.

1.ВСТУП

1.1. Географічне положення будівельного майданчика

Територія будівельного майданчика банку розташована в межах міської забудови міста Буча біля перехрестя вулиць “Водопровідна” та “Басейна” (рис.1.1). Рельєф ділянки рівний, абсолютні оцінки змінюються від 147.26 м до 147.72 м.

1.2. Метеорологічні умови

Район будівництва відноситься до 3 температурної зони . Середня температура найбільш холодної п'ятиденки мінус 21°C. Тривалість розрахункового зимового періоду складає 60 днів. Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів складає 105 см.

Нормативне снігове навантаження для 2 району, швидкісний напір вітру для 3 району у відповідності зі ДБН В.1.2-2006;

Зона вологості - суха, по ступені агресивного впливу газів, що утримуються в атмосфері, середовище слабо агресивна;

1.3. Гідрогеологічні умови

У геологічній будівлі на розвідану глибину до 12 м беруть участь супіски (товщиною шару 6 м) і суглинки. З поверхні ці відкладення перекриті гумусованими ґрунтами розслиного шару (товщиною 0.5 м). Ґрунтові води на площадці до глибини 12 м при проведенні робіт не зустрінуті. Ґрунти в інтервалі від 0.7 до 1.7м характеризуються слабкою корозійною активністю до свинцю й алюмінію.

1.4. Фізико – механічні властивості ґрунтів основи об'єкта

Основа складається з рослиного ґрунту товщиною шару 0.5 м зі значенням щільності 15 кН/м³. Нижче залягає супісок товщиною шару 6м з щільністю 18 кН/м³, консистенцією $I_l = 0.3$, значенням кута внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 24^\circ$, значенням зчеплення $c_{II} = 13$ кПа, модуль пружності ґрунту $E = 16$ МПа.

Далі розташований шар суглинку з щільністю 19 кН/м^3 , консистенцією $I_p = 0.4$, значенням кута внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 23^\circ$, значенням зчеплення $c_{II} = 3.4 \text{ кПа}$, модуль пружності ґрунту $E = 25 \text{ МПа}$.

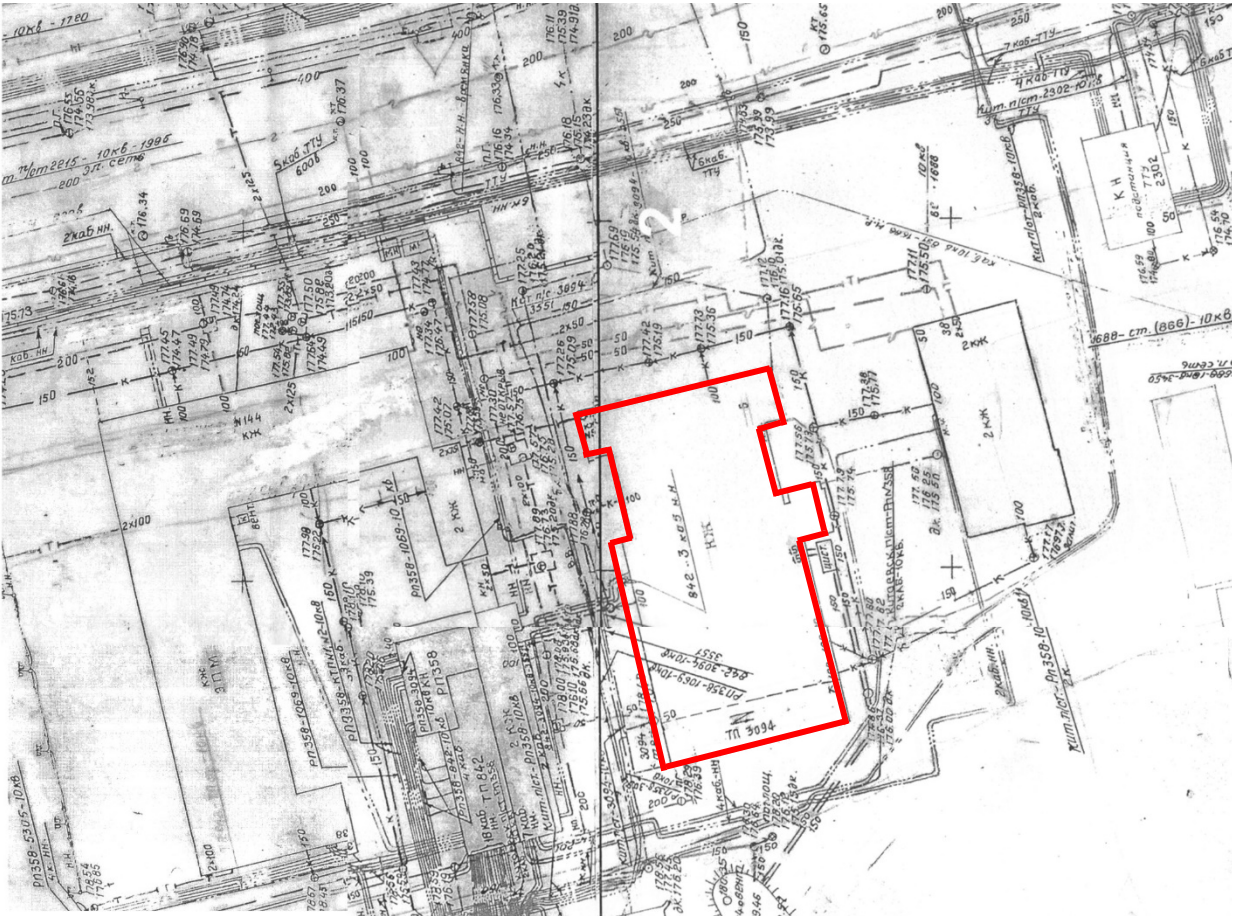


Рис.1.1. Ситуаційний план

2. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

2.1. Історія проекту

Особливості об'єкта, запланованого до будівництва, полягали в тому, що він був розташований близько до напруженої транспортної артерії – вул. Водопровідної м. Буча. Розвинута транспортна інфраструктура (наявність автобусних, тролейбусних зупинок, маршрутних таксі), великі потоки потенційних відвідувачів і клієнтів, добре сполучення з районом вплинули на призначення нового об'єкта – банківська установа з повним набором послуг для клієнтів.

Іншою особливістю проектуємого об'єкту є використання конструктивної схеми, яка складається з елементів металевого каркасу – балок та колон. Це рішення за рівнянням зі звичайним каркасом з залізобетонних елементів суттєво зніжує матеріалоемність будівлі.

2.2. Архітектурні конструкції

Призначення проектуємого об'єкта визначило і функціональний набір будівельних конструкцій. Стандартний залізобетонний каркас змінено на металевий, а збірні плити перекриття та покриття – на монолітні залізобетонні. Сітка колон каркаса складала 6х6 м. Стінове огородження було виконано з керамічної кладки.

Один з варіантів фасада будівлі не передбачав світлопрозорих елементів на даху будівлі, тому фасади будівлі мали цілком класичну архітектуру (рис.2.1-2.2).



Рис.2.1. Один з варіантів рішення фасаду будинку в вісях 1–11



Рис.2.2. Один з варіантів рішення фасаду будинку в вісях Д–А

2.3. Проектні рішення щодо нового рішення будинка

Будівництво будівлі адміністративного призначення має наступні основні напрями:

- планування внутрішнього простору будинку у відповідності до його функціонального призначення – банківський установи сучасного рівня у відповідності до вимог к таким об'єктам;
- влаштування несучої схеми з металевого каркаса для зніження матеріалоемності будівлі;
- влаштування на покрівлі будинку світлопрозорого атріума арочного обрису для формування сучасного вигляду фасадів з одночасним збільшенням робочого простору;
- якісне поліпшення зовнішнього вигляду фасадів споруди.

Влаштування світлопрозорого атріума арочного обрису дало змогу раціонально використовувати площу покрівлі будівлі для розміщення службових приміщень, пов'язаних з перебуванням персоналу банку. Оскільки при плануванні будівлі значна частина корисної площі була відведена під розміщення паркингу для службового автотранспорту на першому поверсі, тому потрібна площа службових приміщень значної площі, запроектованих за принципом "Open Space" повинна бути розміщена на покрівлі у віді світлопрозорого атріума, який з'явився під час проектування у вигляді надбудови до основного об'єму будинку.

Під час проектування будівлі типову несучу конструкцію каркаса – систему залізобетонних колон, ригелів та плит перекриття довжиною 6 м було замінено на сучасну будівельну систему, у якій використано монолітне залізобетонне перекриття по металевих балках та колонах каркасу.

Сітку колон залишили незмінної, тобто 6х6 м.

Поліпшення фасадної частини будинку знайшло відображення у наступних елементах:

- опорядження всіх фасадів за рахунок застосування сучасних технологій теплозбереження та використання якісних оздоблювальних матеріалів;
- використання для двірних та віконних проемів сучасних металопластикових систем заповнення проемів;

2.4. Конструктивна схема будинку

Будинок складається з взаємозалежних конструктивних елементів:

- фундаментів;
- стін;
- колон;
- балок перекриттів;
- плит перекриттів та покриттів.

По своєму призначенню елементи будинку розділяються на несучі і ті, що обгороджують. У відповідності від з'єднання елементів будинок має конструктивну схему с неповним каркасом, тому що крайні балки перекриттів та покриттів спираються на зовнішні стіни.

Каркас будинку сприймає вертикальні зусилля від перекриттів, а зовнішні стіни служать для ізоляції внутрішнього простору від впливу зовнішнього навколишнього середовища. Товщина зовнішніх стін визначається з урахуванням теплотехнічних вимог, а також естетичними вимогами і функціональними вимогами – простору для розміщення димових і вентиляційних каналів. Розміри стін призначаються кратними розмірові матеріалу стін (керамічна цегла 250x125x65) і складають 380-770 мм.

2.5. Плани поверхів

Плани будинку по поверхах визначають планування будинку, тобто розбивку на приміщення. На планах намічають розміщення несучих та самонесучих конструктивних елементів: колон і стін із прив'язкою їх до будівельних вісей, перегородок, сходових клітин. Розташування вікон і двірних отворів будинку призначається з урахуванням архітектурних і технологічних вимог до об'єкта.

Розмір віконного прорізу вказується з урахуванням наявності чвертей. Площа віконних прорізів прийнята в межах 1:5 – 1:8 від площі відповідних приміщень. Ширина простінків між вікнами призначається кратної розмірам прийнятого стінового матеріалу. Для розміщення персонала використано ефективне планування перегородок за принципом “open space”. Для оздоблювання приміщень застосовано високоякісні оздоблювальні матеріали, пілвісні стелі, які суттєво знижують рівень шуму. Висота приміщень складає 3,15 м.

На планах поверхів наносяться лінії вертикальних поперечного та поздовжнього перерізів будинку, що позначаються стрільцями (наприклад, розріз 1-1). Напрямок «погляду» позначається стрільцями.

2.6. Розріз

Поперечний розріз будинку є головним кресленням, що показує конструкцію будинку. Масштаб поперечного та поздовжнього розрізу прийнято так, щоб була можливість відобразити найбільшу кількість конструктивних елементів. При цьому лінія розрізу не має ламаного обрису. Перед розробкою розрізу визначаються:

- форма даху;
- висота поверхів;
- конструкція несучих елементів покриття та перекриття;
- товщина перекриттів;

- висота віконних і дверних прорізів;
- висота підвіконня;
- висота узвишся капітальних стін над рівнем плаского суміщеного покриття.

На розрізі стіни наносяться:

- будівельні вісі;
- товщина стіни;
- товщина цоколя;
- винос карниза;
- відмітки характерних висот деталей стін.

Над віконними і дверними прорізами в стінах з цегли укладаються перемички зі збірних залізобетонних брусків. Брусківі перемички спираються на простінки не менше, ніж на 150 мм.

Над верхом покрівельного покриття зовнішня стіна виступає на 720 мм.

По периметру розташування світлопрозорого атриума передбачено влаштування додаткового цоколя, якій виконано з бетону висотою 60 см та товщиною 300 мм.

2.7. Фасади

Фасади будинку проектується за заданою схемою будинку з перенесенням на нього елементів поперечного розрізу. З поперечних планів на фасад переносяться:

- загальна довжина будинку – 62400 мм;
- загальна ширина будинку – 29000 мм;
- ширина віконних і дверних прорізів;

З поперечного розрізу будинку на фасад переносяться:

- висота будинку – 19,785 м (з урахуванням надбудови);
- висота віконних і дверних прорізів;

- висота карниза – 17,88 м.

2.8. Фундаменти

Проектом передбачено використання наступних видів фундаментів:

- стрічкових збірних, які складаються з фундаментних подушок та бетонних блоків стін підвалу для влаштування несучих та самонесучих стін;
- монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів для металевих колон каркасу.

Конструктивні розміри, глибина залягання фундаментів дозволяє провести перепланування приміщень будинку, а також провести надбудову у кількості одного поверху, а також влаштувати несучі та огорожувальні конструкції світлопрозорого атриума.

2.9. Перекриття, підлоги

Перекрыття розподіляють будинок на поверхи, несуть навантаження від власної ваги, ваги перегородок, меблів, устаткування і передають ці навантаження на несучі елементи будинка. Перекрыття також ізолюють приміщення одне від іншого. Розрізняють наступні види перекрыттів:

- підвальні;
- міжповерхові;
- горищні (покрівельні).

Перекрыття є несучою конструкцією, але одночасно виконують функції горизонтальних звуко-, паро- і теплоізолюючих конструкцій. Монолітні залізобетонні перекрыття являють собою єдиний конструктивний елемент. Вони одночасно є і несучими елементами та елементами, що розподіляють будівельний об'єм на окремі поверхі.

По влаштуванню необхідної звукоізоляції від повітряного шуму конструкції міжповерхових перекрыттів розподіляються на:

- акустично однорідні;
- акустично неоднорідні.

Акустично однорідні перекриття складаються з несучої частини – монолітної залізобетонної плити перекриття, нижня поверхня якої є стелею, а верхня – основою підлоги. В акустично однорідних перекриттях використано плиту товщиною 220 мм із шаром бетону (монолітна основа підлоги) по верхній поверхні плити. Значення ударного шуму усередині приміщень досягається використанням чистої підлоги з використанням рулонних матеріалів, що мають пружну основу, наприклад лінолеум чи ковролін.

Монолітна плита перекриття спираються на балки перекриття каркаса (металеві балки). На зовнішні стіни передбачено використання анкерів, які приварено до монтажної петлі, анкери заводяться в тіло стіни в горизонтальний шов кладки. Анкери розміщаються через 1-2 м монолітного перекриття.

2.10. Дах

Проект даху будинку реалізується на основі вихідних даних. Балки покриття запроектовані за схемою балок з двома опорами (однопролітна розрізна схема спираючої). Дана схема використовується в тих випадках, коли конструктивна схема будинку являє собою систему, що використовує неповний каркас.

Балки покриття запроектовано з металевих зварних профілів, таких самих, які використовуються в міжповерхових перекриттях.

Вибір покрівельного матеріалу визначає величину ухилу схилу: чим щільніше матеріал покрівлі і герметичне його з'єднання, тим менше може бути ухил і навпаки. Ухил покрівлі м'якої покрівлі складає біля 3°. Основою під покрівлю є монолітне залізобетонне покриття.

Для організованого відводу води з даху під карнизом улаштовуються підвісні жолоби з оцинкованої сталі чи пластику, що відводять воду в напрямку

до водостічних лійок. Водостічні воронки і труби розташовуються на відстані 15-20 м друг від друга і не менш 120 мм від поверхні стіни.

2.11. Інженерні мережі

Відмінною рисою будинку є його відповідність сучасним вимогам до ергономічності, енергоємності, комфорту та безпеки функціонування. Для цього проектом передбачено:

- використання централізованої системи кондиціонування не нижче двохтрубний, або аналогічний цієї;
- трьохсекційний короб для електричного, телефонного та комп'ютерного кабелів, який змонтовано до фальшпідлоги;
- сучасні швидкісні ліфти з періодом очікування не більше 30 секунд;
- парковка всередині будинку;
- два незалежних джерела електропостачання, UPS;
- сучасні системи безпеки і контролю доступу до будинку;
- сучасні системи "інтелектуальний дім";
- кафетерії та їдальні для співробітників.

Розраховуємо конструкцію комбінованого монолітного залізобетонного перекриття по металевих балках перекриття, яке передбачено на міжповерхових перекриттях на відмітках 7.25 м з сіткою внутрішніх колон 6*6м. Крайні плити вільно спираються на металеві балки перекриття.

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

3.1. Плита перекриття

3.1.1. Розрахунок. Розрахункові дані.

Для бетону класу В15: $R_b=8.5\text{МПа}$, $R_{b,ser}=11\text{МПа}$, $R_{bt}=0.75\text{МПа}$,
 $R_{bt,ser}=1,15\text{МПа}$, $\gamma_{b2}=0,9$, $E_b=23000\text{МПа}$;

Для арматури зі сталі класу А-II: $R_s=280\text{МПа}$, $R_{sw}=225\text{МПа}$, $E_s=2,1*10^5\text{МПа}$;

для дротяної арматури класу В_p-I: $R_s=365\text{МПа}$, $R_{sw}=265\text{МПа}$ (при $d=4\text{мм}$),

$R_s=360\text{МПа}$, -при $d=5\text{мм}$; для арматури $\varnothing 6-8\text{мм}$ класу А-III, $R_s=355\text{МПа}$,

$R_{sw}=285\text{МПа}$.

Навантаження на перекриття приймаємо по таблиці 3.1.

Таблиця 3.1.1. Навантаження на монолітне перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове (округлене) навантаження, Н/м ²
1	2	3	4
Постійне:			
Від цементної стяжки, t=20мм, $\rho=2000$	400	1,2	480
Від шлакобетонного шару, t=50мм (плити), $\rho=1600$	800	1.2	960
Від шлакового шару, t=30мм, $\rho=1000$	300	1.2	360
Від плити перекриття (при $h \geq 1/50l_1$, t=220мм, $\rho=2500$)	3000	1.1	3300
Разом	$g^n=4500$		$G=5100$
Тимчасова:			
довготривала p_{td}	2000	1,2	2400
короткотривала p_{cd}	4000	1,2	4800
Разом	$p^n=6000$		$p^n=7200$
Повна:			
Постійна та довготривала	6500		7500
короткотривала	4000		4800
Всього	$(g^n+p^n)=10500$		$(g+p)=12300$

3.1.2. Визначення зусиль в плитах методом граничної рівноваги

Розрахункові пролети плити l_{01} та l_{02} :

Попередньо задаємо розміри балок

$$h=(1/12-1/20)l,$$

приймаємо $h=600/12.76=47\text{см}$,

ширина: $b=0,85h=0,85*47=40\text{см}$;

розрахункові прольоти плит в свету для середніх полів:

$$l_{01}=600-40=560\text{см};$$

$$l_{02}=600-40=560\text{см};$$

теж саме для крайніх полиць:

$$l_{01}=300-10-20+0,5*12=276\text{см};$$

$$l_{02}=600-20-20=560\text{см}.$$

Відношення $l_{02}/l_{01}=560/560=1$. По таблиці приймаємо:

$$M_2/M_1=0,74 \quad M_1/M_1=M'_1/M_1=2; \quad M_{11}/M_1=M'_{11}/M_1=2.$$

По конструктивним умовам 50% арматури обриваємо в прольоті на відстані $1/4l_1 \approx 110\text{см}$ від контурні балки. Тоді по формулі вираховуємо значення моменту M_1 для середніх плит:

$$((12300*5,6^2)/12)*(3*5,6-5,6)=5,6*(2M_1+2*2M_1)+5,6*(1,5*0,7M_1-0,5M_1+2*2M_1);$$

$$360013=59,1M_1;$$

$$M_1=360013/59,1=6092\text{Н*м}=6,09\text{кН*м}.$$

Виходячи з прийнятих відношень моментів вираховуємо:

$$M_2=0,7M_1=0,7*6,09=4,26\text{кН*м}.$$

$$M_1=M'_1=M_{11}=M'_{11}=2M_1=2*6,09=12,18\text{кН*м}.$$

Моменти в крайніх плитах при $M'_{11}=0$ та $M_{11}=12,18\text{кН*м}$, вирахованому по середній панелі, визначаємо:

$$((12,3*5,6^2)/2)*(3*5,76-5,6)=5,6*(2M_1+2*2M_1)+5,6*(1,5*0,7M_1-0,5M_1+9,3+0);$$

$$308=36,68M_1;$$

$$M_1=308/36,68=8,4\text{кН*м};$$

$$M_2=0,7M_1=0,7*8,4=5,9\text{кН*м};$$

$$M_1=M'_1=2M_1=2*8,4=16,8\text{кН*м}.$$

Моменти в крайніх плитах при $M_1=0$ та $M'_1=12,18\text{кН*м}$ визначаємо:

$$((12,30 \cdot 2,76^2)/12) \cdot (3 \cdot 5,6 - 2,76) = 5,6 \cdot (2M_1 + 0 + 12,18) + 2,76 \cdot (1,5 \cdot 0,7M_1 - 0,5M_1 + 2 \cdot 2M_1);$$

$$109 = 24M_1;$$

$$M_1 = 109/24 = 4,5 \text{ кН*м};$$

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

$$M_{11} = M'_{11} = 2M_1 = 2 \cdot 4,5 = 9,0 \text{ кН*м}.$$

Моменти в кутових плитах: при $M_1=0$ та $M'_{11}=0$ та $M'_1=16,8 \text{ кН*м}$, $M_{11}=9,0 \text{ кН*м}$, відомих з розрахунку крайкових плит, визначаємо по формулі:

$$((12,3 \cdot 2,76^2)/12) \cdot (3 \cdot 5,6 - 2,76) = 5,6 \cdot (2M_1 + 0 + 9,0) + 2,76 \cdot (1,5 \cdot 0,7M_1 - 0,5M_1 + 9,0 + 0);$$

$$138 = 14,6M_1;$$

$$M_1 = 138/14,6 = 9,5 \approx 9,5 \text{ кН*м};$$

$$M_2 = 0,7 \cdot 9,5 = 6,7 \text{ кН*м}.$$

Враховуємо дію розрізу в граничному стані плит, які опираються по контуру, при розрахунку арматури в середніх плитах, окаймленні зі всіх сторін балками. Згинаючі моменти зменшуємо на 20% (коефіцієнт $\eta=0,8$); для плит з вільно опираючими краями коефіцієнт $\eta=1$.

3.1.3. Розрахунок арматури плити

Арматуру сіток плит, розраховуємо по значенням моментів, знайдених методом граничної рівноваги, з урахуванням коефіцієнта $\gamma_n=0,95$. Підбір перерізу арматури на 1м ширини плити при товщині $h = 22\text{см}$:

$$h_{01} = 22 - 1,5 = 20,5\text{см}, \quad h_{02} = 22 - 2,2 = 19,8\text{см};$$

В крайній плиті-в прольоті:

$$A_{s1} = (\eta M_1 \gamma_n) / (0,9 h_{01} R_s) = (1 \cdot 950000 \cdot 0,95) / (0,9 \cdot 20,5 \cdot 360(100)) = 1,36\text{см}^2;$$

Прийнято $8\varnothing 5 \text{ Вр-I}$, $A_s = 1,57\text{см}^2$;

$$\mu = 1,57 \cdot 100 / 100 \cdot 20,5 = 0,076\%;$$

$$A_{s2} = (\eta M_2 \gamma_n) / (0,9 h_{02} R_s) = (1 \cdot 450000 \cdot 0,95) / (0,9 \cdot 19,8 \cdot 360(100)) = 0,72\text{см}^2,$$

Прийнято 5Ø5 Вр-I, $A_s=0,98\text{см}^2$,

На опорі: $A'_{s1}=(1680000*0,95)/(0,9*20,5*355(100))=2,43\text{см}^2$,

Прийнято 6Ø8 А-III, $A_s=3,02\text{см}^2$;

$A_{sII}=(900000*0,95)/(0,9*19,8*355(100))=1,35\text{см}^2$,

Прийнято 4Ø8 А-III, $A_s=2,01\text{см}^2$,

В крайній плиті:

В прольоті:

$A_{s1}=(840000*0,95)/(360(100)*0,9*20,5)=1,20\text{см}^2$,

Прийнято 5Ø5 Вр-I, $A_s=0,98\text{см}^2$.

На опорі:

$A_{sII}=(1218000*0,95)/(355(100)*0,9*20,5)=1,76\text{см}^2$,

Прийнято 7Ø6 А-III, $A_s=1,98\text{см}^2$, A'_{s1} та A_{s1} —те ж, що на опорі панелі (6Ø8 А-III, $A_s=3,02\text{см}^2$);

В крайній плиті: В прольоті:

$A_{s1}=(450000*0,95)/(360(100)*0,9*20,5)=0,64\text{см}^2$;

Прийнято 4Ø5 Вр-I, $A_s=0,79\text{см}^2$;

$A_{s2}=(320000*0,95)/(360(100)*0,9*19,8)=0,47\text{см}^2$;

Прийнято 3Ø5 Вр-I, $A_s=0,589\text{см}^2$.

На опорі: A'_{s1} приймаємо по значенню A_{sII} для плити, так як моменти рівні 12,18кН*м (7Ø6 А-III, $A_s=1,98\text{см}^2$); A'_{s11} приймаємо по A_{sII} плити, так як моменти рівні 9,0 кН*м (4Ø8 А-III, $A_s=2,01\text{см}^2$);

В середній плиті:

В пролеті (при коефіцієнті $\eta=0,8$)

$A_{s1}=(0,8*609000*0,95)/(360(100)*0,9*20,5)=0,76\text{см}^2$;

Прийнято 5Ø5 Вр-I, $A_s=0,982\text{см}^2$;

$A_{s2}=(0,8*426000*0,95)/(360(100)*0,9*19,8)=0,50\text{см}^2$;

Можна прийняти 3Ø5 Вр-I, $A_s=0,584\text{см}^2$; з конструктивних поглядів з врахуванням обриву 50% стержнів в середній частині плити приймаємо 6Ø5 Вр-

I. На опорі ставимо таку ж арматуру як і в прилеглих плитах за моментом $M=12,18\text{кН}\cdot\text{м}$; $7\text{Ø}6\text{ A-III}$, $A_s=1,98\text{см}^2$. Арматування плит перекриття здійснюється в'язаними широкими сітками. При конструюванні сіток слід уніфікувати переріз стержнів та відстань між ними. Тому в межах допуску фактичні розміри та кількість стержнів можуть відрізнятись від теоретично вирахованих.

3.2. Балка перекриття

Розрахувати балкову клітку з наступними даними:

Прогін головних балок $l_1 = 6\text{м}$. На балках лежить монолітна залізобетонна плита товщиною 220мм . Нормативне корисне рівномірно розподілене навантаження на площині $p_0 = 6.0\text{ кН/м}^2$; коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fp} = 1,2$. Матеріал – сталь марки ВСтЗпс6-1. Об'єкт першого класу, $\gamma_n = 1$.

Необхідно розрахувати головні балки.

3.2.1. Розрахунок головної балки

Головна балка сприймає навантаження від конструкції елементів підлоги та залізобетонної монолітної плити. Можна вважати, що головна балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

Розрахункове погонне навантаження на головну балку:

$$q = p_0^n \cdot \gamma_{sp} \cdot l + q_f^n \cdot \gamma_{sg} \cdot l + q_{bp}^n \cdot \gamma_{sg};$$

де:

p_0^n – нормативне корисне навантаження на покриття;

q_f^n – нормативне навантаження від підлоги та монолітної залізобетонної плити;

q_{bp}^n – власна вага головної балки, яку приймаємо рівною 0,24 т/м;

l – розрахунковий прогін;

γ_{sg}, γ_{sp} – коефіцієнти надійності за навантаженням.

$$q = 6000 \cdot 1,2 \cdot 6,0 + 4500 \cdot 1,2 \cdot 6,0 + 2400 \cdot 1,05 = 178120 \text{ Н} \cdot \text{м} = 178,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальний розрахунковий згинальний момент в середині прогону балки складає:

$$M = q l_1^2 / 8 = 178,1 \cdot 6^2 / 8 = 801,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

максимальна поперечна сила на опорі:

$$Q = q l_1 / 2 = 178,1 \cdot 6 / 2 = 534,3 \text{ кН};$$

потрібний момент опору при пружній стадії роботи:

$$W_d = M / R_y \cdot \gamma_c = 801,5 \cdot 10^5 / 28000 \cdot 1 = 3863 \text{ см}^3,$$

що більше $W_x = 2560 \text{ см}^3$ максимального прокатного профілю двотавра №60 (за ГОСТ 8239 – 72*).

Приймаємо зварну двотаврову балку.

Мінімальна висота перерізу зварної балки за умови жорсткості при $f/l_{ef} = 1/400$ має бути: $h_{min}/l_{ef} = 1/15$, звідси $h_{min} \geq 600/15 = 40 \text{ см}$. При розрахунку за емпіричною формулою товщина стінки дорівнюватиме $t_w = 7 + 3 \cdot h_{min} = 7 + 3 \cdot 600/1000 = 8,8 \text{ мм}$. Приймаємо рекомендовану товщину стінки 10 мм.

Оптимальна висота балки при $t_w = 10 \text{ мм}$ буде:

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{W / t_w} = 1,15 \cdot \sqrt{3863 / 1} = 68,3 \text{ см},$$

де $k = 1,15$ – для зварних балок.

Призначаємо висоту балки $h = 70 \text{ см}$ та товщину стінки $t_w = 10 \text{ мм}$. Сталь марки ВСтЗсп-1 за ТУ 14-1-3023–80, $R_y = 230 \text{ МПа}$, $R_{yn} = 235 \text{ МПа}$,

$$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m = 0,58 \cdot 235 / 1,025 = 133 \approx 135 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо прийняту товщину стінки за умови дії дотичних напруг:

$$t_w = 3 / 2 Q / h \cdot R_s \cdot \gamma_c = 3 \cdot 534300 / 2 \cdot 70 \cdot 13500 \cdot 1 = 0,85 \text{ см} < 1 \text{ см},$$

тобто умова виконується.

Перевіряємо умову, при виконанні котрої не потрібно встановлювати поздовжні ребра в стінці:

$$t_w = (h \cdot \sqrt{R_y / E}) / 5,5 = (70 \cdot \sqrt{230 / 2,06 \cdot 100000}) / 5,5 = 0,42 \text{ см} < 1 \text{ см}.$$

Прийнята стінка товщиною 10мм задовольняє міцності на дію дотичних напруг та не потребує встановлення поздовжнього ребра для забезпечення місцевої стійкості.

3.2.2. Розрахунок горизонтальних листів (полиць) балки

Для цього вираховуємо потрібний момент інерції перерізу балки J , момент інерції стінки J_w та поясних листів J_f , а потім визначаємо площу перерізу поясів A_f та призначаємо їх розміри.

Підбираємо переріз зварної балки:

$$J = W \cdot (h/2) = 3863 \cdot (70/2) = 135205 \text{ см}^4;$$

$$J_w = t_w \cdot h_w^3 / 12 = 1 \cdot (70 - 2 \cdot t_f)^3 / 12 = 1 \cdot 66^3 / 12 = 23958 \text{ см}^4;$$

де $h_w = h - 2 \cdot t_f = 70 - 2 \cdot 2 = 66 \text{ см}$; $t_f = 2$ – товщина полиці,

$$J_f = J - J_w = 135205 - 23958 = 111247 \text{ см}^4.$$

$$A_f \approx 2 \cdot J_f / h_0^2 = 2 \cdot 111247 / 68^2 = 48 \text{ см}^2,$$

де $h_0 = 70 - 2 = 68 \text{ см}$ (відстань між осями полиць); $b_f = A_f / t_f = 48 / 2 = 21 \text{ см}$.

Приймаємо переріз полиць 250×20мм, тоді $A_f = 25 \cdot 2 = 50 \text{ см}^2$.

Перевіряємо прийнятну ширину поясів b_f за умови надання їм місцевої стійкості:

$$b_{ef} / t_f = (25 - 1) / 2 \cdot 2 = 6 < 0,5 \cdot \sqrt{E / R_y} = 0,5 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 100000 / 230} = 14,96 \approx 15,$$

тобто умова виконується;

те ж при пружно-пластичній роботі перерізу балки:

$$b_{ef} / t_f = 6 < 0,11 \cdot (66 / 1) = 7,26,$$

$$\text{де } h_{ef} = h - 2 \cdot t_f = 70 - 2 \cdot 2 = 66 \text{ см.}$$

3.2.3. Перевірка прийнятого переріза на міцність

Для цього попередньо визначаємо фактичний момент інерції та момент опору балки:

$$J = (t_w \cdot h_w^3 / 12) + 2 \cdot a^2 \cdot A_f = (1 \cdot 66^3 / 12) + 2 \cdot 34^2 \cdot 50 = 139558 \text{ см}^4;$$

$$a = h_0 / 2 = 34 \text{ см};$$

$$W = J / (h / 2) = 139558 / 5 = 3987 \text{ см}^3.$$

Напруження складає:

$$\sigma = M / W = 801,5 \cdot 10^5 / 3987 = 201 < R_y \cdot \gamma_c = 230 \text{ МПа},$$

тобто умова виконується.

Перевіряємо дотичні напруження по нейтральній осі перерізу при опорі балки:

$$\tau = Q \cdot S / J \cdot t_w = 534300 \cdot 2245 / 139558 \cdot 1 = 8595 \text{ Н/см}^2 = 85,9 \text{ МПа} < R_s \cdot \gamma_c = 135 \text{ МПа},$$

де S – статичний момент напівперерізу:

$$S = A_f \cdot (h_0 / 2) + (A_w / 2) \cdot (h_w / 4) = 50 \cdot 34 + (1 \cdot 66 \cdot 66 / 2 \cdot 4) = 2245 \text{ см}^3.$$

Повна площа перерізу балки:

$$A = 66 \cdot 1 + 2 \cdot 50 = 166 \text{ см}^2;$$

маса 1м балки (без ребер жорсткості): $G = 166 \times 100 (7580 / 10^6) = 131 \text{ кг/м}$, а з ребрами жорсткості приблизно $1,03 \cdot 131 = 134 \text{ кг/м}$.

3.2.4. Розрахунок з'єднання поясів зі стінкою

Розрахункове зусилля зсуву T , що припадає на 1см довжини балки, складає:

$$T = \tau \cdot t_w = Q \cdot S_f / J = 534,3 \cdot 1700 / 139558 = 6,51 \text{ кН},$$

де S_f – статичний момент поясу (що зсувається по стику зі стінкою) відносно нейтральної осі:

$$S_f = A_f \cdot (h_0/2) = 50 \cdot 34 = 1700 \text{ см}^3.$$

Зсувальна сила T сприймається двома швами, тоді мінімальна товщина цих швів при довжині $l_w = 1 \text{ см}$ буде:

$$k_f \geq Q \cdot S_f / n \cdot J \cdot (\beta \cdot R_w) \cdot \gamma_c = T/2 \cdot (\beta \cdot R_w) \cdot \gamma_c = 6510/2 \cdot 1 \cdot 16200 = 0,20 \text{ см},$$

де $(\beta \cdot R_w)_{\min}$ – менше з результату перемноження коефіцієнта глибини проплавлення (β_f чи β_z) на розрахунковий опір, який приймається за умовним зрізом металу шва ($R_{wf} \cdot \gamma_{wf}$) або за зрізом металу на границі сплавлення шва.

($R_{wz} \cdot \gamma_{wz}$); при $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1$ та для автоматичного зварювання дротом $d = 2 \text{ мм}$ марки Св-08А (за ГОСТ 2246–70*) $\beta_f = 0,9$ та $\beta_z = 1,05$ маємо:

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} = 0,9 \cdot 180 \cdot 1 = 162 \text{ МПа};$$

$$\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} = 1,05 \cdot 165 \cdot 1 = 173 \text{ МПа};$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 365 = 165 \text{ МПа};$$

$n = 1$ – при односторонніх швах; $n = 2$ – при двосторонніх швах; $\gamma_c = 1$.

Приймаємо конструктивно мінімальну товщину шва $k_f = 7 \text{ мм}$, що рекомендується при товщині поясу $17 - 22 \text{ мм}$.

3.2.5. Перевірка загальної та місцевої стійкості елементів головної балки

Загальна стійкість балки може зникнути тоді, коли стиснений пояс балки не розкріплений в боковому напрямі і напруження досягли критичного значення (σ_{cr}). В даному випадку головна балка розкріплена балками настилу через $0,75 \text{ м}$. Відношення відстаней між точками закріплення стисненого поясу l_0 до ширини поясу b :

$$l_0 / b = 45/25 = 1,8 < (l_0 / b)_{\max} = 13,4,$$

де при $h/b = 70/25 = 2,8 < 6$ та $b/t_f = 25/2 = 12,5 < 35$ максимальне значення $(l_0 / b)_{\max}$:

$$(l_0 / b)_{\max} = \delta [0,41 + 0,0032 \cdot b/t_f + (0,73 - 0,016 \cdot b/t_f) \cdot b/h_0] \cdot \sqrt{E/R_y} = 1 \cdot [0,41 + 0,0032 \cdot 25/2 + (0,73 - 0,016 \cdot 25/2) \cdot 25/68] \cdot \sqrt{2,06 \cdot 100000/230} = 13,4;$$

$\delta = 1$ – для перерізів балок, що працюють пружно.

Умова виконується, тому перевірку балки на загальну стійкість роботи не потрібно.

Місцева стійкість може зникнути в стінці чи поясі балки під дією нормальних (зжимаючих) або дотичних напружень. Критичний стан з'являється швидше в тонких гнучких елементах при відношеннях висоти до товщини більше граничних. Перевірка місцевої стійкості пояса виконана раніше. Стійкість пояса забезпечена, оскільки виконується умова:

$$b_{ef} / t_f = 12,5/2 = 6,25 < 0,5 * \sqrt{E/Ry} = 14,96.$$

Перевірку стійкості стінки виконуємо з врахуванням значень умовної її граничної гнучкості:

$$\lambda = (h_w/t_w) * \sqrt{Ry/E}$$

та наявності місцевого навантаження на пояс балки. Перевірку місцевої стійкості стінки здійснюємо наступним чином:

визначаємо необхідність встановлення ребер жорсткості за формулою

$$\lambda_w = h_{ef}/t_w * \sqrt{Ry/E} = 66/1 * \sqrt{230/2,06 * 100000} = 2,20 < 3,2,$$

тобто поперечні ребра жорсткості за розрахунком не потрібні:

конструктивно призначаємо поперечні ребра жорсткості з кроком не більше $1,5 * h_w$ при $\lambda \leq 3,2$; $2,5 * h_w = 2,5 * 66 = 165$ см.

Визначаємо розміри ребер жорсткості. Ширина ребра:

$$b_r \geq h_w / 30 + 40 = 66/30 + 40 = 42 \text{ мм},$$

конструктивно приймаємо 60 мм.

Товщина ребра:

$$t_r \geq 2 * b_r * \sqrt{Ry/E} = 2 * 6 * \sqrt{230/2,06 * 100000} \approx 0,46 \text{ см},$$

конструктивно приймаємо 6 мм.

3.2.6. Перевірка прогину головної балки

Відносний прогин балки f/l не повинен перевищувати граничного значення l/n_0 , встановленого нормами. В даному випадку: $f/l \leq l/n_0 = 1/400$;

$$f/l = (5/384) * (q_n * l^3 / E J_x) = (5/384) * (178,1 * 600^3 / 139558 * 20,6 * 10^6) = 1/506 < 1/400,$$

де $q_n = 178,1 \text{ кН/м}$ – нормативне навантаження на 1м балки.

Максимальний прогин балки перекриття не перевищує граничного значення. Тому можна вважати, що геометричні та фізичні характеристики конструкції прийнято вірно.

3.3. Колона каркаса

Необхідно підібрати стрижень колони суцільного перерізу за наступними даними: $l = 4,1 \text{ м}$.

Коефіцієнт надійності за навантаженням: $\gamma_n = 0,95$.

Матеріал колони – сталь марки ВСтЗкп2 по ГОСТ 380–71, $R_y = 225 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1$.

З'єднання зварювальні, електроди Э42.

Розрахункова схема – шарнірне закріплення обох кінців колони.

$l_{ef} = \mu * l = 1,0 * 4,1 = 4,1 \text{ м}$ – розрахункова довжина колони.

Вважаємо, що навантаження прикладене до осі симетрії колони в зоні оголовка.

3.3.1. Розрахункове навантаження:

на центральну стиснену колону середнього ряду припадає навантаження від власної ваги елементів конструкції підлоги та монолітної залізобетонної плити покриття товщиною 220мм з вантажної площі:

$$A_s = 6,0 * 6,0 = 36,0 \text{ м}^2.$$

Крім цього, на дану колону припадає навантаження від власної ваги головної балки складеного перерізу.

Розрахункове навантаження представляється у вигляді зосередженого навантаження, яке прикладене до верхньої частини колони і складає:

$$N = q \cdot A_s + q \cdot b_p \cdot \gamma_{sq} \cdot l = 12300 \frac{H}{M} \cdot 36,0 \text{ м}^2 + 2400 \frac{H}{M} \cdot 1,05 \cdot 6,0 \text{ м} = 12300 \cdot 36,0 + 2400 \cdot 1,05 \cdot 6,0 = 457920 \text{ Н} \approx 458 \text{ кН}.$$

Приймаємо переріз колони з прокату трубчатого перерізу.

Задаємося гнучкістю колони $\lambda=60$ та по табл. Знаходимо коефіцієнт $\varphi=0,815$, тоді необхідна площа перерізу:

$$A_d = N / (\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 458 \cdot 10^3 / (0,815 \cdot 225(100) \cdot 1,0) = 24,98 \text{ см}^2$$

Необхідний радіус інерції:

$$I_d = I_{ef} / \lambda = 410 / 60 = 6,83 \text{ см}.$$

По сортаменті приймаємо: $\varnothing 219 \cdot 4,5$

$$A = 30,3 \text{ см}^2; I_x = I_y = 1740 \text{ см}^4; W_x = W_y = 158 \text{ см}^3; i_x = i_y = 7,59 \text{ см}.$$

Перевіримо стійкість прийнятого перерізу:

$$\lambda_x = \lambda_y = I_{ef} / I_x = 410 / 7,59 = 54,0$$

$$\phi = 0,844.$$

Напруження в перерізі:

$$\delta = N / \phi \cdot A = 458 \cdot 10^3 / 0,844 \cdot 30,3 = 20909 \text{ Н/см}^2 \approx 210 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 225 \text{ МПа},$$

тобто підібраний переріз задовольняє розрахунок по міцності.

3.4. Фундамент під колону

Розрахункова схема

Фундамент ФМ-1 являє собою залізобетонний масив, що безпосередньо сприймає навантаження від металевої колони каркаса, що передається через

опорну плиту бази колони і розподіляє це навантаження всередину ґрунтової основи. Міцний характер закріплення колони на верхньому обрізі фундаменту забезпечують анкерні болти, що фіксують опорну плиту колони в проектному положенні.

Розрахункові навантаження і матеріали

Розрахункові навантаження на верхньому обрізі фундаменту приймаємо:

$$N_i = 3075 \text{ кН}, \quad M_i = 0 \text{ кНм}, \quad Q_i = 0 \text{ кН}.$$

Розрахункові характеристики матеріалів.

Бетон класу В12,5 з $R_{bt} = 0,66 \text{ МПа}$.

Арматурна сталь класу А-II з $R_s = 280 \text{ МПа}$.

Підстава складається з рослинного ґрунту товщиною шару 0.5м зі значенням питомої ваги $\gamma_{II} = 14 \text{ кН/м}^3$. Нижче залягає суглинок з $\gamma_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$, консистенцією $I_l = 0.1$, значенням кута внутрішнього тертя $\varphi_{II}=24^\circ$, значенням питомого зчеплення $C_{II}=30 \text{ кПа}$, модулем деформації ґрунту $E = 25 \text{ МПа}$ ($k = 1.1$, тому що прочностные характеристики ґрунту узяті по ДБН "Основи будинків і споруд").

Призначення глибини закладення підшви фундаменту

З умови заглиблення в суглинок:

$$d=0.4 \text{ м}.$$

З умови мінімального заглиблення:

$$d=0.7 \text{ м}.$$

З конструктивних розумінь:

$d=0.6+0.6+0.1=1.3\text{м}$ - сума висоти бази колони, глибини закладення анкерних болтів у тілі фундаменту.

Розглянуті умови дають найбільшу глибину $d=1.30 \text{ м}$. Звідси висота фундаменту:

$h_f = d - h_{cf} = 1.3 - 0.6 = 0.7 \text{ м}$, а при захисному шарі, рівному 7 см, робоча висота усього фундаменту $h_0 = 70 - 7 = 63 \text{ см}$.

Визначення розмірів фундаменту

Розраховуємо попередню ширину підшви фундаменту b_1 :

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R - \bar{\gamma} \cdot d}};$$

Знаходимо $d_1 = d = 1.3$ м і по табл 1.2, 1.3, 2.2 ДБН :

$M_\gamma = 0.61$, $M_q = 3.44$, $M_c = 6.04$, $\gamma_{c1} = 1.2$, $\gamma_{c2} = 1$, $R_0 = 300$ кПа.

Визначаємо середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаменту в межах глибини d (з урахуванням статі):

$$\gamma'_{II} = \frac{0.5 \cdot 14 + 1.25 \cdot 18}{1.3} = 19.09 \text{ кН/м}^3$$

Визначаємо значення R_1 , що відповідає b_1 , по формулі:

$$R_1 = \frac{\gamma_c + \gamma_{c2}}{k} \cdot \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b_{\gamma_{II}} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right] =$$
$$= \frac{1.25 \cdot 1}{1.1} \cdot (0.61 \cdot 2.5 \cdot 19 + 3.44 \cdot 1.3 \cdot 19 + 6.04 \cdot 30) = 257.78 \text{ кПа}$$

де:

γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи відповідно фундаменту споруди;

k - коефіцієнт, прийнятий рівним:

$k=1.1$ тому що міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) прийняті по табл.

ДБН.

M_γ , M_q , M_c - коефіцієнти, приймаємо по табл. 1.2 у залежності від розрахункового (для другої групи граничних станів) значення кута внутрішнього тертя φ_{II}

несущого шару ґрунту;

k_z - коефіцієнт, прийнятий рівним 1 тому що $b \leq 10$ м;

b - ширина підшви фундаменту, м;

γ_{II} - середнє розрахункове значення питомої ваги несущого шару ґрунту, кН/м³;

γ'_{II} - середнє розрахункове значення питомої ваги шаруючи ґрунту, розташованого вище несущого, але в межах глибини d , кН/м³;

c_{II} - розрахункове значення питомого значення зчеплення несущого шару ґрунту, кПа;

d_1 - глибина закладення фундаменту, м, прийнята рівної d для безпідвальних приміщень

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R - \bar{\gamma} \cdot d}} = \sqrt{\frac{1.1 \cdot 3075.0}{(257.8 - 20 \cdot 1.3)}} = 0.97 \text{ м} < 1.0 \text{ м},$$

Оскільки $|R_0 - R_1| > 10 \text{ кПа}$, уточнюємо b і R :

$$R_2 = \frac{\gamma_c + \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b_{\gamma_{II}} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$
$$= \frac{1.25 \cdot 1}{1.1} \cdot (0.61 \cdot 2.7 \cdot 1.9 + 3.44 \cdot 1.3 \cdot 1.9 + 6.04 \cdot 30) = 260.6 \text{ кПа}$$

Оскільки $|R_1 - R_2| < 10 \text{ кПа}$, остаточно приймаємо $R = 260.6 \text{ кПа}$ і $b = 1.0 \text{ м}$.

Розмір іншої сторони фундаменту приймаємо рівним:

$$b \cdot 1.0 = 1.0 \cdot 1.0 = 1.0 \text{ м}.$$

Обчислюємо площу підшови фундаменту $A = b \cdot l = 1.0 \cdot 1.0 = 1.0 \text{ м}^2$.

Визначаємо значення контактної тиску p по формулі:

$$p_I = \frac{N_I}{A} \pm \frac{\sum M_I}{W} = \frac{3075}{1.0} = 3075.0 \text{ кПа}$$

$$\alpha = \frac{R_{bt}}{p_I} = \frac{660}{3075.0} = 0.214$$

Визначаємо значення α по формулі:

де: R_{bt} - розрахунковий опір бетону осьовому розтягання, прийнятий по нормах проектування;

p_I - контактний тиск під фундаментом (від розрахункових навантажень для першої групи граничних станів).

і розраховуємо необхідну робочу висоту фундаменту:

$$h_0 \geq 0.5 \cdot b_c \left\{ \sqrt{1 + \frac{4 \cdot [2b \cdot (1 - l_c) - (b - b_c)^2]}{(3\alpha + 4) \cdot b_c}} - 1 \right\} =$$

$$0.5 \cdot 1.5 \cdot \left\{ \sqrt{1 + \frac{4 \cdot [2 \cdot 1.0(1 - 0.3) - (1.0 - 0.3)^2]}{(3 \cdot 0.214 + 4) \cdot 0.3^2}} - 1 \right\} = 0.26 \text{ м}$$

де: b_c і l_c відповідно менший і більший розміри поперечного переріза колони;

b і l - відповідно ширина і довжина підшви фундаменту.

Попередньо призначена вихідна з конструктивних вимог висота $h_f=30$ см достатня.

Орієнтовно приймаємо діаметр робочої арматури 18 мм в обох напрямках.

Робочі висоти ступеньок рівні:

$$h_{0,1} = 30 - 7 - 1 = 22 \text{ см};$$

Перевіряємо достатність висоти нижньої ступеньки. Для цього знаходимо відстань l' :

$$l' = 0.5 \cdot (1 - l_c - 2h_0) = l' = 0.5 \cdot (1.0 - 0.3 - 2 \cdot 0.22) = 0.13 \text{ м.}$$

Визначаємо шукане значення $h_{0,1}$:

$$h_{0,1} = \frac{p_1 \cdot l'}{0.75 \cdot R_{bt}} = \frac{3075 \cdot 0.13}{0.75 \cdot 660} = 0.18 \text{ м} < 0.22 \text{ м,}$$

тобто запроектована товщина ступеньки є достатньою.

У такий спосіб всі умови витримані і фундамент запроектований правильно. Визначаємо значення згинальних моментів і площі арматури в характерних перетинах тіла фундаменту.

Згинальні моменти і необхідну площу арматури приймаємо по формулах:

у перетині 1-1

$$M_I = 1 \cdot \frac{p_1 \cdot l_I^2}{2} = 1 \cdot \frac{3075 \cdot 0.7^2}{2} = 28.2 \text{ кНм/м}$$

$$A_{s,I} = \frac{M_I}{0.9 \cdot R_s \cdot h_{0,1}} = \frac{28.2 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 280 \cdot 22} = 4.1 \text{ см}^2/\text{м}$$

Паралельно довгій стороні підшви фундаменту приймаємо на кожен метр підшви арматуру за найбільшим значенням A_s рівну 11 діаметрів 12 що відповідає $A_s=9.14 \text{ см}^2$.

Паралельно короткій стороні підшви фундаменту приймаємо на кожен метр підшви арматуру за найбільшим значенням A_s рівну 11 діаметрів 12 що відповідає $A_s=9.14 \text{ см}^2$.

5. 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 м³ опалубленої площі або 1 м³ 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 м² 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 сталеві 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. м³ 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 трейлерах. 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 м³/доб. Такі установки містять бетонозмішувачі, вагові дозатори і склади заповнювачів.

Автоматизовані мобільні бетонозмішувальні установки продуктивністю до 30 м³/ 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 одноступінчасту і двоступінчасту схеми. На заводах з одноступінчастою 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 м³/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: ± 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 мульдopodobної форми, що зменшує розшарування 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 бетонанасосами 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'їу 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 м³/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 м³/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 багатоповерхових 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 швидкороздільних 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 м³/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 площа 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.

Осадкові 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, тіколовими 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 ^а для арматури. ^б

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_{Π} , 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_{Π} .

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 короткочасним 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 проекту 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 огородженнями 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 попереджувачих 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.

Література

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. ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»;
10. ДСТУ Б В.2.5-38-2008 «Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд».
11. ДНАОП 0.00-1.29-97 «Правила захисту від статичної електрики».
12. ДБН В.2.5-27-2006 «Захисні заходи електробезпеки в електроустановках будинків і споруд».
13. ДБН В 2.5-13-98 „Пожежна автоматика будівель та споруд”,
14. ВБН В.2.2-45-1-2004 “Проводные средства связи” та ПУЕ.
15. ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»;
16. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд.
17. Проектирование фундаментов мелко заложения для сооружений аэропортов: Учебное пособие. - Киев: КИИГА, 1990. - 80 с.

- 18.ДСТУ Н.Б.В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія.
- 19.ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції.
- 20.ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу.
- 21.ДБН В.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва.
- 22.ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції.
- 23.ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення.