


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

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри КТБ

 О. Лапенко

21 11 2022 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ

“МАГІСТР”

ЗА СПЕЦІАЛЬНОСТЮ 192 “БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ”

ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА

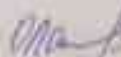
“ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО”

Тема: Аналіз сталезалізобетонних перекриттів та їх дослідження

Виконав: Білан Владислав Олегович

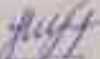
Керівник: д.т.н., професор Голоднов Олександр Іванович

Консультант розділу “Охорона праці”:

 Фідіна В.П.

Консультант розділу

“Охорона навколишнього середовища”:

 Радомська М.М.

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
Лаленко О.І.

" 20 " 08 2022 р.

**ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЕКТУВАННЯ**

Студенту Білану Владиславу Олеговичу

Курс другий група ЦБ 204М

Спеціальність Промислове і цивільне будівництво

Шифр 192

1. Тема проекту Аналіз сталезалізобетонних перекриттів та їх дослідження

Тему проекту затверджено наказом ректора університету

• від " 20 " 08 2022 р. за № 163/ст

2. Вихідні дані до проекту

2.1. Характеристику будинку

2.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність

Будівля житлова

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. – Глинисті ґрунти
Фізико механічні властивості ґрунтів

Найменування шару	H, м	ρ , т/м ³	ρ_s , т/м ³	W	W _L	W _p	ϕ , °	c, кПа	МПа
Рослинний шар	0,9	1,55	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок	2,0	1,54	2,68	0,159	0,24	0,17	20	18	6
Суглинок	1,6	1,71	2,68	0,179	0,28	0,18	22	22	14
Суглинок	1,6	1,8	2,71	0,169	0,30	0,19	23	25	17
Лес	6,0	1,8	2,68	0,169	0,24	0,17	23	27	18

ґрунтові води на відмітці 11 м.

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 дані _____

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

Обсяг графічного матеріалу 3 листи

3.4. Розрахунково-конструктивний розділ розділ містить креслення елементів будинку та розрахунково-конструктивну частину: залізобетонна плита перекриття, залізобетонна колона, залізобетонна балка

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

3.5. Основи і фундаменти Розрахунок фундаментів стрічкових
Обсяг графічного матеріалу 1 лист

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

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4. Додатки Ескізи креслень дипломного проекту

Консультанти по проекту


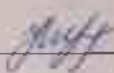
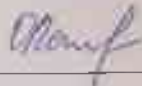

- Архітектурна частина Голоднов О.І.
- Розрахунково-конструктивна частина Голоднов О.І.
- Технологія будівництва (ремонт) Голоднов О.І.
- Організація будівництва Голоднов О.І.
- Наукова частина Голоднов О.І.

Дата видачі завдання "23" 02 2022 р., термін закінчення дипломного проекту і надання його до захисту "4" 11 2022 р.

5. Календарний план-графік


№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1.			
2.			
3.			
4.			
5.			

6. Консультація з окремих розділів:

Назва розділу	Консультант (посада, П.І.Б.)	Дата, підпис	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Охорона навколишнього середовища	к.т.н, доцент М. М. Радомська		
Охорона праці	к.т.н, доцент В. П. Фелікс		

7. Дата видачі завдання: «29» серпня 2022 р.

Керівник дипломного проекту:


Голоднов О.І.

Завдання до виконання прийняв:


Білан В.О.

Зміст

Вступ	
1. Аналітичний огляд	
2. Архітектурно – будівельний розділ	
2.1. Загальна частина.....	
2.1.1. Вихідні дані.....	
2.2.1. Функціональне призначення будівлі.....	
2.3.1. Обґрунтування генерального плану об'єкта.....	
2.4.1. Обґрунтування об'ємно-планувального вирішення об'єкта...	
2.4.2. Об'ємно-планувальне вирішення глядацької зали	
2.5. Конструктивне вирішення розважального центру.....	
2.5.1. Фундаменти.....	
2.5.2. Зовнішні стіни.....	
2.5.3. Перемички, бали, плити покриття та перекриття.....	
2.5.4. Внутрішні стіни та перегородки двері та вікна.....	
2.5.5. Підлоги та оздоблення стін.....	
2.8. Техніко економічні показники будівлі.....	
3. Розрахунково-конструктивний розділ	
3.1. Розрахунок двосхилої решітчастої залізобетонної балки.....	
3.1.1. Визначення навантажень.....	
3.1.2. Визначення площі поздовжньої арматури.....	
3.1.3. Розрахунок на дію поперечної сили вздовж похилої стиснутої.....	
3.1.4. Розрахунок тріщиностійкості та деформацій.....	
3.1.5. Визначення втрат попереднього напруження арматури..	
3.1.6. Розрахунок ширини розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі.....	
3.2. Розрахунок монолітного ростверку.....	
4. Основи і фундаменти	
4.1. Оцінка інженерно геологічних умов ділянки будівництва.....	

4.2. Збір навантажень.....	
4.3. Розрахунок пальового фундаменту.....	
4.3.1. Розрахунок пальового фундаменту зі стрічковим монолітним ростверком за несучою здатністю.....	
4.3.2. Розрахунок одиночної палі на просідання.....	
4.3.3. Розрахунок пальового фундаменту під колону.....	
4.3.4. Розрахунок куща паль на просідання.....	
5. Технічна експлуатація.....	
6. Технологія будівельного виробництва.....	
6.1. Технологічна карта на монтаж плит покриття.....	
6.1.1. Область застосування.....	
6.2. Організація і технологія виконання робіт.....	
6.2.1. Вибір вантажопідйомних машин.....	
6.2.2. Вибір вантажнозахватних пристосувань.....	
6.2.3. Визначення розрахункових параметрів крану, вибір кранів	
6.2.4. Транспортування та складування плит покриття.....	
6.2.5. Основні вимоги до монтажу збірних конструкцій.....	
6.2.6. Монтаж плит покриття.....	
6.2.7. Електрозварювання стиків і закладних деталей.....	
6.2.8. Захист зварного з'єднання від корозії.....	
6.2.9. Замонолічування стиків і швів між плитами покриття...	
6.3. Вимоги до якості і приймання робіт.....	
6.3.1. Калькуляція витрат праці машинного часу і заробітної плати на монтаж плит покриття.....	
6.4. Матеріально-технічні ресурси.....	
6.5. Техніка безпеки.....	
6.6. Техніко - економічні показники.....	
7. Організація будівництва.....	
7.1. Підрахунок обсягів основних будівельно-монтажних робіт....	

7.2.	Відомість методів виконання механізованих видів робіт.....
7.3.	Трудомісткість робі зі спорудження будівлі.....
7.4.	Потреба в основних конструкціях, виробках, напівфабрикатах і матеріалах.....
7.5.	Загальна кількість потрібних матеріалів.....
7.6.	Аналітична частина календарного графіка
7.7.	Побудова календарного графіку.....
8.	Охорона навколишнього середовища.....
9.	Охорона праці.....
9.1.	Вимоги техніки безпеки при виконанні основних видів робіт..
9.2.	Визначення розрахункового часу евакуації з глядацької зали..
9.3.	Розрахунок траверси для монтажу залізобетонних двосхилих балок.....
10.	Науково-дослідна робота
10.1.	Загальні відомості про сталезалізобетонні конструкції, галузь їх застосування та дослідження
10.2.	Існуючі залізобетонні перекриття
10.3.	Сучасні безбалкові перекриття та їх дослідження
10.4.	Сучасні часторебристі перекриття та їх дослідження
10.5.	Висновки та задачі дослідження
11.	Література.....
12.	Додатки.....

Вступ

Зростання архітектурних і технологічних вимог до промислового та громадського будівництва неминуче призводить до зміни конструктивних форм. Сучасні завдання розвитку будівельної індустрії вимагають інтенсифікації та ефективного виробництва будівельних конструкцій на основі науково-технічного прогресу, який полягає в економії матеріалів і трудовитрат при їх виготовленні та монтажу, а також у надійності будівель та споруд. Внаслідок цього останнім часом в будівництві все частіше застосовують сталезалізобетонні конструкції, які являють собою сполучення металевих профілів із залізобетоном зі стрижневим армуванням. Відомо, що сталезалізобетонні конструкції отримали широке розповсюдження в усьому світі, значний досвід із дослідження та впровадження сталезалізобетонних конструкцій накопичено в нашій країні. Широко досліджені й впроваджені конструкції із зовнішнім армуванням (трубобетон), балки і ригелі зі стрічковим армуванням, комплексні конструкції з внутрішнім жорстким армуванням, брускові конструкції і конструкції з профільним листовим армуванням. Особливо активні дослідження сталезалізобетонних конструкцій, наряду з іншими навчальними та науковими закладами України, в останні роки провадилися в Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка.

Разом з тим за архітектурними та конструктивними міркуваннями часто знаходять застосування залізобетонні безбалкові та часторебристі (кесонні) перекриття. Це зумовлено тим, що тоді забезпечується можливість спорудження будівель будь-якої конфігурації в плані з різними об'ємно-планувальними рішеннями. Створення конструкції каркасу з безбалковим перекриттям, що забезпечує сприйняття не тільки вертикальних, але й горизонтальних навантажень, дає можливість покращити сучасні традиційні методи конструювання каркасних будівель. Такі перекриття мають ряд переваг, серед яких – висока жорсткість при відносно малій будівельній висоті, завдяки чому можна перекривати великі прольоти. Але існують і вади

відомих залізобетонних безбалкових та часторебристих конструкцій, зокрема складність будівництва. За витратами арматури та бетону залізобетонні безбалкові та часторебристі перекриття менш економічні, ніж, наприклад, перекриття з балочними плитами. Тому пошук та дослідження нових типів безбалкових і часторебристих сталезалізобетонних перекриттів, в основу яких покладена концепція поєднання кращих якостей сталевих і залізобетонних конструкцій, які б урахували їх суттєві переваги є актуальним.

Метою виконаних досліджень є вирішення проблеми щодо створення, дослідження, розрахунку й впровадження у проектування і будівництво нових типів сталезалізобетонних безбалкових та часторебристих перекриттів.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що вперше запропоновані та створені нові типи сталезалізобетонних безбалкових й часторебристих перекриттів, виявлені експериментальними дослідженнями особливості роботи під навантаженням та характерні форми руйнування елементів перекриття, виявлено вплив різних способів обпирання конструкцій та інших факторів на деформативність та несучу здатність. Створена теорія та розроблені аналітичні й чисельні методи розрахунку міцності та напружено-деформованого стану сталезалізобетонних безбалкових й часторебристих перекриттів.

Будівлі та споруди являються об'єктами довгострокового використання, та частина цих об'єктів має бути оптимальною з точки зору забезпечення умов високого комфорту та естетичних потреб при врахуванні неординарних рішень.

В наш час, завдяки стрімкому розвитку будівельної галузі, з'явилась можливість втілювати у життя досить незвичайні та оригінальні проекти. За останні 15 років в Україні напрацьована база проектувань та технології виготовлення (опалубки, бетононасоси, транспортування та виготовлення) таких конструктивних рішень, як зведення каркасно-монолітних будівель з будь-яким об'ємно-планувальним рішенням. Одним із таких об'єктів являється розважальний центр із залом на 500 місць. Головною особливістю

будівлі є її багатофункціональність. Дана будівля передбачає видовищний, спортивний та клубний відпочинок. В розважальному центрі передбачається влаштування універсального глядацького залу, який дозволяє не тільки перегляд кінофільмів, а й проведення концертів, спектаклів.

Дана дипломна робота містить розділи, які детально описують у собі розрахунки та конструювання окремих елементів будівлі, технологію їх влаштування, техніко-економічні показники щодо цих елементів та до розважального центру в цілому; також приділена велика увага розділу, який описує техніку безпеки на будівельному майданчику та охорону праці.

Метою даної роботи є проведення аналізу сталезалізобетонних перекриттів та їх дослідження всіх необхідних розрахунків та складання календарного графіка виконання робіт по влаштуванню монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів й плит перекриття.

РОЗДІЛ 1
АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Плоскі залізобетонні конструкції займають значний відсоток серед сучасних будівельних конструкцій, але методика їх розрахунку потребує відповідних корегувань деяких факторів, найважливішими з яких є несумісність деформацій бетону і арматури, деформаційні ефекти, що виникають в залізобетоні після появи тріщин. Більшість існуючих методів заснована на лінійній залежності між напруженнями та деформаціями в матеріалі конструкцій. Сучасна методика розрахунку таких конструкцій, запропонована професором Стороженком Л.І.

При збільшенні навантаження на будівлю відбувається руйнування бетону стикових з'єднань, виникають зсуви і розкриття стиків, перекоси панелей та тріщини в них. Розвиток деформацій в конструкціях будівлі змінюють характер розподілу зусиль в стінах і роблять його відмінним від розподілу в пружній стадії роботи конструкції. Розрахунок пружної системи не в повній мірі дозволяє оцінити дійсну роботу конструкції будівлі.

Розроблені методи розрахунку будівель з врахуванням нелінійних властивостей матеріалу засновані на використанні дискретних та дискретно-континуальних моделей, що являють собою, як правило, складені стержні та оболонки, стержневі або пластинчасті системи.

Широке застосування плоскі конструкції отримали в висотному будівництві.

Проблема збільшення поверховості житлового середовища в останні роки стає все більш гострою та актуальною. Якщо у 80-90-х рр. масова забудова не перевищувала 16 поверхів, то в даний час 20-25-поверхові будинки споруджуються не тільки в Києві, а і в інших адміністративно-промислових центрах України. З'являються проектні пропозиції щодо подальшого підвищення поверховості житлових будинків до 30 та більше поверхів.

Разом з тим є приклади зведення висотних житлових будинків, які композиційно акцентують значні містобудівні квартали в існуючій забудові.

Разом з тим є багато критичних відгуків стосовно значного підвищення поверховості житлових будинків. Звертається увага перш за все на проблеми

стійкості, пожежної безпеки, санітарно-гігієнічного комфорту та значного збільшення експлуатаційних витрат у висотних будинках.

Незважаючи на окремі протиріччя та недостатнє вивчення проблеми, забудовники вивчають престижність верхніх поверхів (особливо пентхаусів) серед окремих категорій населення.

Всі учасники житлового будівництва (як замовники, так і інвестори) зацікавлені в збільшенні кількості квартир у кожному будинку, ефективному використанні території та вкладених коштів. Тому підвищення поверховості житлових будинків це об'єктивна реальність на даному етапі містобудівної діяльності в Україні.

Висотні споруди в технічному відношенні є складними архітектурними та інженерними багатофункціональними комплексами.

Як свідчить практика, до найбільш гострих проблем, які потребують вирішення при значному збільшенні висоти будівель, слід віднести:

- забезпечення просторової міцності висотних будівель, їх стійкості та надійності з урахуванням динаміки коливань верхньої частини висотної споруди під впливом вітрових навантажень та інших факторів, використання якісно нових та стійких до зовнішніх впливів будівельних матеріалів і виробів;

- пожежну безпеку будівель, що вимагає в свою чергу значного підвищення вогнестійкості несучих конструкцій, оздоблювальних та облицювальних матеріалів, збільшення кількості евакуаційних шляхів, використання ефективних протипожежних систем і засобів, нової протипожежної техніки;

- застосування надійних та довговічних інженерних систем життєзабезпечення (ліфтів, видалення сміття, водопостачання, вентиляції та кондиціонування повітря тощо);

- забезпечення санітарно-гігієнічного комфорту, зменшення впливу негативних чинників, які можуть виникати у висотних спорудах, на самопочуття та здоров'я людей (підвищення аеродинамічних та шумових ефектів, висотобоязнь, збільшення амплітуди коливань верхніх поверхів).

РОЗДІЛ 2
АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

2.1 Загальна частина

Основним призначенням архітектури завжди було створення необхідної для існування людини життєвого середовища, характер і комфортабельність якої визначалися рівнем розвитку суспільства, його культурою, досягненнями науки і техніки. Це життєве середовище, яке називається - архітектурою, втілюється в будинках, що мають внутрішній простір, комплексах будинків і споруджень, що організують зовнішній простір - вулиці, площі і міста.

Скорочення витрат в архітектурі і в будівництві в цілому, здійснюється раціональними об'ємно - планувальними рішеннями будинків, правильним вибором будівельних і оздоблювальних матеріалів, полегшенням конструкції, удосконаленням методів будівництва. Головним економічним резервом у містобудуванні є підвищення ефективності використання землі.

Громадські будинки і споруди призначаються для установ культурно-побутового обслуговування населення і для різних видів суспільної діяльності людей: політичної, господарської, адміністративної, наукової й ін.

Громадські будинки і споруди представляють матеріальну базу для великого кола соціальних заходів. Цим визначається їхнє значення в містобудуванні й у будівництві сільських населених пунктів. Безупинне збільшення суспільних фондів споживання, розширення культурно-побутового обслуговування населення і видів суспільної діяльності людей обумовлюють і ріст будівництва, удосконалювання і створення нових типів громадських будинків і споруд.

Громадські будинки і споруди в містах доцільно розміщати в системі так званих суспільних центрів: загальноміських і спеціалізованих, житлових і промислових районів і зон відпочинку, а також громадських центрів мікрорайонів.

Громадські будинки по своїм об'ємно-планувальним рішенням повинні цілком відповідати своєму призначенню, забезпечувати необхідні зручності для людей, ефективність експлуатації, мати доцільні й економічні конструкції

і високі архітектурно-художні якості.

2.1.1. Вихідні дані

В даній частині необхідно розробити архітектурно-будівельне рішення об'єкту будівництва. Даний розділ включає як графічний, так і текстовий матеріал. Графічний матеріал складається з таких креслень: генеральний план із благоустроєм, горизонтальною і вертикальною прив'язками; план першого поверху; повздовжній переріз з необхідними деталями, фасад будинку. Текстова частина включає такі розділи: характеристика ділянки будівництва; функціональне призначення проєктованого об'єкта; обґрунтування генерального плану об'єкта; обґрунтування об'ємно-планувального вирішення об'єкта; обґрунтування прийнятих будівельних конструкціях; теплотехнічні розрахунки; інженерне обладнання об'єкта; виробнича санітарія і пожежна безпека у проєктованому об'єкті. При виконанні дипломного проєкта застосовувалися та використовувалися будівельні норми та привила, які діють згідно чинного законодавства. Матеріали та конструкції підібрані відповідно до норм, що діють на Україні.

Згідно завдання на дипломний проєкт на тему:

Розважальний центр із залом на 500 місць, вихідними даними є:

- 1) Завдання на дипломне проєктування.
- 2) Геологічний розріз ґрунтової основи (див. додаток 1).
- 3) Місце розташування житлового будинку (див. додаток 2).

Будинок дозвілля розташований в громадському кварталі міста Буча, головним фасадом виходить на головну вулицю міста вул. Гоголя.

Абсолютні відмітки поверхні землі змінюються в межах 99,15– 99,75 м.

Рельєф майданчика рівний.

Абсолютні відмітки рельєфу по трасам змінюються в інтервалі абсолютних відміток 98,05 – 101,32 м. Загальний ухил рельєфу простежується на північний захід.

Глибина залягання ґрунтових вод – 11 м.,

Клімат регіону відноситься до П-В кліматичної зони при

середньомісячній температурі січня -5°C та при середньомісячній температурі липня 20°C розрахункова зимова температура -23°C , зона вологості – нормальна, вологість повітря в липні 36%, сніговий район II, вітровий район II, середня швидкість вітру взимку 5 м/с.

Площадка будівництва попадає на територію, забудовану раніше приватними будинками.

Класифікація розважального центру:

- клас будівлі - II
- клас по ступені довговічності - II,
- клас по ступені вогнестійкості -II,

Будинок дозвілля обладнаний двома вантажо-пасажирськими ліфтами вантажопідйомністю = 100 кг.

Фундамент - пальовий з монолітним ростверком і збірними з/б блоками в підвальній частині будівлі.

Стіни – цегляні.

Перекриття і покриття - збірні залізобетонні з пустотних та ребристих плит.

В розважальному центрі розміщено:

- глядацький зал на 500 місць,
- ресторан на 56 місць,
- диско-клуб на 150 місць,
- салон краси на 18 місць,
- виставковий зал – 135 місць,
- комп'ютерна школа та підготовчі курси – 100 чоловік.
- студія звукозапису
- кіно-фото ательє
- Спортивний клуб розрахований на 24 чоловіка в зміну,

Одночасно в будинку дозвілля може перебувати до 1030 відвідувача.

2.2.1. Функціональне призначення будівлі

Дана будівля передбачає видовищний, спортивний та клубний відпочинок. В розвальному центрі передбачається влаштування універсального глядацького залу, який дозволяє не тільки перегляд кінофільмів, а й проведення концертів, спектаклів.

Для відвідувачів передбачено вестибуль з гардеробами, фойє з барною стійкою, а також на першому поверсі розташований ресторан на 56 місць з окремим входом з двору. Клубна частина має окремий вхід з вестибулем та гардеробом. В клубній частині передбачені комп'ютерні класи, а також аудиторії для теоретичних занять курсів бухгалтерів. Також на другому поверсі розміщено салон краси, кіно-фото лабораторію, студію звукозапису та ательє. Салон краси складається з: масажної кімнати на два стола, солярію, процедурних, кабінета лікаря, кімнати відпочинку, приймальної та перукарні. На третьому поверсі передбачено спортивний клуб з тренажерним залом, кімнатою для гри в настільний теніс та тенісними кортами, які розташовані на території будинку культури.

Для забезпечення належного рівня санітарних умов на кожному поверсі влаштовуються санвузли, душові кабінки розміщені в роздягальні тренажерного залу, в масажній салону краси, в солярію, в кімнаті інструкторів спортивного клубу та за кулісами.

2.3.1. Обґрунтування генерального плану об'єкта

Розміщення та розміри земельних ділянок будинку дозвілля належить приймати відповідно до ДБН 360-92** „Містобудування. Планування та забудова міських та сільських поселень”. Будівля розважального комплексу розміщується не ближче 12 м від червоної лінії. Відстань від межі ділянки ліцею до стін житлових будинків із входами та вікнами приймається не менше 10 м. По периметру земельної ділянки передбачено захисну зелену смугу (дерева, кущі, газон) завширшки не менше 1,5 м, а з боку вулиць - не менше 3 м. Тенісні корти мають огорожу заввишки 3 м.

Передбачено під'їзди для пожежних машин до будівлі, можливість об'їзду навколо будівлі, а також відкриті ділянки для стоянки автомобілів та іншого транспорту, враховуючи стоянки спеціалізованого транспорту для учнів-інвалідів згідно з діючими нормами ДБН 360-92*. Під'їзди до розважального комплексу мають тверде покриття. Пішохідні потоки та автотранспортні шляхи розділено згідно діючих норм та правил. На ділянці будинку культури передбачено такі функціональні зони: фізкультурно-спортивну, відпочинку, господарську.

Фізкультурно-спортивна зона включає відкриті спортивні майданчики для гри втеніс. Фізкультурно-спортивна зона розміщується суміжно з зоною відпочинку. Майданчики для ігор з м'ячем та метання спортивних снарядів розміщуються на відстані не менше 25 м від вікон навчальних та навчально-допоміжних приміщень будинків (при наявності огорожі заввишки 3 м і завдовжки не менше 15 м), Тенісні корти мають огорожу та знаходяться на відстані 15 м від будівлі. Площадки кортів мають розміри 36x18.

Так, як спортивний майданчик знаходиться з боку вікон комп'ютерних класів та приміщень аудиторій застосовуються заходи щодо захисту від шуму за рахунок озеленення.

За умовами інсоляції забезпечене сонячне опромінення фізкультурно-спортивної зони в період з березня по вересень протягом не менше 3-х годин на день. Зона відпочинку містить майданчики активного та тихого відпочинку. Майданчики активного відпочинку прилягають до фізкультурно-спортивної зони, розміщуються біля входів та виходів з ділянки на вулицю. Майданчики для тихого відпочинку розміщуються у комплексі з озелененням.

Площа озеленення земельних ділянок складає 41.5% загальної площі ділянки (включаючи озеленені місця відпочинку). Високорослі дерева висаджуються на відстані не меншій 10 м від стін з вікнами, а чагарники — не менше 5 м.

Згідно ДБН В.2.2 – 3 – 97 ділянка будинку дозвілля не перетинається вулицями та дорогами.

2.4.1. Обґрунтування об'ємно-планувального вирішення об'єкта

Будівля трьохповерхова з підвалом, двох світловою глядацькою залою, півтора світловим фойє, і танцзалом.

Вертикальний зв'язок між приміщеннями відбувається за рахунок трьох основних сходових кліток, решта допоміжні.

2.4.2. Об'ємно-планувальне вирішення глядацької зали

Глядацька зала розважального центру багатоцільового використання на 500 місць має наступні технологічні параметри:

Д – відстань (по вісі глядацької зали) від красної лінії до спинки останнього ряду глядацьких місць – 21,03 м;

Ш – ширина глядацької зали – 14,50 м;

В – висота (середня) глядацької зали – 7,00 м;

Д₁ - відстань (по вісі глядацької зали) від красної лінії до спинки першого ряду Д₁=4,90 м,

Будинок дозвілля відноситься до клубу тому площа глядацької зали на 500 місць, складатиме:

$$S^n = 0,65 \cdot 500 \geq m^2$$

Де 0,65 м² нормативна площа на одного глядача

Площа залу дорівнює S=344,7 м², що відповідає нормативному показнику.

Нормативний об'єм глядацької зали на одного відвідувача для клубів:

$$V^n = 4-7 m^3$$

$$V^n = 4-500 \cdot 20 m^3$$

$$V^n = 4-500 \cdot 20 m^3$$

Глядацькі місця розташовані на ступінчатому полу .

Кількість рядів – 18;

Максимально встановлена кількість місць в одному ряду - 29;

Відстань між спинками місць в рядах – 0,85;0,9 м;

Горизонтальний кут розміщення глядацьких місць - 30° ;

Вертикальний кут видимості - 10° ;

Перевищення променів зору, направлених на червону лінію сцени для кожного рядуу не менше – 0,06 м;

V_n - Перевищення рівня пола ігрової площадки над рівнем пола глядацького зала першого ряду глядацьких місць – 1.0 м ;

2.5.1. Фундаменти

Під розважальний центр запроектовані пальові фундаменти з $L=5$ м, по пальовій основі запроектований монолітний армований ростверк. По монолітному ростверку фундамент виконується зі збірних бетонних блоків.

При використанні пальових основ під фундаменти:

- підвищується надійність роботи фундаментів,
 - зменшується матеріалоемність,
 - можливість працювати в зимовий період без небезпеки промерзання ґрунтової основи
- у випадку затоплення підвалу і замочуванням основи немає небезпеки просадок при подальшій експлуатації.

Негативною стороною пальового фундаменту є трудомісткість при забиванні паль.

2.5.2. Зовнішні стіни.

Дана будівля має жорстку конструктивну схему, в якій міжповерхові перекриття та покриття при вибраних відстанях між поперечними стінами та кладкою працюють як опори. Зовнішні стіни зі звичайної цегли М-75 на розчині М-25. Внутрішні стіни із звичайної цегли М-75 на розчині М-25. Кладка цоколя зовнішніх стін із звичайної глиняної цегли М-100 на розчині М-50. Розчин – цементно-пісчаний . Товщина зовнішньої цегляної кладки стіни будівлі становить 510 мм.

Утеплення будівлі виконано пінополістиролом ззовні. Плити

пінополістиролу кріпляться до стін будівлі дюбелями.

Стіни поштукатурені та пофарбовані фасадними фарбами. Штукатурка виконана по металевій сітці.

2.5.3. Перемички, бали, плити покриття та перекриття

Перемички – збірні залізобетонні по серії 1.139-1 вип.1. Перекриття та покриття – попередньо напружені панелі з круглими пустотами довжиною, 2680, 2980, 3280, 5980, по серії 1.141-1 випуск 60;63 довжиною 8980 по серії 1.241-1 випуск 21, плити над глядацькою залогою довжиною 5980 – ребристі по серії 1.465-3.

Плити покриття над глядацькою залогою спираються на цегляні стіни та на двоххилу решітчасту балку довжиною 17960 за серією 1.462.1-3/89

2.5.4. Внутрішні стіни та перегородки, двері та вікна

Внутрішні стіни та перегородки виконані із звичайної глиняної цегли М-75 на цементно-піщаному розчині М-25. Покрівля рулонна. Ухил покрівлі створюється за допомогою керамзитового гравію. Водовідвід внутрішній. Утеплювач прийнято пінополістерол за теплотехнічним розрахунком.

Вікна значною мірою визначають ступінь комфорту в будівлі і його архітектурно – художнє рішення. Вікна і вітражі підібрані по ГОСТ, відповідно до площ освітлюваних приміщень. Верх вікон максимально наближений до стелі, що забезпечує кращу освітленість в глибині кімнати. Дерев'яні конструкції вікон чутливі до зміни вологості повітря і схильні до гниття, у зв'язку з чим їх необхідно періодично фарбувати.

В даному дипломному проекті розміри дверей по ГОСТ, як внутрішні всередині класів, кабінетах так і зовнішні посилені. Двері застосовані як однопільні, так і двопільні, розмірами: 2,1; 2,4; 2,7 м висотою і 1,9; 1,5; 1; 0,9; 0,8; 0,7 м шириною. Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні по напрямку руху на вулицю виходячи з умов евакуації людей з будівлі при пожежі. Дверні коробки закріплені в отворах

антисептованими дерев'яними пробками, що закладаються в кладку під час кладки стін. Для зовнішніх дерев'яних дверей і на сходових клітках в тамбурі - коробки влаштовують з порогами, а для внутрішніх дверей - без порогу. На шляхах евакуації Дверні полотна виконують важкозгораємими. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель - для ремонту або заміни полотна дверей. щоб уникнути знаходження дверей у відкритому стані або ляскання встановлюють спеціальні пружинні пристрої, які тримають двері в закритому стані і плавно повертають двері в закритий стан без удару. Двері обладнуються ручками, клямками і врізними замками.

2.5.5. Підлоги та оздоблення стін

Підлоги повинні задовольняти вимогам міцності, опору зносу, еластичності, безшумності, зручності прибирання. Підлоги в фойє та в глядацькій залі виконано з штучного паркету; на сходиноківій клітці, в тамбурах, в коридорах та в оркестровій ямі виконані мозаїчні підлоги. Підлога в танцювальній залі диско клубу, який розташовано на другому поверсі виконано з дошок зі звукоізоляційною прокладкою Решту приміщень виконано з лінолеуму на теплоізолюючому шарові. Стяжка виконується з розчину по керамзитовій засипці, що є звукоізоляційним шаром. В санвузлах, душових кабінках, фотолабораторії, допоміжних приміщеннях бару, ресторану, та кафе підлоги виконано з керамічної плитки. Позитивними сторонами даної підлоги є їхня гігієнічність, а недоліком велика трудомісткість.

Внутрішнє оздоблювання – поліпшена штукатурка з подальшим пофарбуванням, в навчальних аудиторіях клеєння шпалер. В санвузлах, душових кабінках, фотолабораторії, допоміжних приміщеннях бару, ресторану, та кафе виконано облицювання керамічною плиткою

2.8. Техніко економічні показники будівлі

Будівельний об'єм надземної частини розважального центру з неопалюваним горищем визначають як добуток площі горизонтального перерізу на рівні першого поверху вище цоколя (по зовнішніх гранях стін) на висоту, виміряну від рівня підлоги першого поверху до верхньої площини теплоізоляційного шару горищного перекриття. Будівельний об'єм підземної частини будівлі визначають як добуток площі горизонтального перерізу по зовнішньому оконтурі будинку на рівні першого поверху, на рівні вище цоколя, на висоту від підлоги підвалу до підлоги першого поверху.

Площу забудови розраховують як площу горизонтального перерізу будинку на рівні цоколя, включаючи усі виступаючі частини і покриття, що мають, (ганок, веранди, тераси).

Площу приміщень вимірюють між поверхнями стін і перегородок на рівні підлоги. Загальна площа – це сума площ всіх приміщень.

Будівельний об'єм будівлі – 25233,43 м³;

Об'єм підземної частини будівлі – 1776,5 м³;

Площа забудови – 2494,0 м²;

Загальна площа – 4752.16 м²;

Робоча площа – 4752.16 м²;

Площа на одного відвідувача – 4,61 м²;

K₁ - Відношення загальної площі до робочої площі – 0,75;

K₂ - Відношення будівельного об'єму до загальної площі – 7,06;

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА
ЧАСТИНА

В цьому розділі ми розраховуємо двосхилу решітчасту залізобетонну балку над глядацькою залогою, проліт 18м крок 6м, також розраховуємо та конструюємо монолітний з/б ростверк.

3.1. Розрахунок двосхилої решітчастої залізобетонної балки

Бетон важкий класу В35:

коефіцієнт умов роботи $\alpha_{b2} = 0,9$, $R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}$, $R_b = 17,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$, $E_b = 3,1 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ ([5], ч.І, табл.12,13,16).

Попередньо напружена арматура класу А-V:

$R_{s,ser} = 785 \text{ МПа}$, $R_s = 680 \text{ МПа}$, $E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ ([5], ч.І, табл. 19,22,25).

Арматура класу А-III :

$d \leq 10 \text{ мм}$ - $R_s = 355 \text{ МПа}$, $d \leq 10 \text{ мм}$ - $R_s = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ ([5], ч.І, табл.21,25).

Арматура класу Вр-І діаметром 5 мм:

$R_s = 360 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 260 \text{ МПа}$, $E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ ([5], ч.І, табл.22,25).

3.1.1 Визначення навантажень

На балку передаються навантаження від власної ваги покрівлі і снігу. Ці навантаження підраховані та наведені в табл.1.

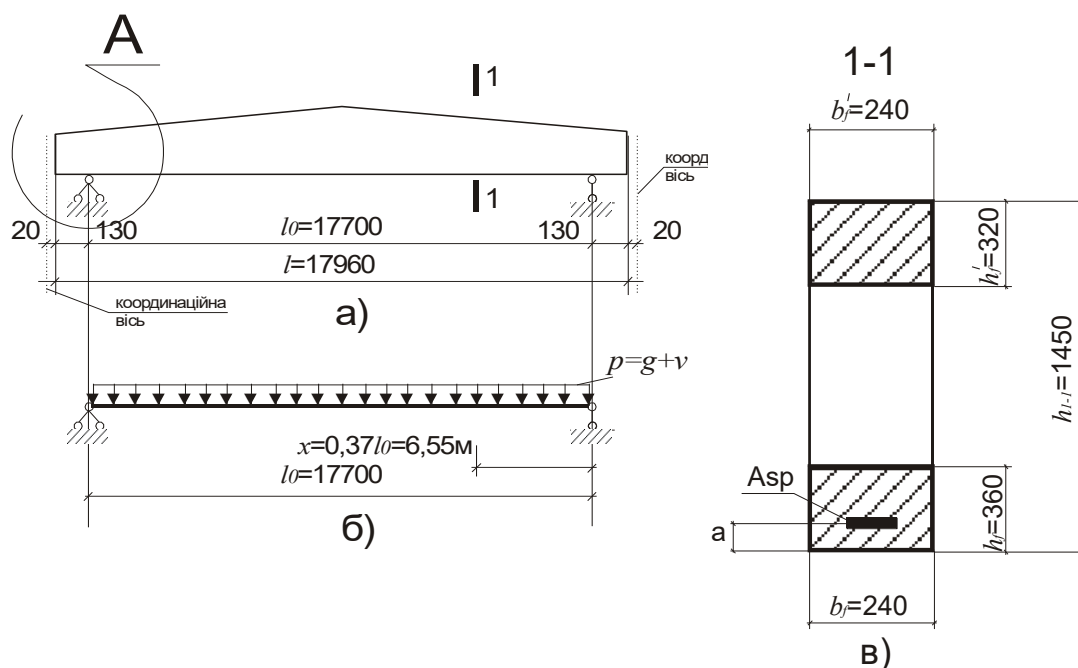


Рисунок 3.11 Балка (б, в)

До розрахунку балки при визначенні площі A_{sp} :

- а) загальний вигляд балки; б) розрахункова схема балки; в) схема перерізу балки; г) загальний вигляд опорної частини балки

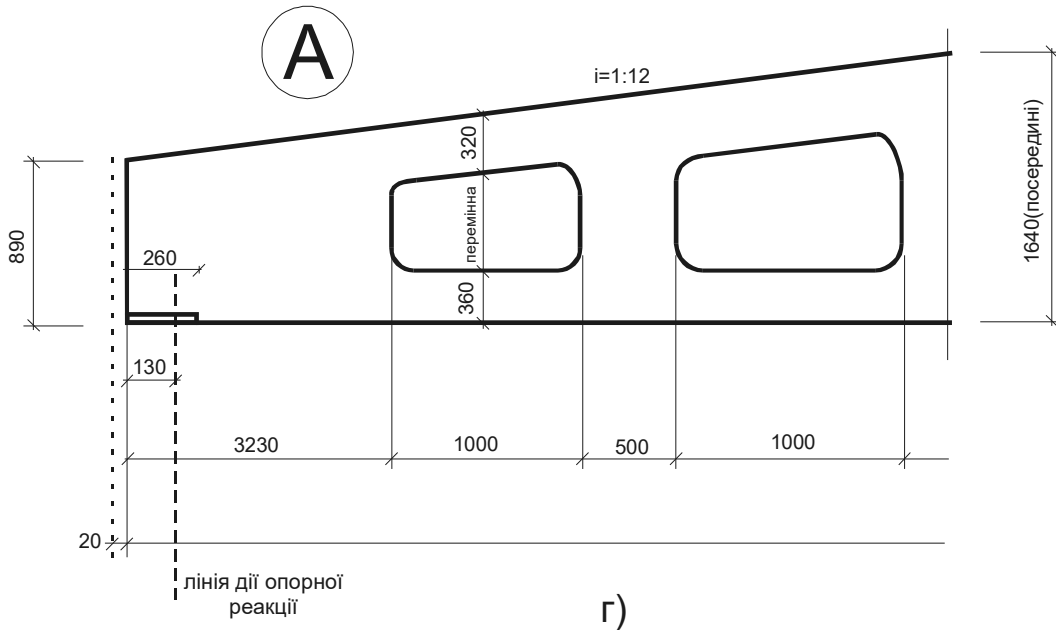


Рисунок 3.12 загальний вигляд опорної частини балки

3.1.2 Визначення площі поздовжньої арматури

Для визначення площі A_{sp} поздовжньої робочої арматури застосуємо розрахункову схему, зображену на рис.3.1.1. Зважаючи на те, що навантаження від покриття на балку передається через ребра плит у вигляді зосереджених сил із кількістю, більшою від 4, то навантаження до балки при визначенні A_{sp} прикладають у вигляді рівномірно розподіленого інтенсивності:

$$p = (g + s)B + g_b,$$

$$g = G\gamma_f \cdot \gamma_H / l,$$

Отримуємо:

~~$$M_x = \frac{px}{2}(l_0 - x) .$$~~

Від дії зовнішнього навантаження p у перерізах балки виникають згинальні моменти, значення яких обчислюються за формулою

$$M_x = \frac{px}{2}(l_0 - x) .$$

Для визначення необхідної площі арматури значення моменту M_x

обчислюємо у перерізі 1-1 на відстані $x=0,37l_0$ від опори, тобто там, де міцність двосхилих балок найменша, а тому площа арматури має бути найбільшою:

$$M_x = \frac{52,90 \cdot 6,55}{2} (17,7 - 6,55) = 1931,71 \text{ кНм}.$$

Оскільки розглядається переріз 1-1 на відстані $x=0,37l_0$ від опори (рис.3.1.1), то його висота:

$$h_{1-1} = 890 + (130 + 0,37 \cdot 17700) \frac{1}{12} = 1450 \text{ мм},$$

$$h_{0,1-1} = h_{1-1} - a = 1450 - \frac{300}{2} = 1300 \text{ мм}.$$

Установлюємо місце розташування нейтральної лінії за умовою

$$M_x \leq M'_f.$$

$$M_x = 1931,71 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \leq M'_f = R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) =$$

$$= 17,5 \cdot 280 \cdot 420 \cdot (1300 - 0,5 \cdot 420) = 2243 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Оскільки умова виконується, то нейтральна лінія знаходиться в межах верхнього пояса.

Площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури визначимо, використовуючи формули (30) і (31) [5]. Спочатку обчислюємо значення

$$\alpha_m = \frac{M_x}{R_b b'_f h_{0,1-1}^2}.$$

При умові $\alpha_m \leq \alpha_R$ ([5], табл. 26) з таблиці 28 [6] знаходимо η та ξ , обчислюємо γ_{s6} і визначаємо A_{sp} за формулою

$$A_{sp} = \frac{M_x - R_s A_s \xi h_{0,1-1}}{\gamma_{s6} R_s \xi h_{0,1-1}},$$

$$\text{де } \gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta$$

α_R - за [5], п. 3.7.

Площею арматури A_s , якщо вона встановлюється з конструктивних міркувань, можна знехтувати для запасу несучої здатності балки.

Для вихідних даних

$$\frac{1980}{152800} = 0,01296$$

$$\alpha_R = 0,48 \text{ при } \frac{\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp}}{R} = 0,5 \text{ ([5], табл. 26, с. 71, примітка 1);}$$

$$\alpha_m = 0,167 \alpha_R = 0,48(1 - 0,5 \alpha_R) = 0,48(1 - 0,5 \cdot 0,48) = 0,365,$$

$$\alpha = 0,27; \beta = 0,865.$$

У даному випадку оскільки $\alpha = 0,27 > \alpha_r = 0,5 \cdot 0,48 = 0,24$, $\beta = 1,15$ ([6],

п.3.7) $\frac{1980}{152800} = 0,01296$

Необхідна площа перерізу поздовжньої арматури без урахування звичайної арматури:

$$A_{sp} = \frac{Q}{\alpha \beta R} = \frac{1980}{0,27 \cdot 0,865 \cdot 152800} = 0,0047 \text{ м}^2$$

Для армування балки приймається арматура

$$8 \cdot 20 \text{ А-V, площа якої } A_{sp,f} = 2513 \text{ мм}^2.$$

3.1.4 Розрахунок на дію поперечної сили вздовж похилої стиснутої смуги

Розрахунок елементів на дію поперечної сили для забезпечення міцності вздовж похилої смуги між похилими тріщинами повинен виконуватися згідно з п. 3.21 [5] за умовою:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b_f h_0,$$

де Q – поперечна сила, що приймається на відстані від опори не меншій, ніж h_0 ;

φ_{w1} – коефіцієнт, який урахує вплив поперечних стержнів, нормальних до поздовжньої осі елемента, і визначається за формулою:

$$\varphi_{w1} = 1,5 \alpha_s,$$

де $\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210}{310} = 0,68$,

$$\varphi_{w1} = 1,5 \cdot 0,68 = 1,02$$

$$\varphi_{bl} = 1 - \beta$$

φ_{bl} – коефіцієнт, котрий визначається за формулою

$$\varphi_{bl} = 1 - \beta$$

де $\beta = 0,01$ для важкого бетону,

$$\varphi_{bl} = 1 - 0,01$$

Підставляючи обчислені значення, маємо:

$$\varphi_{bl} = 1 - 0,01 = 0,99$$

Тобто несуча здатність балки на дію поперечної сили вздовж похилої стиснутої смуги забезпечена.

3.1.6. Визначення втрат попереднього напруження арматури

Арматура A_{sp} натягується механічним способом на упори. За формулою

$$\sigma_{sp} = \frac{R_{sp}}{S_{sp}}$$

назначається величина попереднього напруження σ_{sp} арматури A_{sp} .

Необхідно, щоб $\sigma_{sp} \leq R_{sp}$ ([5], п.3.6).

Обчисливши попередньо

$$\sigma_{sp} = \frac{R_{sp}}{S_{sp}}$$

остаточно приймаємо $\sigma_{sp} = 700 \text{ МПа}$.

Передаточна міцність бетону назначається згідно з п.2.3 [5]

$$R_{bp} = 5 R_b$$

Остаточно значення R_{bp} приймається кратним 5, тобто

$$R_{bp} = 5 R_b$$

Перші втрати σ_1 попереднього напруження в арматурі визначаються за таблицею 4 [5].

Величина втрат σ_1 від релаксації напружень арматури

$$\sigma_1 = \sigma_{sp} \cdot \psi$$

Утрати σ_2 від температурного перепаду для бетону В35 за відсутності точних даних

~~SPARSA~~

Утрати σ_3 від деформацій анкерів, розташованих біля натягувальних пристроїв,

$$\sigma_3 = \frac{A_2 \cdot \sigma_{\text{flex}}}{l} = \frac{19000}{19000}$$

де $l=19000$ мм.

Величина втрат σ_4 від тертя арматури об поверхню обгинальних пристроїв $\sigma_4 = 0$, оскільки арматура прямолінійна.

Утрати σ_5 від деформації сталевих форм $\sigma_5 = 0$, через те що арматура натягується на упори стенда.

Величину втрат σ_6 від швидкоплинної повзучості для бетону, який зазнав теплового оброблення, обчислюють при значенні попереднього напруження σ_{sp1} з урахуванням утрат $\sigma_1 \dots \sigma_5$ при $\gamma_{sp} = 1$.

$$\sigma_{sp1} = \frac{R_{sp}}{A_{sp}} = \frac{76000}{19000}$$

Відповідно зусилля обтиснення

$$R_{sp} = 76000 \text{ Н}$$

Напруження в бетоні на рівні центра ваги арматури A_{sp}

$$\sigma_{sp1} = \frac{R_{sp}}{A_{sp}} = \frac{76000}{19000}$$

де $A_{sp} = 19000$

Те ж саме для крайнього верхнього волокна

$$\sigma_{sp1} = \frac{R_{sp}}{A_{sp}} = \frac{76000}{19000}$$

$$\sigma_{sp1} = \frac{R_{sp}}{A_{sp}} = \frac{76000}{19000}$$

де M_g - згинальний момент від власної ваги балки,

$$M_g = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

l - відстань між опорами при складуванні балки;

g_b, γ_f, x - величини з п. 4.1.2.

Коефіцієнт α ([5], табл.4, п.6)

~~0,9~~ тому приймаємо $\alpha = 0,8$.

При $\frac{P_{sp}}{R_b} = \frac{0,82}{25}$

Остаточні втрати

~~0,82~~ $\sigma_6' = 0$.

За даними обчислень знаходимо, що перші втрати

~~0,82~~

Другі втрати ~~0,82~~

Значення втрат $\sigma_7 = 0$.

Втрати σ_8 від усадки важкого бетону класу В35 при тепловому обробленні

$\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$

Втрати σ_9 від повзучості бетону визначаємо для величини попереднього напруження з урахуванням перших утрат

~~0,82~~

Напруження в арматурі A_s й A_s' відповідно будуть дорівнювати

$\sigma_s = \sigma = 1,3 \text{ МПа}$, $\sigma_s' = \sigma_6' = 0$.

Зусилля обтиснення P_1 після перших утрат σ_{sp1} та його ексцентриситет

$e_{op,1}$

~~0,82~~

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp1} S_{s,sp} + \sigma_s S_s}{P} = \frac{53859810,508}{1343714}$$

~~0,82~~

РОЗДІЛ 4

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

4.1. Оцінка інженерно геологічних умов ділянки будівництва

Згідно з додатками до завдання запишемо фізико-механічні властивості ґрунтів.

Фізико механічні властивості ґрунтів

Таблиця 4.1

Найменування шару	H, м	ρ , т/м ³	ρ_s , т/м ³	W	W _L	W _p	φ , °	c, кПа	,МПа
-------------------	---------	------------------------------	--------------------------------	---	----------------	----------------	------------------	-----------	------

Рослинний шар	0,9	1,55	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок	2,0	1,54	2,68	0,159	0,24	0,17	20	18	6
Суглинок	1,6	1,71	2,68	0,179	0,28	0,18	22	22	14
Сугленок	1,6	1,8	2,71	0,169	0,30	0,19 -	23	25	17
Лес	6,0	1,8	2,68	0,169	0,24	0,17	23	27	18

Рівень ґрунтових вод 11 м від поверхні землі.

1. Оцінку проводимо згідно ДБН «Основи будівель і споруд»

Перший шар ґрунту – рослинний шар – не може служити в якості основи фундаменту, тому повинен бути пройдений тілом фундаменту.

Таблиця 4.2

<i>Найменування характеристик</i>	<i>Розрахункова формула</i>	<i>Шар 2</i>	<i>Шар 3</i>	<i>Шар 4</i>	<i>Шар 5</i>
Число пластичності	$I_p = \frac{W_L - W_p}{W_p}$	0,07	0,1	0,11	0,07

Показник текучості	$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$	0,157 (твердий)	- 0,01 (твердий)	- 0,19 (твердий)	-0,014 (твердий)
Щільність сухого ґрунту	$\rho_d = \frac{\rho}{1+W}$	1,33	1,45	1,54	1,54
Коеф. пористості	$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$	1,02	0,85	0,76	0,74
Ступінь вологості	$S_r = \frac{W \rho_s}{e \cdot \rho_w}$	0,419	0,566	0,603	0,612
Коефіцієнт пористості на границі текучості	$e_L = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot W_L$	0,418	0,439	0,452	0,357
Показник I_{ss}	$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1+e}$	-0,297	-0,221	-0,175	-0,22

Визначимо просадковість за даними додатку до завдання.

$$\sigma_{zg} = \gamma_{sb} \cdot H_{sl}$$

Просадковість

Додаток 4.1

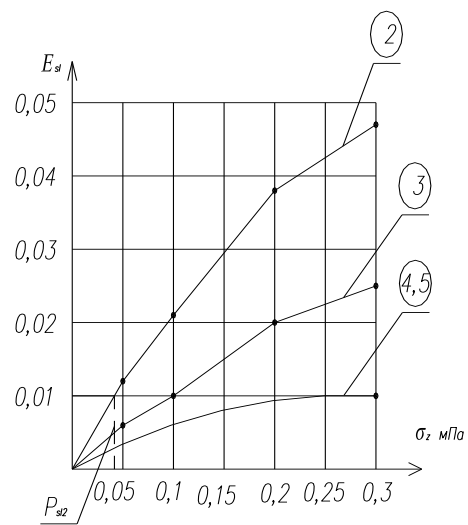
Ґрунт	Поту жн	\square	\square_{eq}	\square_{zq}	\square_{zqs}	\square_{zqeq}
Рослинний шар	0.9	15.5	17.9	13.95	16.09	8,04
Суглинок	2	15.4	17.8	44.75	51.74	27,7
Суглинок	1.6	17.1	18.6	72.11	81.56	58,5
Суглинок	1.6	18	19.3	100.91	112.41	86,5
Лес	6	18	19.2	208.91	227.77	155

Будуємо графік залежності відносного просідання E_{sl} від вертикального тиску

Таблиця 4.3

Ґрунт	Відносна просадковість E_{sl} ґрунтів при тиску

	0.05	0.1	0.2	0.3
Рослинний шар	0.012	0.021	0.038	0.047
Суглинок	0.006	0.01	0.02	0.025
Суглинок	-	-	-	0.01
Суглинок	-	-	-	0.01
Лес	-	-	-	-



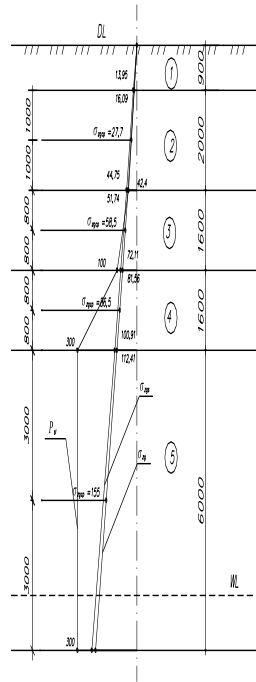
З графіка знаходимо

$$P_{sl2} = 42.4 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$P_{sB} = 100 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$P_{sl4,5} = 300 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Будуємо епюру тиску замоченого ґрунта від власної ваги



З епюри визначаємо відносну просадковість при середньому тиску σ_{zgcp}

$$E_{sl2} = 0,006$$

$$E_{sl3} = 0,007$$

$$E_{sl4} = 0,0055$$

$$E_{sl5} = 0,008$$

Просадка від власної ваги буде дорівнювати:

$$S_{slc2} = 0,006 \cdot 2 = 0,012_m = 1,2\text{см}$$

$$S_{slc3} = 0,007 \cdot 1,6 + 0,012 = 0,023_m = 2,3\text{см}$$

$$S_{slc4} = 0,0055 \cdot 1,6 + 0,023 = 0,0318_m = 3,2\text{см}$$

$$S_{slc5} = 0,008 \cdot 6 + 0,032 = 0,512_m = 51,2\text{см}$$

Висновок:

- Шар 2 просадковий і не може служити основою для фундаменту.
- Шар 3 не просадковий - може служити основою для фундаментів
- Шар 4 не просадковий - може служити основою для фундаментів
- Шар 5 не просадковий - може служити основою для фундаментів.

В якості основи для фундаментів приймаємо шар 4, фундаменти виконуємо з забивних висячих призматичних паль.

4.2. Збір навантажень

Використовуємо дані про вагу конструкції будівлі та дані про тимчасове навантаження визначаємо вантажні площі перерізів I-I – $S = 4,5 \cdot 1 = 4,5 \text{ м}^2$ та II-II – $S = \text{м}^2$ $(4,5 + 3) \cdot 6 = 45$

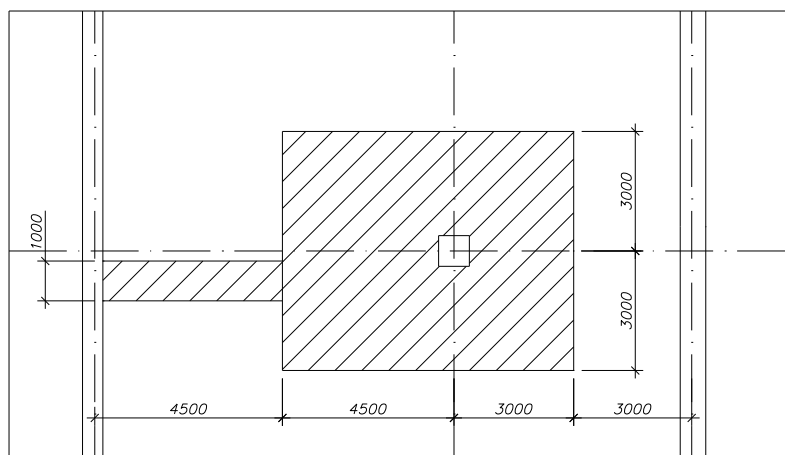


Рисунок 1. Вантажні площі

Навантаження

Таблиця 4.4

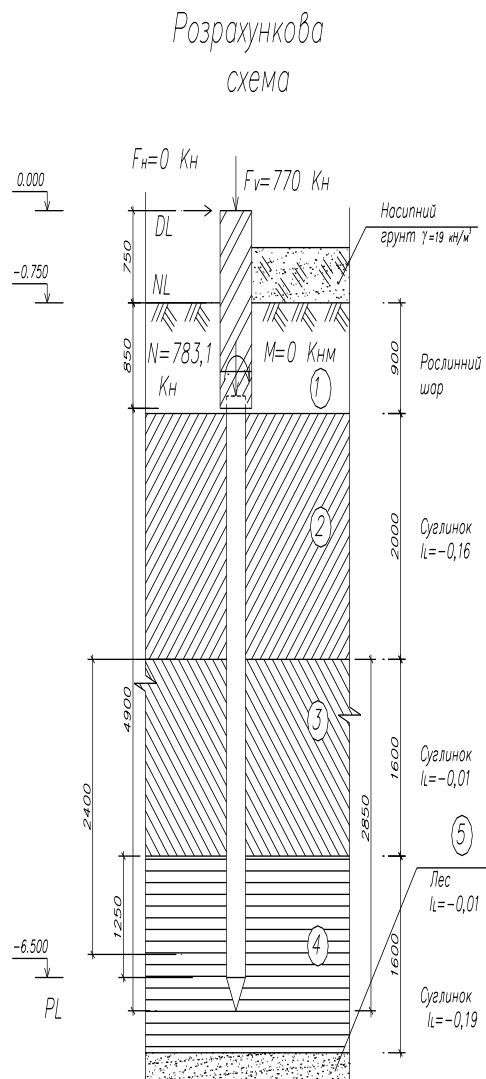
<i>Найменування навантажень</i>	<i>Перерізи фундаментів</i>	
	<i>I-I</i>	<i>II-II</i>
Постійні		
Вага покриття	$4,5 \square 3,9 = 17,55$	$45 \square 3,9 = 175,5$
Міжповерхове покриття	$3,52 * 2 * 4,5 = 29,52$	$3,52 * 2 * 45 = 295,2$
Перегородки	4,5	21,3
Стіна	101	111
Пройоми	0,675	0
	153,25	590,7

Тимчасові		
Снігове навантаження	3,15	7
Тимчасове навантаження	16	160
	16.7	172,3
Всього		
	170	770

4.3. Розрахунок пальового фундаменту

4.3.1. Розрахунок пальового фундаменту зі стрічковим монолітним ростверком за несучою здатністю

Переріз I-I несуча зовнішня стіна.



Приймаємо ростверк висотою 0,3 м підшва якого розташована на

відмітці -1.600, відмітка поверхні знаходиться на відмітці -0.750. Так як будівля триповерхова нехтуємо вітровим навантаженням і вважаємо прикладання навантаження на відмітці 0.000 центральним $F_v = 170$ кН.

Так як в якості основи прийнятий шар 4 приймаємо палю С-5-30 довжиною 5м. квадратного перерізу з довжиною сторони $b_p = 0,3$ м, паля заглиблена в шар 4 на 1,25 м.

Спряження палі в ростверку приймається шарнірним. Довжина палі в ростверку складає 100 мм. Розрахункова довжина палі:

$$l_p = 5,0149$$

Визначення несучої здатності всячої палі при $A = 0,09$ м²; $\gamma_c = 1$; $\gamma_{CR} = 1$; $u = 1,2$ м; $H = 2,85$ м згідно з ДБН "Свайні фундаменти", знайдемо інтерполяцією: $R = 4191 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$, а при $H_1 = 2,4$ м визначимо $f = 54,2$ кН.

Несуча здатність складатиме:

$$N = 32 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження допустиме на одну палю складатиме:

$$N = \frac{458}{14} = 32 \text{ кН.}$$

Відстань між палями:

$$l = \frac{N 327}{F 170}$$

$l = 1,9$ м – це більше мінімально допустимої відстані між палями

$3b_p = 3 \cdot 0,3 = 0,9$ м. проте максимальна відстань між палями складатиме - $6b_p = 6 \cdot 0,3 = 1,8$ м.

Тоді приймаємо $l_\phi = 1,8$ м.

Якщо ширина стіни складає 0,51 м і при однорядному розміщенні палі приймаємо ширину ростверку 0,5 м. відстань від поверхні палі до краю ростверку складатиме – 0,1 м.

Вага ростверку становитиме:

$$G_{R0012} = 8 \text{ кН.}$$

Фактичне навантаження становитиме

$$N_{\text{факт}} < N = 3275 \text{ кН.}$$

Умова за першим граничним станом виконана.

4.3.2. Розрахунок одиночної палі на просідання

Умовно розділемо ґрунт на 2 частини, від поверхні землі до вістря палі шар I, від вістря шар II. $l_{\text{pI}} = 5,75\text{м}$ $l_{\text{pII}} = 0,5 \cdot 5,75 = 2,875\text{м}$. Встановлюємо значення коефіцієнта Пуассона ν_i і розраховуємо модуль зсуву для кожного шару основи за формулою:

Визначаємо характеристики шарів ґрунту для I шару. E вибираємо із умов проекту, ν згідно даним ДБН за формулою.

Характеристики шарів ґрунту

Таблиця 4.5

	E, МПа	ν	G
Шар I			
	0	0	0
	15	0,27	5,9
	14	0,27	5,51
	11	0,35	4,07
Шар II			
	11	0,35	4,07

Знаходимо

$$G_{\text{II}} = 4,07.$$

Коефіцієнт Пуассона визначаємо за формулою

$$\nu = \frac{\sum h_i \nu_i}{\sum h}.$$

$$\nu_{\text{II}} = 0,35.$$

Обчислюємо коефіцієнти k_{ν} і $k_{\nu 1}$ за формулою $k_{\nu}(k_{\nu 1}) = 2,82 - 3,78 \nu +$

$2.18 \cdot 0.33^2$. α в цьому випадку дорівнює середньому арифметичному. $\alpha = 0,33$.

$$k_{\alpha} = 2.82 - 3.78 \cdot 0,33 + 2.18 \cdot 0,33^2 = 1,81$$

$$k_{\alpha 1} = 2.82 - 3.78 \cdot 0,31 + 2.18 \cdot 0,31^2 = 1,86.$$

Тепер визначимо відносну жорсткість стояка палі на стиск, якщо бетон класу В 22,5, ($E_b = 26 \cdot 10^6 \text{кПа}$) за формулою:

$$\frac{E_b \cdot I_p}{l^3} = \frac{26 \cdot 10^6 \cdot 4897}{4^3}$$

Визначаємо коефіцієнти, що відповідають абсолютній жорсткості палі за формулами:

$$\frac{E_b \cdot I_p}{l^3} = \frac{26 \cdot 10^6 \cdot 4897}{4^3} = 812500000$$

$$\frac{E_b \cdot I_p}{l^3} = \frac{26 \cdot 10^6 \cdot 4897}{4^3} = 812500000$$

знаходимо коефіцієнт 1. Встановлюємо умову розрахунку:

$$\frac{S \cdot 46}{400} \text{ осідання визначається як для висячої палі.}$$

Визначаємо осідання за формулою:

$$S = \beta \frac{N}{G l_p}$$

Для цього визначимо

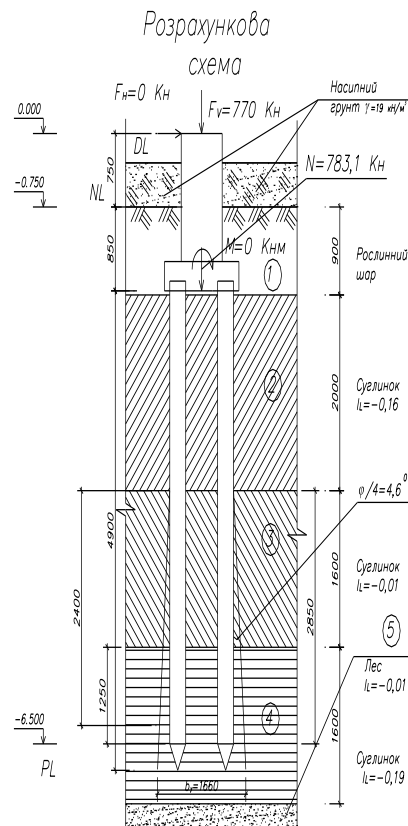
$$\frac{E_b \cdot I_p}{l^3} = \frac{26 \cdot 10^6 \cdot 4897}{4^3} = 812500000$$

Звідси $\frac{536}{400} = 1,34$

Просідання допустиме.

4.3.3. Розрахунок пальового фундаменту під колону

Переріз II-II цегляна колона.



Приймаємо ростверк висотою 0,3 м підшва якого розташована на відмітці -1.600, прикладання навантаження на відмітці 0.000 вважаємо центральним $F_v = 770$ кН.

Так як в якості основи прийнятий шар 4 приймаємо палю С-5-30 довжиною 5м. квадратного перерізу з довжиною сторони $b_p = 0,3$ м, паля заглиблена в шар 4 на 1,25 м.

Так як в якості основи прийнятий шар 4 приймаємо палю С-5-30 довжиною 5м. квадратного перерізу з довжиною сторони $b_p = 0,3$ м, паля заглиблена в шар 4 на 1,25 м.

Спряження палі в ростверку приймається шарнірним. Довжина палі в ростверку складає 100 мм. Розрахункова довжина палі:

$$L_p = 5,01 - 0,19$$

Визначення несучої здатності всіячої палі при $A = 0,09$ м²; $\gamma_c = 1$; $\gamma_{CR} = 1$;

$u = 1.2$ м; $H = 2,85$ м згідно з ДБН "Свайні фундаменти", знайдемо інтерполяцією: $R = 4191 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$, а при $H_1 = 2,4$ м визначимо $f = 54.2$ кН.

Несуча здатність складатиме:

$$R \cdot A_{\text{св}} = 4191 \cdot 0,11 = 461 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження допустиме на одну палю складатиме:

$$N = \frac{458}{14} = 32 \text{ кН.}$$

Кількість палей в куці дорівнює:

$$n = \frac{461}{32} = 14,4 \approx 14$$

Тоді приймаємо $n = 4$ палі.

Конструювання ростверку виконуємо виходячи з мінімальної відстані між палями - $3b_p = 303$ м, розміщуємо палі в два ряди, а відстань від поверхні палі до краю ростверку складає - 0,1 м. тоді розміри ростверку становитимуть 606 м.

Вага ростверку становитиме:

$$G_{\text{ростверку}} = 241 \text{ кН.}$$

Фактичне навантаження становитиме:

$$\frac{N_{\text{факт}}}{n} = \frac{461}{4} = 115,25 \text{ кН} < N = 327 \text{ кН.}$$

Умова за першим граничним станом виконана.

4.3.4. Розрахунок куца палей на просідання.

Визначаємо середньозважене значення кута внутрішнього тертя ґрунту в межах довжини стовбура палі, зануреного в несучі шари основи:



Визначення розмірів у плані умовного фундаменту з підшовою у рівні вістря палі:



Визначаємо об'єм і вагу умовного фундаменту "паля □ ростверк □ грунт":

~~$$V = b \cdot L \cdot H$$~~

Визначаємо середній тиск по підшві умовного фундаменту:

~~$$P = \frac{G}{b}$$~~

Визначаємо опір ґрунту основи на рівні підшви умовного фундаменту:

~~$$R = c_{II} + \gamma_{II} \cdot z$$~~

γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умови роботи, які приймаємо. Вони становлять:

$$\gamma_{c1} = 1,2 \quad \gamma_{c2} = 1,0 \quad \text{при} \quad \frac{L}{H} = 5$$

k, k_z – коефіцієнти, які приймаємо $k = k_z = 1,0$

b_y – ширина підшви умовного фундаменту, м

$$M_y = 0,1 \xi$$

$$M_q = 1,7 \xi$$

$$M_c = 4,1 \xi$$

c_{II} – розрахункове значення умовного зчеплення.

γ_{II} – середнє розрахункове значення умовної ваги ґрунтів, які залягають нижче підшви умовного фундаменту. Приймаємо .

γ'_{II} – теж саме, які залягають вище підшви фундаменту. Приймаємо γ'_{II} :

~~$$R = c_{II} + \gamma'_{II} \cdot z$$~~

Тоді отримаємо:

~~$$R = c_{II} + \gamma'_{II} \cdot z$$~~

Виконуємо перевірку попередньої умови при розрахунку основи по деформаціям:

Попередні умови розрахунку основи за деформаціями виконується:

$$P \leq k \cdot R_{\text{доп}}$$

Визначаємо потужність стиснутої товщі основи.

Потужність стиснутої товщі під підшвою умовного фундаменту складає:

$$P_{\text{ст}} = \eta \cdot P_{\text{доп}}, \text{ де}$$

k при відношенні $\eta = 1$ становить: $k = 2,2$.

Визначаємо середньозважене значення модуля деформації в межах стиснутої товщі основи.

Середньозважене значення модуля деформації в навчальних цілях для спрощення розрахунку приймаємо, тобто того ґрунта куди занурюємо палю.

Визначаємо осідання основи за формулою:

$$s = \frac{P_{\text{ст}}}{E_{\text{ср}}} \cdot \left(\frac{1}{\pi} \cdot \ln \frac{4 \cdot b \cdot \lambda}{\pi \cdot z} \right)$$

Перевіряємо умову розрахунку основи за деформаціями $s < s_u$:

Отже умова виконується.

РОЗДІЛ 5
ТЕХНІЧНА ЕКСПЛУАТАЦІЯ

Згідно Постанови КМ України від 05.05.1997 року, № 409 «Про забезпечення безпечної та надійної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж» Держбуд та Держнаглядохоронпраці України затвердили низку нормативних документів метою яких є підвищення рівня технічного обслуговування будівельних конструкцій, забезпечення експлуатаційної придатності будівель, споруд та інженерних мереж з параметрів фізико-технічного стану, довговічності та морального зносу.

Повинні бути забезпечені чотири головні групи якостей запроєктованої будівлі:

- 1) функціональна – будівля повинна щонайкраще відповідати своєму призначенню, а тому періодично необхідно робити перепланування, модернізацію і реконструкцію;
- 2) технічна – будівля повинна успішно протистояти зовнішнім і внутрішнім впливам, бути ремонтпридатною; тому необхідно стежити за технічним станом конструкцій, робити захист, посилення, а при необхідності – заміну;
- 3) архітектурна – будівля повинна щонайкраще відповідати положенню в забудові як об'єкт огляду його людьми, тому зовнішній її вигляд повинний бути завжди в відмінному, відповідному призначенню, розташуванню в забудові і т.п.;
- 4) економічна – зведення й експлуатація будівлі повинні здійснюватися з мінімальними витратами сил і засобів.

Будівля, що підлягає реконструкції, відповідно до визначальних експлуатаційних вимог:

- має високу надійність, тобто виконує задані їм функції у визначених умовах експлуатації протягом заданого часу, при збереженні значень своїх основних параметрів у встановлених межах;
- є зручною і безпечною в експлуатації, що досягається раціональними плануваннями приміщень і розташуванням входів,

сход, ліфтів, засобів пожежегасіння, причому для ремонту і заміни великогабаритного технологічного устаткування в будинку передбачені люки, прорізи і кріплення;

- є зручною і простою у технічному обслуговуванні і ремонті, тобто дозволяє здійснювати його на можливо великому числі ділянок, має зручні підходи до конструкцій, введення інженерних мереж без демонтажу і розбирання для оглядів і обслуговування з гранично низькими витратами на допоміжні операції, дозволяє застосовувати передові методи праці, сучасні засоби автоматизації і механізації, збірно-розбірні пристрої для обслуговування важкодоступних конструкцій, а також має пристосування для кріплення колісок, джерел струму та ін.;

- є ремонтпридатною, тобто конструкції будівлі пристосовані до виконання усіх видів технічного обслуговування і ремонту без руйнування суміжних елементів і з мінімальними витратами праці, часу, матеріалів;

- має максимально можливий і близький еквівалентний для всієї конструкції міжремонтний термін служби;

- більш економічна у процесі експлуатації, що досягається застосуванням матеріалів і конструкцій з підвищеним терміном служби, а також мінімальними витратами на опалення, вентиляцію, кондиціонування, висвітлення і водопостачання;

- має зовнішній архітектурний вигляд, що відповідає її призначенню, розташуванню в забудові, а також приємна для огляду.

Технічне обслуговування і ремонт (технічна експлуатація) будинків являють собою безперервний динамічний процес, реалізацію визначеного комплексу організаційних і технічних заходів по нагляду, догляду та усім видам ремонту для підтримки їх у справному, придатному до використання по призначенню стані в перебігу заданого терміну служби.

Експлуатація будинків регламентована Положеннями про системи

планово-попереджувального ремонту: Положенням про проведення ППР житлових і суспільних будинків; Положенням про проведення ППР виробничих будинків 1974. У них визначені принципи організації експлуатації основних типів БіС, усі вони класифікуються по групах і для них установлені середні терміни служби, види, періодичність оглядів і ремонтів, а також роботи, що відносяться до поточного та капітального ремонтів.

Першорядне значення в експлуатації будинків має своєчасний контроль їхнього технічного стану, перевірка справності будівельних конструкцій та інженерного устаткування. Такий регулярний, причому не тільки візуальний, але (при необхідності) й інструментальний контроль запобігає передчасному виходу будинку з ладу, дозволяє обґрунтовано планувати і проводити профілактичні заходи по їх заощадженню.

При проектуванні будинку експлуатаційні якості визначаються вибором матеріалів, розрахунком конструкцій, об'ємно-планувальним рішенням, інженерним устаткуванням відповідно до призначення будинку, Будівельними нормами і правилами (ДБН) і виділеними асигнуваннями.

При зведенні будинку прийняті в проекті значення параметрів експлуатаційних якостей матеріалізуються, їхня вірогідність перевіряється приладами і по їхніх числових значеннях можна підтвердити, що побудований будинок відповідає задуманому в проекті.

При експлуатації будинку головне завдання полягає в підтримці передбачених проектом і матеріалізованих при будівництві експлуатаційних якостей на заданому рівні. Вони повинні цілком відповідати призначенню будинку, що забезпечується визначеними будівельними конструкціями й інженерним устаткуванням.

Таким чином, установленням значень параметрів експлуатаційних якостей (ПЕЯ) і розробкою інструкції з технічної експлуатації завершується проектування будинків, за допомогою вироблених у проекті ПЕЯ контролюється їхнє зведення; по відповідності фактичних значень ПЕЯ проектному будинкові приймається в експлуатацію і шляхом підтримки ПЕЯ

на заданому рівні здійснюється їхня технічна експлуатація протягом установленого терміну служби.

Ефективність експлуатації та її економічність залежать від багатьох факторів, зокрема значною мірою від професійної підготовки осіб, її здійснюючих, від їхнього уміння побудувати експлуатацію на науковій основі.

Особи, зайняті експлуатацією і ремонтом будинку, повинні добре знати його пристрій, умови роботи конструкцій, технічні нормативи на матеріали та конструкції, необхідні для ремонту. Вони за допомогою приладів, а також по зовнішньому вигляді й ознакам повинні вміти хоча б приблизно оцінювати технічний стан будинку й окремих його конструкцій, вміти виявляти уразливі місця, з яких може початися його руйнування, вибирати найбільш ефективні способи і засоби його попередження й усунення, не порушуючи по можливості, використання будинку по призначенню.

Ефективна експлуатація будинків, тобто постійний кваліфікований нагляд за ними, періодична оцінка їхнього технічного стану (діагностика пошкоджень) та попередження початку розвитку пошкоджень, своєчасне проведення профілактичного та відбудовного ремонтів можливі тільки при вивченні конструкцій спорудження, особливостей його пристрою та роботи, експлуатаційних вимог та ступеня їхнього фактичного задоволення, уміння виявити уразливі місця, з яких можливо початок розвитку пошкоджень, та інше.

Працівники експлуатаційної служби повинні ретельно вивчати проект будинку; у ході будівництва контролювати якість виконання всіх робіт, вивчати отримані від будівельників виконавчі креслення й інструкцію з експлуатації будинку, вести на кожному спорудженні паспорт, журнал обліку технічного стану (ЖТС) та інші документи, необхідні в процесі експлуатації БіС.

У проекті будинку відповідно до вимог ДБН передбачені вимоги щодо надійності, капітальності, довговічності і заданих умов експлуатації як усього будинку, так і окремих його елементів, з'єднань конструкцій та основ; це

досягається вибором матеріалів і конструкцій, спеціальними захисними заходами для забезпечення вогнестійкості, морозостійкості, корозійної стійкості, захисту від конденсаційного зволоження та гниття, відводу води, провітрювання та т.п.

При проектуванні конструкцій і будинку в цілому передбачаються відповідно вимогам ДБН заходу для зменшення негативного впливу факторів, обумовлених провадженням робіт.

Вимоги ДБН зводяться до того, щоб величини зусиль, напруг, деформацій, переміщень, розкриття тріщин, а також величини зусиль від інших факторів та впливів не перевищували граничних значень, установлених нормами. При цьому в розрахунках враховуються ймовірні несприятливі характеристики матеріалів та можливі вигідні величини та сполучення навантажень і впливів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкцій та основ, при дотриманні усіх вимог нормативних документів, стандартів, технічних умов, пропонованих до якості матеріалів, виробів, провадженню робіт, а також до експлуатації БіС.

Досягнення конструкціями граничних станів, установлених нормами, не представляє небезпеки для людей, але служить межею, по досягненні якої будинок на може більше використовуватися по своєму призначенню без проведення спеціальних відновлюючих робіт. Щоб повніше врахувати особливості дійсної роботи матеріалів, елементів та з'єднань конструкцій і основ, а також будинку в цілому, при розрахунках вводиться коефіцієнт умов роботи n , а щоб компенсувати недостатню вивченість роботи граничних станів окремих видів конструкцій та основ, вводиться коефіцієнт надійності K_n , коефіцієнт несприятливих сполучень навантажень та впливів k_n , коефіцієнт перевантаження k_p та інше, чисельні значення яких установлені нормативними документами по проектуванню конструкцій, основ, БіС.

Для використання будинків по призначенню в них повинні підтримуватися необхідні температурно-вологісні умови та визначений комфорт, що забезпечуються не тільки справними будівельними

конструкціями, але й діючими системами теплопостачання та каналізації. На створення таких умов у будинках і підтримка будівельних конструкцій та інженерного устаткування в справному стані спрямована діяльність експлуатаційної служби.

До методів контролю фізико-технічних параметрів будинків відносяться: спостереження за тріщинами в конструкціях, контроль місцевих і загальних деформацій, а також визначення: міцності конструкцій; товщини трубопроводів при контролі за корозією; вологості деревини й інших матеріалів; товщини лакофарбових покриттів; повітропроникності стиків та конструкцій; теплозахисні якості конструкцій: звукоізолююча здатність конструкцій, що обгороджують; місць пошкодження схованої гідроізоляції.

РОЗДІЛ 6
ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

6.1. Технологічна карта на монтаж плит покриття

6.1.1. Область застосування

Дана технологічна карта призначена для виконання монтажу плит покриття в будинку дозвілля в місті Буча. Розміри в плані будівлі 42x55,5 м, висотою в три поверхи, висота колосниковою сцени 19,6 м, висота сходової клітки, яка виходить на дах сцени має висоту 22 м.

Тому на будівництві об'єкта працюють два баштових крана.

Перекриття складаються з пустотних плит покриття, які спирається на цегляні стіни та ребристих плит покриття, які спираються на решітчасту балку над глядацькою залою та на цегляну стіну.

Балка перекриває проліт 18 метрів і має вагу 8.4 т. Балки встановлені з кроком 6 м. Розміри пустотних плит: 1,2x6 м вагою – 2,145 т, 1,5x6 м вагою – 2,8 т, 1,2x3 м вагою – 1,08 т, 1,2x3,3 вагою – 1,28 т м, 1,2x9 м вагою – 3,28 т, 1,5x9 м вагою – 4,1 т.

Для забезпечення потокової організації будівництва виконують технологічне і просторове проектування, визначають параметри часу. Просторове проектування потоку передбачає членування будинку в плані на захватки. Параметри часу характеризують тривалістю окремих процесів на захватці і модуль циклічності й інтервал часу між суміжними процесами – крок потоку.

6.2. Організація і технологія виконання робіт

6.2.1. Вибір вантажопідйомних машин

Процес монтажу плит покриття вимагає організації безперервної подачі на робочі місця монтажників плит покриття та розчину, які здійснюються вантажопідйомними машинами. На будівництві будинку дозвілля використовуємо башенні крани. Ці крани також використовують для подачі матеріалів при кладці стін поверхів, при монтажі сходових площадок, маршів та ін. , що необхідно врахувати при виборі кранів.

6.2.2. Вибір вантажнозахватних пристосувань

Для кожного виду вантажу треба вибрати відповідні захватні пристосування (стропи, траверси, захватки). Для монтажу двосхилих балок вибираємо траверсу, а для монтажу плит покриття строп чотирьохвітковий, для подачі розчину вибираємо інвентарний ящик місткістю 0,3 м³.

Технічні характеристики вантажозахватних пристосувань і обладнання для подачі вантажів наведено нижче у таблиці.

Технічні характеристики вантажозахватних пристосувань і обладнання

Таблиця 6.1

Призначення	Назва	Вантажо- підйомність	Власна маса, т	Розрахункова висота, м
Для монтажу двосхилих балок.	Траверса	15,6	1	2,2
Для підйому плит покриття	Строп чотиривіт-й	4	0,023	2,2
Для розчину місткістю 0,3 м ³	Інвентарний ящик контейнер	-	0,050	0,35

6.2.3. Визначення розрахункових параметрів крану, вибір кранів

Спочатку треба визначити на схемі розміщення кранів біля будинку (див. рисунок) і розташування приоб'єктивного складу матеріалів і збірних конструкцій, дотримуючись нормативних габаритів. Щоб підібрати необхідний баштовий кран визначають такі розрахункові параметри:

- Розрахункова маса вантажу.

$$m(\text{балка}) = (\text{балка}) + (\text{траверса}) = 8,4 + 1 = 9,4 \text{ т.}$$

$$m(\text{плита П5}) = (\text{строп}) + (\text{маса плити}) = 0,09 + 4,1 = 4,19 \text{ т.}$$

$$m(\text{розчин}) = (\text{інвентарний ящик}) + (\text{строп}) + (\text{густина розчину}) \cdot (\text{місткість}) =$$

- Потрібний виліт крюка L^{nm} дорівнює горизонтальній проекції стріли від осі обертання крана до осі крюка, що знаходиться над центром ваги елемента, при подачі найбільш віддаленого від осі крана елемента.



Згідно з розрахунковими параметрами вибираємо два крани, які працюють одночасно і розділяють об'єкт будівництва на дві захватки.

Кран К-1 – КБ 308 має наступні параметри:

Грузопід'ємність – 3,2-8 т

Виліт – 25 м

Висота підйому вантажу – 32,5-42 м.

Кран К-2 – КБ 504 має наступні параметри:

Грузопід'ємність – 6,2-10 т

Виліт – 30 м

Висота підйому вантажу – 60 м.

6.2.4. Транспортування та складування плит покриття

Залежно від габаритних розмірів і маси плит покриття приймаємо для перевезення плит довжиною 3 - 6м і вагою від 1,08 т до 2,8т бортовий автомобіль ЗИЛ-133ГЯ вантажопідйомністю 10 т з розмірами вантажної площадки: 6,1x2,328м. Для перевезення плит довжиною 9 м і вагою – 3,28-4,1 т приймаємо тягач МАЗ 504 А з напівпричепом – УПР-1212 вантажопідйомністю – 12 т довжиною – 8,4-12,4 м

Укладають збірні залізобетонні плити у транспортні засоби на дерев'яні підкладки і прокладки прямокутного перерізу. Товщина прокладок повинна бути не менше 30 мм і на 20 мм більше висоти стропувальних петель. При

багатоярусному навантаженні однотипних конструкцій прокладки розміщують на одній вертикалі одну над одною по лінії підйомних пристроїв (петель). Зсув прокладок допускається не більше 10 мм. Між плитами і бортами вантажної платформи залишають зазори не менше 50 мм.

При зберіганні конструкцій плит покриття на приоб'єктному складі виконують такі роботи: майданчик для складу ретельно планують, забезпечують відвід поверхневої води; складують конструкції та розміщують штабелі в зоні дії монтажного крана з урахуванням послідовності монтажу; підкладки розташовують на вирівняній щільній основі, а прокладки в усіх рядах розміщують точно за вертикаллю одна над одною; проходи між штабелями роблять шириною не менше 0,7 м, а зазори між суміжними штабелями — 0,2 м.

Залізобетонні плити покриття розміром 1,5х6,0 і 3х6 м зберігають у штабелі до шести рядів по висоті. Дерев'яні прокладки, висота яких перевищує виступаючу частину монтажних петель на 20 мм, укладають по торцях плити в місцях розташування опорних закладних частин одна над одною.

Машини і механізми для комплексного процесу монтажу плит покриття

Таблиця 6.2

Назва машини і механізмів	Марка	Технічна характеристика	Кількість, шт.
1	2	3	4
Кран баштовий	КБ 308	Вантажопід-ть-5т	1
Кран баштовий	КБ 504	Вантажопід-ть -10т	1
Автомобілі бортові	ЗИЛ-133ГЯ	Вантажопід-ть 10т	За розрахунком
Тягач	МАЗ 504	Вантажопід-ть 12т	За розрахунком
Напівпричепи	УПР-1212	Вантажопід-ть 12т	За розрахунком

6.2.5. Основні вимоги до монтажу збірних конструкцій

Всі роботи з монтажу конструкцій покриття виконують відповідно до ДБН, робочих креслень, проекту виконання робіт і технологічних карт.

Вибір методу монтажу сільських виробничих будівель залежить від ступеня укрупнення конструкцій, послідовності встановлення конструктивних елементів у плані, черговості зведення каркаса і влаштування підпільних інженерних, комунікацій, способу наведення конструкцій на опори. Розрізняють такі методи монтажу: окремими конструктивними, елементами, укрупненими конструкціями, великими просторовими блоками; роздільний (диференційний), Комплексний (суміщений), змішаний (комбінований); відкритий, закритий; вільний, примусовий.

Роздільний (диференційний) метод полягає у монтажі збірних конструкцій різних типів у межах монтажно́ї захватки або прольоту за кілька проходжень крана. При комплексному (суміщеному) методі збірні конструкції встановлюють у межах монтажно́ї захватки або прольоту за одне проходження крана (по комірках). Змішаний (комбінований) метод передбачає елементи покриття — в межах кожної комірки.

При відкритому методі спочатку влаштовують підпільні комунікації, потім монтують каркас будівлі, а при закритому— ведуть монтаж будівлі, далі влаштовують підпільні комунікації.

Вільний метод полягає у наведенні конструктивного елемента на опори при гнучких стробах без обмеження переміщення елемента в просторі. Примусовий метод дає можливість установлювати конструктивний елемент у проектне положення на 90° за допомогою спеціального монтажного оснащення.

6.2.6. Монтаж плит покриття

Монтаж залізобетонних плит покриття масою до 2,5 т виконує ланка (дві півланки) монтажників із п'яти чоловік. Першу півланку складають монтажники 5-го і 3-го розряду. Друга півланка включає трьох робітників: монтажника з суміжною професією електрозварника 4-го розряду М4,

монтажника з суміжною професією бетонника 3-го розряду і електрозварника 5-го розряду. У процесі приймає участь машиніст крана.

Перша півланка зайнята безпосередньо на монтажі плити. Члени другої півланки приймають участь у монтажі плит і виконують заповнення швів.

При монтажі плит покриття їх піднімають і переміщують до місця встановлення плавно без ривків, розкачування і обертання. Піднімання здійснюють за два етапи: спочатку плиту піднімають на 200...300 мм, щоб перевірити стійкість крана, надійність гальма і стропування, потім — на потрібну висоту.

Плити покриття вкладають по верхніх поясах решітчастих балок, а також по цегляних стінах, після їх закріплення відповідно до проекту. При вкладанні ребристих плит покриття особливо ретельно контролюють положення опірних ребер і розміри площадок опору, які мають бути не меншими 50 мм.

Для піднімання плит використовують чотиривіковий строп з гаками. Плити покриття при монтажі укладають у проектне положення, не допускаючи перекосів і утворення великих зазорів.

Монтаж ведуть у такій послідовності: від одного краю через гребінь до другого. На кожній несучій конструкції покриття завчасно розмічають місце укладання першої плити. Стикують плити покриття з верхнім поясом балки зварюванням закладних деталей. При цьому один із чотирьох кутів плити (суміжний з раніше укладеними плитами) залишають незвареним. Для надання жорсткості шви після монтажу плит замоноличують цементнопіщаним розчином.

Монтажники працюють з драбин-стрім'янок і дощатих трапів, які містяться на раніше вкладених плитах.

Встановлені плити покриття вивіряють за вертикаллю, щодо положення у плані і за висотою.

6.2.7. Електрозварювання стиків і закладних деталей

Основні вимоги до виконання електрозварювальних робіт викладені в ДБН, ДСТУ 10922.

Перед початком зварювальних робіт виконують перевірку правильності встановлення конструкцій і положення зварюваних деталей. Закладні деталі безпосередньо перед зварюванням ретельно очищають металевими щітками і скребачками від напливів бетону, бітума, іржі, криги, жирових плям та інших забруднень.

Зварювання стиків і закладних деталей збірних конструкцій доручається електрозварникам, які мають посвідчення і допуск до виконання таких робіт. Ручне електродугове зварювання здійснюють при температурі зовнішнього повітря до мінус 30 °С. При цьому належить підвищувати зварювальний струм на 1 % при зниженні температури нижче 0 °С на кожні 2,5...3°С.

При зберіганні на складі електродів більше трьох місяців або на місці виконання робіт більше двох тижнів їх прожарюють в електричній шафі протягом 1 год. Температура прожарювання повинна бути не нижче: для електродів типу 3-42 і 3-46— 180...200°С, електродів 3-42А і 3-50А* 300...350°С.

Для зварювання стиків залізобетонних конструкцій найчастіше застосовують ручне електродугове зварювання. При цьому використовують зварювальні трансформатори або генератори.

Для даного об'єкту встановлюють два трансформатори – СТШ-250. Діаметр електродів при ручному електрозварюванні залежить від положення шва і товщини зварювальних листів.

Величину зварювального струму вибирають залежно від марки і діаметра електрода, положення шва в просторі виду зварюваного з'єднання. Майстер, під наглядом якого виконують зварювальні роботи щоденно фіксує в спеціальному журналі дані про процес виконання зварювання .

6.2.8. Захист зварного з'єднання від корозії

Захист стиків залізобетонних конструкцій від впливу агресивного

зовнішнього середовища регламентують ДБН, ДСТУ.

Антикорозійний захист зварних швів і окремих ділянок металевих деталей виконують у процесі монтажу після зварювальних робіт до заповнення і герметизації швів. Перед нанесенням антикорозійного покриття поверхні закладних деталей, зв'язків і зварних швів очищають від залишків зварного шлаку, бризків металу та інших забруднень.

Найпростішим антикорозійним покриттям є фарбування поверхні лаками, фарбами і емалями в два-три шари. Одержало поширення покриття зварних швів цинковими протекторними грунтами на основі поліхлорвінілового лаку або епоксидної смоли, в такому складі: цинковий порошок — 65...75 %, поліхлорвініловий лак (епоксидна смола) — 35... 25%.

Ацетон використовують для знежирення поверхонь, які захищають. Цинковий протекторний грунт наносять на поверхню швів і закладних деталей пензлем у 2-3 шари, загальна товщина покриття при цьому складає від 5 до 4 мм.

Для захисту сталевих закладних деталей і зварних з'єднань використовують також антикорозійні обмазки: цементно-полістирольну, цементно-поліхлорвінілову, цементно-казеїнову.

Найпоширеніші в будівництві антикорозійні покриття — цинкові, цинк-алюмінієві і алюмінієві, їх наносять переважно портативними установками газополум'яного напилення порошкоподібних матеріалів УПН-6-63 (табл. 5.11) або ручними електрометалізаторами ЭМ-9, ЭМ-10-66, МЭС-2-65 та ін.

Перед нанесенням антикорозійного покриття способом газополум'яного напилення з поверхні зварного шва і закладних деталей видаляють ручними або механічними щітками зварний шлак, кіпоть, іржу, бруд. Поверхню очищають до металевого блиску і нагрівають до температури 250... 300 °С. На металеву поверхню, яку захищають, наносять порошок цинку або полімеру, який, проходячи через полум'я розпилюючої газової горілки, утворює щільне захисне покриття. Порошок цинку, цинко-алюмінієвого сплаву або полімеру повинен бути добре висушений і просіяний через сито з розміром чарунок

0,15x0,15 мм.

Цинкове покриття газополум'яним напиленням наносять в один шар, цинк-полімерне—в два: спочатку цинковий підшар, потім шар полімеру. Полімерне покриття також наносять у два шари. На ізоляцію 1 м² поверхні товщиною 0,1 мм витрачають 0,9...1 кг цинку.

При нанесенні антикорозійного покриття способом електродугової металізації поверхні зварних швів і закладних деталей очищають від зварного шлаку, іржі і обробляють піскоструминним апаратом до шорсткості, яка забезпечує надійне зчеплення покриття з основою.

Принцип роботи електрометалізаційних апаратів полягає у тому, що дві цинкові дробини, які знаходяться під струмом, при зіткненні розплавляються електричною дугою, а краплі металу розпилюються струменем стиснутого повітря. Використовують цинковий дріт діаметром 1,5 і 2 мм марок Ц1 і Ц2 (ГОСТ 13073—77*).

Цинкове покриття наносять у 2...3 шари при загальній товщині покриття 0,1...0,15 мм і в 3...4 шари — 0,15—0,2 мм.

Якість покриття вважають задовільною, якщо шар цинку має дрібнозернисту структуру, матову металеву поверхню без спучування, тріщин або інших дефектів, а також міцне зчеплення з основою. Товщину нанесеного шару перевіряють магнітними товщиномірами МТП-1 або ЛІТА-2. У процесі оцинкування особливо стежать за тим, щоб захисним шаром були щільно покриті кути і гострі грані деталей. Середня витрата цинку на 1 м² покриття складає близько 2 кг.

Роботи з антикорозійного захисту щоденно фіксують у журналі антикорозійних робіт і оформляють актами огляду схованих робіт.

6.2.9. Замонолічування стиків і швів між плитами покриття

Замонолічують стики тільки після перевірки правильності встановлення конструкцій, приймання зварних з'єднань, виконання антикорозійного захисту металевих деталей.

Розчин для замоноличування стиків приготують на швидкостверднучих портландцементях або портландцементях марки 400 і вище відповідно до проекту.

Рухливість розчину — не більше 10.,12 см. за осіданням стандартного конуса. Перед замоноличуванням стиків поверхні елементів очищають від сміття і бруду. Стики та шви замоноличують механізованим способом за допомогою розчинонасосів. Догляд за розчином у стиках і швах, контроль режиму витримання, а також контроль якості виконують згідно з ДБН.

Дані про роботи по замоноличуванню стиків і швів щоденно заносять у журнал бетонування стиків, який заповнює майстер і перевіряє виконроб.

6.3. Вимоги до якості і приймання робіт

Якість виконання монтажних робіт контролюють інженерно-технічні працівники будівельно-монтажної організації, технічного нагляду замовника, авторського нагляду проектної організації, інспекції державного архітектурно-будівельного контролю (ДАБК) згідно з вимогами ДБН і технологічними картами

При виконанні монтажних робіт перевіряють:

- відповідність збірних конструкцій проекту;
- правильність встановлення конструкцій відповідно до робочих креслень (вертикальність, горизонтальність, суміщення осей, товщина швів та ін);
- щільність їх примикання до опорної поверхні і одна до одної в межах допустимих відхилень;
- якість зварювання і заповнення стиків і швів;
- збереження конструктивних елементів і їх опорядження; виконання інших спеціальних вимог проекту.

Проміжному здаванню і прийманню схованих робіт підлягають такі конструкції і роботи:

2. опори і місця спирання конструкцій;

3. зварювання і захист сполучень елементів стиків від корозії;
4. герметизація стиків і швів тощо.

При прийманні змонтованих конструкцій пред'являють такі документи: паспорти на збірні конструкції, видані підприємством-виготовлювачем; сертифікати на матеріали, які застосовувались при монтажі; сертифікати на електроди, які використовувались при зварюванні; робочі креслення конструкцій з нанесенням на них усіх відхилень від проекту, що допущені в процесі монтажу і узгоджені з проектними організаціями; журнали монтажних, зварювальних, антикорозійних робіт, заповнення і герметизації стиків; акти проміжного приймання змонтованих конструкцій; акти при зварюванні і замонолічуванні стиків; дані про результати інструментальної перевірки конструкцій; опис дипломів і посвідчень електрозварників, які працювали при монтажі конструкції.

6.3.1. Калькуляція витрат праці машинного часу і заробітної плати на монтаж плит покриття

Калькуляція складається на весь обсяг робіт, передбачений технологічною картою, тобто на комплексний процес монтажу плит покриття будинку. Записують калькуляцію в пояснювальній записці у наведену нижче таблицю.

На основі таблиці технологічних розрахунків складають графік виконання робіт.

6.4 Матеріально-технічні ресурси

Підрахунки матеріально-технічних ресурсів подають у пояснювальній записці на весь обсяг робіт, передбачений технологічною картою. Запис ведуть у табличній формі:

Відомість потреби в інструменті, інвентарі і пристосуваннях

Таблиця 6.3

Найменування	Нормат. документ	Кіл-ть	Призначення
1	2	3	4
Траверса вантажопідйомністю 3 т	—	1	Піднімання плити
Чотиривітковий строп вантажопідйомністю 5 т	ГОСТ 25573 - 83 *	1	Піднімання бункера з розчином
Машина МЗС-1	—	1	Заповнення швів
Драбина з поручнями	—	2	Піднімання монтажників на покриття
Лом сталевий будівельний	ГОСТ 1405—83	1	Виконання монтажних операцій
Кувалда масою. 4.. .8 кг	ГОСТ 11402—	1	Теж
Молоток сталевий	ГОСТ 11042—83	1	Теж
Зубило слюсарне розміром 32X230 мм	ГОСТ 721 1-86 *	1	Очищення зварного шва
Щітка металева	ТУ 494-01-104-76	1	Теж
Рулетка сталевна РС-20	ГОСТ 7502—89	1	Контрольні
Метр складаний металевий РЖ-1	ГОСТ 427— 75*	1	Теж
Кельма типу КБ	ГОСТ 9533-81	2	Заповнення швів
Лопата сталевна	ГОСТ 19596—87	2	Те ж
Відро місткістю 10 л	—	2	»

Бункер для розчину місткістю 0,75 м ³	—	1	»
Ящик для інструменту і пристосувань	—	1	Зберігання інстру- менту і пристосу- вань
Канат прядив'яний ϕ 19 мм, довжиною 20 м	ГОСТ 483—75*	2	Для відтяжок
Пояс запобіжний	ТУ 34-09-10695-84	5	Забезпечення безпечної роботи монтажників
Каска захисна	ГОСТ 12.4.087—	6	Теж
Щиток захисний з	ГОСТ 12.4.035—		Електрозварюванн
Електродотримач	ГОСТ 1465 1—78	2	Теж
Електрозварювальний апарат	—	1	Теж

6.5. Техніка безпеки

Роботи з дотриманням безпечних методів монтажу, виробничих будівель із збірних елементів проводять відповідно до проекту виконання робіт і вимог ДБН монтажники проходять медичний огляд, спеціальну підготовку, здають іспити і одержують посвідчення на право виконання робіт. Вантажопідйомні машини і такелажні пристосування до початку роботи і в процесі експлуатації проходять технічний огляд. Особливу увагу приділяють стану канатів, вибраковування яких здійснюють за числом обривів дроту на довжині одного кроку звивки кожної сталки. Крок звивки визначають як

відстань між двома точками уздовж центральної осі канату, між яким розміщено стільки сталок, скільки їх є в поперечному перерізі канату.

Згідно з нормами Держгіртехнагляду, канати бракують при: обриві сталок; зменшенні початкового діаметра дроту внаслідок зносу або корозії на 40 % і більше;

Перед підніманням перевіряють масу будівельних конструкцій, справність стропів і пристосувань, відповідність перерізу стропів масі конструктивних елементів і вантажопідйомності крана на даному вильоті гака.

При підніманні конструкцій забороняється підтягувати їх при косому натягуванні канату або поворотом стріли крана; піднімати або відривати краном вантаж, який примерз до землі або заглиблений у землю; переміщати вантаж разом з людьми на ньому; перебувати або проходити під вантажем, який піднімають або опускають; залишати вантаж у підвішеному стані після закінчення роботи або під час перерви.

Команду на піднімання конструкцій подає бригадир або ланковий спеціальними сигналами (рухом рук, прапорців та ін.). Винятком є команда «Стій», яку може подати кожний член бригади, якщо він бачить, що подальша робота крана може призвести до аварії або падіння вантажу.

Для запобігання від розгойдування і ударів об змонтовані конструкції під час піднімання і перенесення, а також забезпечення наведення на проектну позначку збірні конструкції утримують і направляють за допомогою прядив'яних відтяжок, прикріплених до кінців конструктивного елемента до піднімання.

Особливої обережності і уваги потребують роботи з встановлення конструкцій на висоті. Верхолазні роботи (на висоті більше 5 м від поверхні або робочого помосту) виконують особи не молодші 18 років, які мають не нижче третього тарифного розряду, зі стажем роботи не менше одного року.

Перехід монтажників по встановлених конструктивних елементах, які не мають огорожі, не допускається. Рухатися по фермі або балці дозволяється тільки при наявності надійно закріпленого, туго натягнутого вздовж них на

висоті 1,2 м сталюого каната для закріплення карабіна запобіжного поясу.

Риштування і помости забезпечують огорожею на рівні I робочого місця висотою не менше 1 м. При монтажі збірних конструкцій суворо дотримуються черговості встановлення елементів, які передбачені проектом виконання робіт. Конструкції розстроповують тільки після надійного їх закріплення.

При виконанні зварювальних робіт забороняється підключати електрозварювальні апарати безпосередньо до силової або освітлювальної лінії електромережі. Довжина проводів між живильною мережею і пересувним зварювальним агрегатом для ручного дугового зварювання не повинно перевищувати 15 м.

Включають в електромережу і відключають від неї електрозварювальні апарати, а також ремонтують їх тільки електромонтери. Виконувати ці операції електрозварникам забороняється. Корпус зварювального трансформатора надійно заземлюють. Електрозварники повинні працювати в призначеному для цього спецодязі і спецвзутті. Вони забезпечуються шоломом-маскою або щитком з захисними скельцями для захисту обличчя і очей, а від опіків рук — рукавицями. У вологу погоду, крім спецодягу, електрозварникам видають діелектричні рукавички, калоші і килимки.

Електрозварники, які працюють на висоті, забезпечуються сумками для електродів і недогарків, кидати які, особливо з висоти, суворо забороняється. Не допускається виконувати зварювальні роботи на відкритому повітрі під час грози, дощу або снігопаду.

Монтажні крани встановлюють відповідно до проекту виконання робіт на безпечній відстані від діючих ліній електропередачі та відкосів котлованів і траншей .

Монтажні роботи припиняють при швидкості вітру 10...12 м/с і більше, при ожеледиці, сильному снігопаді, дощі.

6.6. Техніко - економічні показники

За даними калькуляції та графіка виконання робіт визначають такі техніко-економічні показники на прийнятий обсяг готової продукції:

- Затрати праці:
 - Нормативні: 42,77.-зм.
- Затрати машинного часу:
 - Нормативні: 7,41 маш.-зм.
- Заробітна плата робітників: 2386-54грн.-коп.
- Заробітна плата машиністів: 131-05 грн.-коп.
- Тривалість робіт: 15 змін.
- Виробіток одного робітника за зміну: 1,57т.
- Затрати на механізацію на весь обсяг робі: 2194-26 грн.-коп.
- Сума затрат на заробітну плату та механізацію:
~~258654~~ грн.-коп.

Техніко-економічні показники підраховують у пояснювальній записці і виносять на аркуш креслень у правому нижньому куті над штампом.

РОЗДІЛ 7
ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

7.1 Проектування будівельного генерального плану

Виконання великого об'єму капітального будівництва може здійснюватися введенням в дію нових потужностей промисловості будівельних матеріалів, широким введенням передової організації та технології будівельного виробництва. Головним напрямком будівництва є його індустріалізація.

Під індустріалізацією будівництва розуміють комплексно-механічний процес будівельно-монтажних робіт, які виконуються поточно або ритмічно на протязі року, з максимальною збірністю конструкцій, що використовуються, з масовим заводським виробництвом уніфікованих деталей, конструкцій, блоків та вузлів високого ступеня готовності.

Цивільне будівництво виконується з врахуванням основних вимог його організації:

- концентрація грошових, матеріальних та трудових ресурсів, що забезпечує дотримання норм тривалості будівництва;
- висока організаційно-технічна підготовка до будівництва;
- поточність, ритмічність та тривалість на протязі року будівельного виробництва;
- здійснення будівництва підрядним способом, в т.ч. в максимальному ступені організаціями, що спеціалізуються за галузями будівництва та видам робіт;
- точність монтажу збірних конструкцій встановлено ДБН;
- забезпечення високої якості будівельних та монтажних робіт.

Проектні та підрядні будівельно-монтажні організації повинні використовувати уніфіковані конструкції та деталі заводського виготовлення.

Потоковий метод будівництва є прогресивною та ефективною формою організації будівництва. Це такий метод при якому бригади робітників постійного складу, мають відповідний набір інструментів та машин, виконують одні й ті ж роботи, що максимально поєднані у часі на різних захватках та планомірно випускають закінчену будівельну продукцію.

Для утворення будівельного потоку необхідно:

- розділити складний виробничий процес по будівництву об'єкту на відповідні процеси.
- розділити працю між виконавцями та закріпити за ними ці процеси.
- створити виробничий ритм (тобто розділити весь фронт робіт на захватки та встановити на них однакову тривалість виконання кожного процесу).
- призначити черговість робіт на захватках так, щоб було максимально суміщено виконання різних процесів у часі та просторі (тобто створити так звану технологічну ув'язку виконання окремих процесів між собою).

Виконання окремих видів робіт повинно виконуватися на основі науково обумовлених технологічних правил та карт, що передбачають раціональну організацію їх виконання.

Визначними факторами в будівництві є фактори технологічного прогресу, що здійснює позитивний вплив на техніко-економічні показники будівництва та ведуть до росту продуктивності праці, тобто до зниження трудовитрат на одиницю будівельної продукції.

Поточний метод організації будівництва ґрунтується на принципах неперервності та рівномірності будівельного виробництва, що виражається в неперервному та рівномірному використанні матеріально-технічних ресурсів та неперервному, рівномірному випуску готової продукції. В результаті використання поточного метода виробництва робіт найбільш поєднуються в часі та просторі будівельно-монтажні роботи, підвищується майстерність та трудовіддача робітників, забезпечуються високі та стійкі темпи будівництва.

Особливості потокового будівництва є розбивка об'єкту, що будується на захватки, а комплекси будівельних та монтажних робіт – на цикли.

Спеціалізовані бригади постійного складу, що обладнані машинами та механізмами. Виконують визначений цикл робіт на всіх захватках,

переміщуючись строго за графіком з захватки на іншу. Кожна бригада, закінчуючи роботи на відведеній їй захватці, підготовляє її для виконання наступною бригадою нового циклу робіт.

На кожній захватці цикли робіт виконуються в визначеному порядку один за одним, що дозволяє максимально сумістити роботи у часі, виконуючи їх у темпі, що передбачений графіком виробництва будівельно-монтажних робіт.

При використанні в промисловому будівництві методу комплексного потоку в потік включають зведення всіх будівель та споруд, інженерних мереж та доріг, що входять до складу даного підприємства. В цьому випадку поточним методом необхідно виконувати всі види робіт, включаючи монтаж технологічного, транспортного, електротехнічного та санітарно-технічного обладнання.

Підбір крану проводимо за наступними характеристиками:

- висота будівлі становить 55 м;
- максимальний виліт стріли 40 м;
- максимальна вантажопідйомність крана становить 2т (баддя 1м³).

Приймаємо кран J85 (JASO) для вказаних характеристик.

7.2 Розрахунок тимчасових будівель та споруд

Розрахунок тимчасових будівель та споруд адміністративно-господарського та санітарно-побутового призначення.

Необхідність будівництва в тимчасових будівлях та спорудах адміністративно-господарського та санітарно-побутового призначення визначається кількістю робочих, службовців та інженерно-технічних робітників на об'єкті будівництва.

З метою економії необхідно прагнути до зменшення об'єму тимчасового будівництва, використовуючи з цією метою існуючі постійні будівлі та споруди, які будуть знесені. При відсутності вказаних можливостей використовують пересувні, перевізні та збірно-розбірні будівлі.

Розрахунок зводимо в таблицю 7.1

Таблиця 7.1

Розрахунок тимчасових будівель та споруд

Найменування будівель і споруд	Розрахункова кількість працюючих	Норма на одного робітника, м ²	Площа за розрах. м ²	Прийнята площа, м ²	Тип будівлі	Висота будівлі	Кіль-сть будівель
Санітарно-побутові приміщення:							
гардероби з умивальниками:							
чоловічі	48	1.0	48.0	48.0	пересувна	2.4	1
жіночі	6	1.0	6.0	6.0	пересувна	2.4	1
Приміщення для приймання їжі	54	1.0	54.0	54.0	зб/розб	2.7	1
Душові:							
чоловічі	48	0.57	27.4	28.0	зб/розб	2.7	1
жіночі	6	0.57	3.42	4.0	зб/розб	2.7	1
Медпункт	54	0.23	12.42	13.0	пересувна	2.4	1
Туалет	54	0.1	5.4	6.0	зб/розб	2.0	3
Приміщення для просушування одягу та взуття	54	0.1	5.4	6.0	контейн.	2.0	1
Адміністративно-господарські приміщення:							
Контора виконроба	1	4	4	4	пересувна	2.4	1
Контора субпідрядника	1	4	4	4	пересувна	2.4	1
Прохідна	-	-	8.0	8	зб/розб	2.7	1
Майстерня	-	-		20	контейн.	2.4	1

Комора	-	-		18	контейн.	2.4	1
--------	---	---	--	----	----------	-----	---

7.3 Розрахунок потреб у воді

В умовах будівництва вода витрачається на виробничі, господарсько-побутові потреби і на тушіння можливих пожеж.

1) Максимальні секундні витрати води на виробничі потреби :

$$Q_{\text{вир}} = (P_{\text{зм}} \cdot q_{\text{вир}} \cdot k) / (3600 \cdot t) \quad (7.1)$$

$P_{\text{зм}}$ — об'єм робіт за зміну ;

$q_{\text{вир}}$ — питома виробнича норма витрати води ;

k — коефіцієнт годинної нерівномірності ;

t — число годин роботи, до якої віднесено витрати води.

а) бетонні роботи : $P_{\text{зм}} \cdot q_{\text{вир}} = 6.2 \cdot 200 = 1240$ л.

б) штукатурні роботи : $P_{\text{зм}} \cdot q_{\text{вир}} = 713 \cdot 8 = 5704$ л.

$$Q_{\text{вир}} = (6944 \cdot 1,5) / (3600 \cdot 8) = 0,36 \text{ л/с.}$$

2) Максимальні секундні витрати води на господарсько-побутові потреби :

$$Q_{\text{гос}} = (N_{\text{мах}} \cdot q_{\text{год}} \cdot k) / (3600 \cdot t) \quad (7.2)$$

$N_{\text{мах}}$ — мах кількість робочих за зміну ;

$q_{\text{год}}$ — годинна норма витрати води одним робітником ;

k — коефіцієнт годинної нерівномірності потреби води;

$t=1$ — число годин роботи ;

$$Q_{\text{гос}} = (54 \cdot 30 \cdot 1,0) / (3600 \cdot 1) = 0,45 \text{ л/с.}$$

3) Секундні витрати води на пожежегасіння : $Q_{\text{пож}} = 10$ л/с.

4) Загальні секундні витрати води протягом доби на будівництві об'єкту:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{гос}} + Q_{\text{пож}} = 10,81 \text{ л/с.}$$

5) Діаметр труб водопроводу визначаємо :

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q \cdot 1000}{\pi \cdot v}} \text{ мм} \quad (7.3)$$

$v = 2,0$ м/с – швидкість руху води по трубах ;

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 10.81 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2,0}} = 82,9 \text{ мм.}$$

Приймаємо $d=84$ мм.

Тимчасову водопровідну сітку в умовах будівельної площадки встановлюємо зі сталених труб діаметром 84 мм, з заглибленням в землю на 30 см.

7.4 Календарний план-графік виконання робіт

Календарний план будівництва окремого об'єкту розробляється в розділі ПВР на стадії робочої документації. Він є основним документом, по якому здійснюється керівництво і контроль за ходом БМР.

Календарний план складається з двох частин - розрахункової і графічної.

У розрахунковій частині вказуються :

- 1) перелік і об'єми робіт в їх технологічній послідовності;
- 2) трудомісткість даних робіт;
- 3) вживані механізми;
- 4) склад спеціалізованих і комплексних бригад;
- 5) кількість змін.

Графічна частина відображає технологічний взаємозв'язок всіх видів робіт і визначає тривалість кожного будівельного процесу, а також будівництва в цілому.

Початковими даними для складання календарного плану служили креслення архітектурно-планувальної і конструктивної частин, об'єми будівельно-монтажних робіт, будівельний об'єм будівлі, прийняті методи виробництва робіт і механізми, трудомісткість робіт і витрати машинного часу, поверховість, конфігурація і розміри будівлі і так далі.

Самим трудомістким процесом є влаштування монолітних конструкцій, він триває 11 місяців. Загальна тривалість – 16 місяців. Зниження тривалості зведення будівлі послужило поєднання деяких робіт: пристрій відмостки і зведення останнього поверху кам'яної кладки; установка віконних і дверних блоків і зведення останнього поверху кам'яної кладки; штукатурка і обробка стель під фарбування.

РОЗДІЛ 8

ОХОРОНА
НАВКОЛИШНЬОГО
СЕРЕДОВИЩА

8.1 Визначення факторів екологічної небезпеки проектує мого об'єкту на стан навколишнього середовища

Будівельний майданчик під майбутню споруду потрібно обладнати з врахуванням екологічних вимог, що викладені в законі України 25 червня 1991р №1264-ХІІ “Про охорону навколишнього природного середовища, а також розроблені відповідно до нього Земельний, Водний, Лісовий кодекси, Закони “Про охорону атмосферного повітря”, “Про відходи”, “Про поводження з радіоактивними відходами”.

При оцінці впливів на навколишнє середовище, виділяють такі його компоненти:

- повітряне середовище
- клімат і мікроклімат
- водне середовище
- геологічне середовище
- ґрунти
- рослинний і тваринний світ, заповідні об'єкти

Повітряне середовище

Значного негативного впливу під час будівництва зазнає атмосферне повітря. Розглянемо деякі найбільш суттєві фактори його забруднення:

- запилення при розвантажувальних та завантажувальних роботах;
- робота автотранспорту з несправними двигунами;
- простоювання транспорту при завантажувальних та розвантажувальних роботах з ввімкненими двигунами;

- неорганізовані джерела викидів (в місцях зберігання сипучих будівельних матеріалів).

Біля 40% всіх шкідливих речовин, що потрапляють в атмосферу – це викиди забруднюючих речовин машин. Діоксид вуглецю та оксид вуглецю, вуглеводні сполуки, оксид азоту і сірки - становлять найбільшу частину цих викидів, саме вони дуже негативно впливають на повітряне середовище.

Водне середовище:

Під час будівництва на будівельному майданчику накопичується велика кількість різноманітних домішок, наприклад під час виготовлення бетонної суміші в процесі бетонування, заливки колон, плит перекриття, фундаменту, стін. А потім під час дощу частина домішок змиваються у лівневу каналізацію та ґрунти, а більша частина виноситься на за межі будівельного майданчику поверхневим стоком вод.

Ґрунти:

Тверді та тверді відходи будівництва, являються основними забруднювачами ґрунту, а саме розчинники та масло, які потрапляють під час миття будівельного обладнання та машин. Більшість цих речовин потрапляють до ґрунту з поверхневим стоком талих та зливних вод. А також під час будівництва є велика необхідність спорудження трубопроводів, цих самими виникає порушення земного покриву в зоні будівництва, знімання родючого шару ґрунту, розчищення від рослинності. Підземні прокладання інженерних комунікацій і наземні, пристрій опор і фундаментів під них, тим самим порушуючи цілісність ґрунту.

Рослинний і тваринний світ, заповідні об'єкти :

Рослинний покрив на ділянці будівництва відсутній , рослинний шар ґрунту представлений піском з домішками будівельного сміття , а також заасфальтованою частиною ділянки.

8.2 Аналіз впливу техногенних чинників від об'єкту на навколишнє природне середовище згідно теми диплому

Вплив на атмосферу.

Як відомо жодне будівництво не може обійтися без використання різних видів машин і механізмів більшість з яких шкідливо впливає на навколишнє середовище. Шум безпосередньо супроводжує майже всі процеси які виконуються на будівельному майданчику . Оскільки будівля розважального комплексу будується в межах житлової зони особливу увагу слід звертати на зниження шуму в джерелі його утворення. Шумове забруднення навколишнього середовища від транспортних засобів виходять далеко за межі будівельного майданчика (доставка до місця роботи матеріалів , конструкцій , обладнання і т. д). При перевезенні шум може з'явитися не тільки від самої машини , але й від недостатнього закріплення вантажу , із-за відсутності прокладок і т. д. Сильний шум чути з будівельної площадки , коли на ній працюють механізми з двигунами внутрішнього згорання , особливо компресори .

Заходи які використовують для зниження шуму, це заміна пристроїв з двигунами внутрішнього згорання на електропровідні (компресори , екскаватори , бульдозери). При неможливості такої заміни встановлюють глушники на вихлопні труби машини з двигунами внутрішнього згорання , що знижує шум на 5д БА в середньому.

Всі види будівництва пов'язані один з одним єдиною технологічною ланкою та джерелами отримання сировини , це дозволяє краще вирішувати питання планування житлових районів , зведення автомобільних доріг, утилізації та переробки відходів. При цьому

раціонально використовується сировина та матеріали , що веде до зменшення забруднюючих природу викидів. Самими ефективними та раціональними засобами по захисту повітряного середовища від викидів газу та пилу під час будівництва , являється технологічні підприємства , які забезпечують виключення викидів шкідливих речовин , що досягається як покращенням самого технологічного процесу , так і герметизацію обладнання та апаратури . Герметичність – обладнання – необхідна умова сучасного будівництва . При транспортуванні та збереженні сипучих будівельних матеріалів та порошкових будівельних матеріалів їх влаштовують в спеціально пристосованих складських приміщеннях .

Більшість будівельних механізмів і практично весь автотранспорт роблять на двигунах внутрішнього згорання . Склад вихлопних газів залежить від багатьох факторів , важливішим з яких являється вид та якість пального , тип двигуна , режим його роботи та навантаження , технічний стан та кваліфікація водія . Вважають , що справний , добре відрегульований двигун викидає в повітря в 10 раз менше окису вуглеводу, чим несправний або не відрегульований . Також під час будівництва використовують механізми з дизельними двигунами замість карбюраторних бензинових . Це дозволяє використовувати більш дешеве паливо та знизити його витрати на 20-30%. В нових дизель двигунах відсутні характерні для цього типу двигунів задимленість , повільність та шумність .

Вплив на ґрунти та водне середовище.

Нафтопродукти та зважені речовини надходять у поверхневі водойми зі стічними водами та лівневої каналізації від будівельного процесу.

А також крім нафтопродуктів та зважених частинок, від

будівельного майданчику у поверхневих стоках є важкі метали (свинець, кадмій), а також хлориди, які в свою чергу застосовуються для боротьби з ожеледицею в зимовий період часу.

Хімічні речовини, особливо метали накопичуються в ґрунті, охоче вживаються рослинами і саме через них по харчовому ланцюгу потрапляють в організм тварини та людини. Частина цих речовин потрапляють у річки, водойми а потім вже через питну воду можуть також опинитися в організмі людини.

8.3 Розрахунок концентрації шкідливих речовин та рівнів енергетичних забруднень, які мають місце під час експлуатації об'єкту, що проектується

Розрахувати концентрації шкідливих речовин, які викидаються котельнею в атмосферне повітря. Котельня розташована на рівній відкритій місцевості у Київській області.

- число димових труб $N = 1$;
- висота димової труби $H = 40$ м;
- діаметр отвору труби $D = 1,5$ м;
- швидкість виходу газоповітряної суміші $V_0 = 6$ м/с;
- температура газоповітряної суміші $t_r = 120^\circ \text{C}$;
- температура навколишнього повітря $t_n = 20^\circ \text{C}$;
- викид двоокису сірки $M_{\text{SO}_2} = 22$ г/с;
- викид золи $M_z = 3,6$ г/с;
- викид окислів азоту (в перерахунку на двоокис азоту) $M_{\text{NO}_2} = 5$ г/с.

Рішення:

Максимальне значення приземної концентрації C_M , мг/м³, визначається за

формулою:

$$C_M = \frac{A \cdot M \cdot F \cdot m \cdot n \cdot \eta}{H^2 \cdot \sqrt[3]{Q_{\Delta T}}}$$

2. Згідно з п. 9.1.1:

- коефіцієнт $A = 200$ (Київська область знаходиться південніше 50° північної широти);
- коефіцієнт, який враховує вплив рельєфу місцевості, $\eta = 1$ (місцевість рівна);
- коефіцієнт, який враховує швидкість осідання речовин, $F = 1$ (для двоокису сірки і окислів азоту) і $F = 3$ (для золи при відсутності золоочищення).

3. З додатку Б знаходимо максимальні разові гранично допустимі концентрації (ГДК):

- двоокису сірки – $0,5$ мг/м³;
- золи – $0,5$ мг/м³;
- окислів азоту – $0,085$ мг/м³;

4. Знаходимо об'єм газоповітряної суміші за формулою

$$Q_{ic} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot V_0 = \frac{3,14 \cdot 1,5^2}{4} \cdot 6 = 10,6 \text{ (м}^3/\text{с)}.$$

Перегрів ΔT , °C, газоповітряної суміші:

$$\Delta T = t_r - t_n = 120 - 20 = 100$$

6. За формулами (9.5)...(9.8) знаходимо параметри:

$$f = 1000 \cdot \frac{V_0^2 \cdot D}{H^2 \cdot \Delta T} = 1000 \cdot \frac{6^2 \cdot 1,5}{40^2 \cdot 100} = 0,34$$

$$V_m = 0,653 \sqrt{\frac{Q \cdot \Delta T}{H}} = 0,653 \sqrt{\frac{10,6 \cdot 100}{40}} = 1,94$$

$$V_i' = 1,3 \frac{V_0 \cdot D}{H} = 1,3 \frac{6 \cdot 1,5}{40} = 0,29$$

$$f_e = 800 \cdot (V_i')^3 = 800 \cdot (0,29)^3 = 20$$

7. За формулами знаходимо, відповідно, параметри m і n

$$m = \frac{1}{0,67 + 0,1\sqrt{f} + 0,34\sqrt[3]{f}} = \frac{1}{0,67 + 0,1\sqrt{0,34} + 0,34\sqrt[3]{0,34}} = 0,51,$$

$$n = 0,532 \cdot V_i^2 - 2,13 \cdot V_i + 3,13 = 0,532 \cdot 1,94^2 - 2,13 \cdot 1,94 + 3,13 = 1,0.$$

8. Знаходимо небезпечну швидкість вітру U_m , м/с, за формулою (9.21),

тобто:

$$U_i = V_i = 1,94.$$

Параметр d визначаємо за формулою (9.19):

$$d = \frac{4,95 V_i}{1 + 0,28\sqrt[3]{f}} = \frac{4,95 \cdot 1,94}{1 + 0,28\sqrt[3]{0,34}} = 11,5.$$

Розрахунок концентрації двоокису сірки

9. Максимальна концентрація $C_i^{SO_2}$, мг/м³ (за формулою п.1):

$$C_i^{SO_2} = \frac{200 \cdot 22 \cdot 1 \cdot 0,51 \cdot 1 \cdot 1}{40^2 \cdot \sqrt[3]{10,6 \cdot 100}} = 0,14.$$

11. Відстань $X_i^{SO_2}$, м, на якій концентрація двоокису сірки досягає максимального значення, знаходимо за формулою:

$$X_M^{SO_2} = \frac{5-F}{4} \cdot d \cdot n = \frac{5-1}{4} \cdot 11,5 \cdot 40 = 460$$

12. Коефіцієнт S_1 для відстані X знаходимо за формулами

$$X = 50 \text{ м}, X/X_M = 0,11;$$

$$S_1 = 3 \left(\frac{X}{X_M} \right)^4 - 8 \left(\frac{X}{X_M} \right)^3 + 6 \left(\frac{X}{X_M} \right)^2 = 3 \cdot (0,11)^4 - 8 \cdot (0,11)^3 + 6 \cdot (0,11)^2 = 0,063$$

$$X = 100 \text{ м}, X/X_M = 0,217;$$

$$S_1 = 3 \cdot (0,217)^4 - 8 \cdot (0,217)^3 + 6 \cdot (0,217)^2 = 0,21$$

$$X=200\text{м}, X/XM = 0,435;$$

$$S_1 = 3 \cdot (0,435)^4 - 8 \cdot (0,435)^3 + 6 \cdot (0,435)^2 = 0,585$$

$$X=400\text{м}, X/XM=0,87;$$

$$S_1 = 3 \cdot (0,87)^4 - 8 \cdot (0,87)^3 + 6 \cdot (0,87)^2 = 0,991$$

$$X=1000\text{м}, X/XM = 2,17;$$

$$S_1 = \frac{1,13}{0,13 \cdot (X/X_1)^2 + 1} = \frac{1,13}{0,13 \cdot 2,17^2 + 1} = 0,7$$

$$X=3000\text{м}, X/XM = 6,52;$$

$$S_1 = \frac{1,13}{0,13 \cdot (X/X_1)^2 + 1} = \frac{1,13}{0,13 \cdot (6,52)^2 + 1} = 0,173$$

13. Концентрація C^{SO_2} , мг/м³, на відстанях X буде рівна (формула (9.30)):

$$X=50\text{м}, C^{SO_2} = S_1 \cdot C_1^{SO_2} = 0,063 \cdot 0,14 = 0,009$$

$$X=100\text{м}, C^{SO_2} = 0,21 \cdot 0,14 = 0,03$$

$$X=200\text{м}, C^{SO_2} = 0,585 \cdot 0,14 = 0,082$$

$$X=400\text{м}, C^{SO_2} = 0,991 \cdot 0,14 = 0,139$$

$$X=1000\text{м}, C^{SO_2} = 0,7 \cdot 0,14 = 0,098$$

$$X= 3000 \text{ м}, C^{SO_2} = 0,173 \cdot 0,14 = 0,024$$

Розрахунок концентрації окислів азоту:

14. Розрахунок C^{NO_2} виконується аналогічно розрахунку C^{SO_2} .

Концентрації C^{NO_2} та C^{SO_2} зв'язані співвідношенням:

$$C^{NO_2} = C^{SO_2} \cdot \frac{M_{NO_2}}{M_{SO_2}} = C^{SO_2} \cdot \frac{5}{22} = 0,227 \cdot C^{SO_2}$$

Тоді максимальна концентрація окислів азоту також буде на відстані 460 м від труби і буде рівна $C_1^{NO_2} = 0,227 \cdot C_1^{SO_2} = 0,227 \cdot 0,14 = 0,032$ мг/м³, що не перевищує $C_{ЛМБ}^{NO_2} = 0,085$ мг/м³.

Розрахунок концентрації золи

15. Максимальна концентрація золи C_i^f , мг/м³, знаходиться за формулою або із співвідношення:

$$N_i^f = N_i^{SO_2} \cdot \frac{M_f}{M_{SO_2}} \cdot F = 0,14 \cdot \frac{3,6}{22} \cdot 3 = 0,069$$

що значно менше максимальної разової гранично допустимої концентрації ($C_{гж}^a = 0,5$ мг/м³).

16. Відстань X_i^f , м, на якій концентрація золи буде максимальною, знаходимо за співвідношення:

$$X_i^f = X_i^{SO_2} \cdot \frac{5-F}{4} = 460 \cdot \frac{5-3}{4} = 230$$

17. Коефіцієнт S_1 для відстані X знаходимо за формулами

$$X=50м, X/XM=0,217;$$

$$S_1 = 3 \left(\frac{X}{X_i} \right)^4 - 8 \left(\frac{X}{X_i} \right)^3 + 6 \left(\frac{X}{X_i} \right)^2 = \\ = 3 \cdot (0,217)^4 - 8 \cdot (0,217)^3 + 6 \cdot (0,217)^2 = 0,21;$$

$$X=100м, X/XM=0,435;$$

$$S_1 = 3 \cdot (0,435)^4 - 8 \cdot (0,435)^3 + 6 \cdot (0,435)^2 = 0,585;$$

$$X=200м, X/XM=0,87;$$

$$S_1 = 3 \cdot (0,87)^4 - 8 \cdot (0,87)^3 + 6 \cdot (0,87)^2 = 0,991;$$

$$X=400м, X/XM=1,74;$$

$$S_1 = \frac{1,13}{0,13 \cdot (X/X_i)^2 + 1} = \frac{1,13}{0,13 \cdot (1,74)^2 + 1} = 0,81;$$

$$X=1000м, X/XM=4,35;$$

$$S_1 = \frac{1,13}{0,13 \cdot (4,35)^2 + 1} = 0,33;$$

$$X=3000\text{м}, X/XM = 13;$$

$$S_i = \frac{1}{0,1(X/X_i)^2 - 2,47(X/X_i) + 178} = \frac{1}{0,1 \cdot 13^2 + 2,47 \cdot 13 - 17,8} = 0,032$$

18. Концентрацію золи C_i^f , мг/м³, на відстані X знаходимо за формулою (9.30):

$$X=50\text{м}, C^f = S_i \cdot C_i^f = 0,063 \cdot 0,14 = 0,009$$

$$X=100\text{м}, C^f = 0,585 \cdot 0,069 = 0,0404$$

$$X=200\text{м}, C^f = 0,991 \cdot 0,069 = 0,0684$$

$$X=400\text{м}, C^f = 0,81 \cdot 0,069 = 0,0559$$

$$X=1000\text{м}, C^f = 0,33 \cdot 0,069 = 0,0228$$

$$X= 3000 \text{ м}, C^f = 0,032 \cdot 0,069 = 0,0022$$

8.4 Методи та засоби захисту навколишнього середовища від впливу техногенних чинників

Заходи по охороні повітряного середовища.

Архітектурно-планувальні рішення є рішучим заходом з захисту повітря від шкідливого впливу забруднюючих речовин. Це включатиме в себе влаштування великої кількості зелених насаджень, вони поглинатимуть пил та газоподібні домішки.

Частину земель яка була використана під час будівництва застосовують для благоустрою території розважального комплексу, насадження дерев , квітів. Відомо що 10 кг листя в період х червня по листопад поглинають таку кількість сірчаного газу: липа -100 г, тополь 180 г, береза 90г, клен 20-30 г.

Заходи по охороні водного середовища

Вирішення проблеми забруднення навколишнього середовища при будівництві комунікацій базується на екологічних, біологічних, економічних та інженерно-технічних дослідженнях.

Виробничі та побутові стоки будівельного майданчику, не повинні

забруднювати навколишнє середовище.

Відведення побутових стоків від тимчасових будівель та споруд передбачається здійснювати закритим способом в систему діючої каналізації.

Поверхневі води з території будівництва відкритими лотками проїжджої частини відводяться, після чого очищені води збираються в резервуар, перелив з резервуару скидається в стан накопичувач і далі очищені стоки використовуються для поливу території.

Заходи по охороні ґрунтового середовища.

Для того, щоб запобігти зарудненню ґрунту та води відпрацьованими продуктами діяльності механізмів та машин, під час будівництва, планується використання пристроїв механізованої та автоматизованої заправки машин та організація віпрацьованих масел, а при зміні масла сезону - відправка їх на регенерацію.

Запроектована технологія виробництва, зводить до нуля показник потрапляння в ґрунт шкідливих речовин

На території будівництва передбачається розташування майданчику, який буде облаштований контейнерами для збирання твердих побутових відходів та контейнери для сміття.

На весь час будівництва планується погляд та утримання в належному стані прилеглих до будівельного майданчику територій та очистка під'їзних доріг, а також вивіз сміття на сміттєзвалище.

В пунктах технічного обслуговування механізмів та машин буде встановлено ємкості для збору відпрацьованих нафтопродуктів.

Територія будівництва після завершення будівельних робіт упорядковується та озеленюється

РОЗДІЛ 9
ОХОРОНА ПРАЦІ

9.1 Небезпечні та шкідливі виробничі чинники при будівництві розважального комплексу у місті Буча

Шкідливий виробничий фактор виробничий, фактор, вплив якого може призвести до погіршення стану здоров'я зниження працездатності працівника. Небезпечний виробничий фактор — виробничий фактор, дія якого за певних умов може призвести до травм або іншого раптового погіршення здоров'я працівника.

Відповідно до ПХТ 12.0.003-74 небезпечні та шкідливі фактори за природою дії поділяються на такі групи: фізичні, хімічні, біологічні та психофізіологічні.

До фізичних небезпечних та шкідливих виробничих факторів належать:

- рухомі машини та механізми;
- пересувні частини виробничого устаткування;
- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;
- підвищена чи знижена температура поверхонь устаткування, матеріалів чи повітря робочої зони;
- підвищений рівень шуму, вібрацій, інфразвукових коливань, ультразвуку, іонізуючих випромінювань, статичної електрики, електромагнітних випромінювань, ультрафіолетової чи інфрачервоної радіації;
- підвищені чи знижені барометричний тиск, вологість, іонізація та рухомість повітря;
- небезпечне значення напруги в електричному колі; підвищена напруженість електричного чи магнітного полів;
- відсутність чи нестача природного світла;
- недостатня освітленість робочої зони; підвищена яскравість світла; пряме та відбите випромінювання, що створює засліплюючу дію.

9.2 Організаційні та технічні засоби по усуненню небезпечних та шкідливих виробничих чинників при будівництві

Діюча система охорони праці (трудове законодавство, виробнича санітарія і техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітникам - будівельникам, підвищення культури виробництва, безпека робіт і їхнє полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці. Створення безпечних умов праці в будівництві тісно зв'язано з технологією й організацією виробництва.

У будівництві керуються ДБН , що містить перелік заходів, що забезпечують безпечні методи виробництва будівельних і монтажних робіт. Допуск до роботи знову прийнятих робітників здійснюється після проходження ними загального інструктажу з техніки безпеки, а також інструктажу безпосередньо на робочому місці. Крім цього, робітники навчаються безпечним методам робіт протягом трьох місяців із дня надходження, після чого одержують відповідні посвідчення. Перевірка знань робітників техніки безпеки проводиться щорічно.

Відповідальність за безпеку робіт покладена в законодавчому порядку на технічних керівників будівництв - головних інженерів і інженерів по охороні праці, виконавців робіт і будівельних майстрів. Керівники будівництва зобов'язані організувати планування заходів щодо охорони праці і протипожежній техніці і забезпечити проведення цих заходів у встановлений термін.

Усі заходи щодо охорони праці здійснюються під безпосереднім державним наглядом спеціальних інспекцій (котлонадзора, держгортехнадзора, гірської, газової, санітарної і технічної, пожежної).

Для забезпечення безпечних умов виробництва земляних робіт необхідно дотримувати наступні основні умови безпечного провадження робіт. Земляни роботи зоні розташування діючих підземних комунікацій можуть вироблятися тільки з письмового дозволу організацій, відповідальних за експлуатацію. Технічний стан землерийних машин повинний регулярно перевірятися зі своєчасним усуненням виявлених несправностей. Екскаватор під час роботи необхідно розташовувати на спланованому місці. Під час

роботи екскаватора забороняється перебування людей у межах призми обвалення й у зоні розвороту стріли екскаватора.

Завантаження автомобілів екскаватором здійснюється так, щоб ківш подавався з бічної чи задньої сторони кузова, а не через кабіну водія. Пересування екскаватора з завантаженим ковшем забороняється.

До монтажу збірних конструкцій і виробництву допоміжних такелажних робіт допускаються робітники, що пройшли спеціальне навчання і досягли 18-літнього віку. Не рідше одного разу в рік повинна проводитися перевірка знань безпеки методів робіт у робочих і інженерно-технічних працівників адміністрацією будівництва. Основні рішення по охороні праці, передбачені в проекті організації робіт, повинні бути доведені до відома монтажників.

До монтажних робіт на висоті допускаються монтажники, що пройшли один раз у році спеціальний медичний огляд. При роботі на висоті монтажники оснащуються запобіжними поясами. Під місцями виробництва монтажних робіт рух транспорту і людей забороняється. На всій території монтажної площадки повинні бути встановлені покажчики робочих проходів і проїздів і визначені зони, небезпечні для проходу і проїзду. При роботі в нічний час монтажна площадка висвітлюється прожекторами. До початку робіт повинна бути перевірена справність монтажного і піднімального устаткування, а також захватних пристосувань. Вантажопідйомні механізми перед пуском їх в експлуатацію випробують відповідальними особами технічного персоналу будівництва зі складанням акта відповідно до правил інспекції Держмісттехнагляду. Такелажні і монтажні пристосування для підйому вантажів слід випробувати вантажем, що перевищує на 10% розрахунковий, і постачати бирками з вказанням їхньої вантажопідйомності. Усі захватні пристосування систематично перевіряють у процесі їхнього використання з записом у журналі.

Залишати підняті елементи у висячому положенні на гаку крана на час обідніх і інших перерв категорично забороняється.

При виробництві електрозварювальних робіт слід строго дотримуватися

діючих правил електробезпеки і виконувати вимоги по захисту людей від шкідливого впливу електричної дуги зварювання.

Робітники - муляри крім вступного інструктажу й інструктажу на робочому місці повинні пройти навчання безпечним способам роботи з відповідного програмі. Робочі місця мулярів обладнаються необхідними захисними і запобіжними пристроями і пристосуваннями, у тому числі огороженнями. Відкриті прорізи в стінах і перекриттях відгороджуються на висоту не менш одного метра. Одночасне провадження робіт у двох і більш ярусах по одній вертикалі без відповідних захисних пристроїв неприпустимо. Кладка кожного ярусу стіни виконується з розрахунком, щоб рівень кладки після кожного переміщення був на один - два ряди вище робочого настилу. При кладці стін із внутрішніх примостів периметрі будинку встановлювати зовнішні захисні козирки. Перший ряд козирків установлюють не вище 6 метрів від рівня землі і не знімають до закінчення кладки всієї стіни. Другий ряд козирків установлюють на 6-7 метрів вище першого і переставляють через поверх, тобто через 6-7 метрів. Ширина захисного козирка повинна бути не менш 1,5 м. Площина козирка повинна складати з площиною стіни кут 70 градусів. Зберігати матеріали і ходити на козирках забороняється. Ліси і підмостки необхідно робити міцними і стійкими. Настили лісів і риштування, а також драбини обгороджують міцною поручч висотою не менш 1 метра і бортовою дошкою висотою не менш 15 см. Настили лісів і риштування треба регулярно очищати від будівельного сміття, а в зимовий час від снігу і льоду і посипати піском. При пристрої покрівлі з рулонних матеріалів і варінню мастики необхідно дотримувати особливу обережність щоб уникнути опіків гарячим в'язким розчином (бітум, мастика). Казани для варіння мастик варто встановлювати на особливо відведених для цього й обгороджених площадок, вилучених від найближчих спалених будинків не менш чим на 25 метрів. Запас сировини і палива повинний знаходитися на відстані не менш 5 метрів від казана. Усі проходи і драбини, по яких виробляється підношення мастик, а також робочі місця, устаткування, механізми, інструмент і т.д. впливає

безпосередньо перед роботою оглянути й очистити від залишків мастики, бітуму, бетону, сміття і бруду, а узимку від снігу і полою і посипати доріжки піском. Робітники, зайняті підношенням мастики, повинні надягати щільні рукавиці, брезентові костюми і шкіряне взуття. При ожеледі, густому тумані, вітрі понад 6 балів, зливовому чи дощі сильному снігопаді ведення покрівельних робіт не дозволяється.

Робота з оштукатурювання усередині приміщення як безпосередньо з підлоги, так і з інвентарного чи риштовання пересувних верстатів. Підмости повинні бути міцними і стійкими. Усі робітники, що мають справу зі штукатурними розчинами, забезпечуються спецодягом і захисними пристосуваннями (респіраторами, окулярами і т.д.). Місце растровонасосов і робоче місце оператора повинні бути зв'язані справно діючою сигналізацією. Розчинонасоси, компресори і трубопроводи піддаються іспиту на півторакратний робочий тиск. Справність устаткування перевіряють щодня до початку робіт. Тимчасова переносна електропроводка для внутрішніх штукатурних робіт повинна бути зниженої напруги - не більш 36 вольт.

При виробництві малярських і шпалерних робіт необхідно виконувати наступні вимоги по охороні праці.

Фарбування методом пневматичного розпилення, а також швидко сохнучими лакофарбовими матеріалами, що містять шкідливі летучі розчинники, виконується з застосуванням респіраторів і захисних окулярів. Необхідно стежити, щоб при роботі з застосуванням сикативів, швидкосохнучих лаків і олійних фарб приміщення добре провітрювалися. При застосуванні нітрофарб повинне бути забезпечене наскрізне провітрювання. Перебування робітників у приміщенні, свіжопофарбованому масляними і нітрофарбами, більш 4-х годин неприпустимо. Всі апарати і механізми, що працюють під тиском, повинні бути випробувані і мати справні манометри і запобіжні клапани.

Поліпшення організації виробництва, створення на будівельному майданчику умов праці, що усувають виробничий травматизм, професійні

захворювання й забезпечуючих нормальні санітарно - побутові умови - одна з найважливіших задач, від успішного рішення якої залежить подальше підвищення продуктивності праці на будівництвах.

В обов'язку адміністрації будівельних організацій по охороні праці входять:

5. дотримання правил по охороні праці, здійснення заходів щодо техніки безпеки і виробничої санітарії,

6. розробка перспективних планів і угод колективних договорів по поліпшенню й оздоровленню умов праці,

7. забезпечення працюючих спецодягом, спецвзуттям, засобами індивідуального захисту,

8. проведення інструктажів і навчання робітників правилам техніки безпеки,

9. організація пропаганди безпечних методів праці, забезпечення будівельних об'єктів плакатами, попереджувальними написами і т.п.,

10. організація навчання і щорічної перевірки знань, правил і норм охорони праці інженерно-технічного персоналу,

11. проведення медичних оглядів обличчя, зайнятих на роботах з підвищеною небезпекою і шкідливими умовами,

12. розслідування всіх нещасливих випадків і профзахворювань, що проишли на виробництві, а також їхній облік і аналіз,

13. ведення документації і перевірка встановленої звітності по охороні праці,

14. видання наказів і розпоряджень з питань охорони праці.

Загальне керівництво робіт з техніки безпеки і виробничої санітарії, а також відповідальність за її стан покладається на керівників (начальників і головних інженерів) будівельних організацій.

Вступний (загальний) інструктаж з безпечних методів робіт проводиться з усіма робітниками та службовцями, що надходять у будівельну організацію (незалежно від професії, посади, загального стажу і характеру майбутньої

роботи).

Ціль вступного інструктажу - ознайомити нових працівників із загальними правилами техніки безпеки, пожежній безпеці, виробничій санітарії, надання доврачебної допомоги і поведження на території будівництва, з питаннями профілактики виробничого травматизму, а також зі специфічними особливостями роботи на будівельному майданчику.

Вступний інструктаж, як правило, проводиться інженером по техніці безпеки. Програма вступного інструктажу розробляється з урахуванням місцевих умов і специфіки роботи на будівництві і затверджується головним інженером будівельної організації.

Інструктаж на робочому місці проводять із усіма робітниками, прийнятими в будівельну організацію, а також переведеними з інших чи ділянок будівельних керувань, перед допуском до самостійної роботи з безпечних методів і прийомів робіт і пожежної безпеки безпосередньо на робочому місці.

Первинний інструктаж проводиться керівником робіт (майстром, виконавцем робіт, начальником ділянки), у підпорядкування якому спрямований робітник.

Визначення розрахункового часу евакуації з глядацької зали

У відповідності с вимогами глави ДБН евакуаційні шляхи повинні забезпечувати евакуацію усіх людей, що знаходяться в приміщеннях будівлі за час, що необхідний для евакуації.

Час, який потрібен для того щоб усі люди вийшли з приміщень будівлі, визначається розрахунком та називається розрахунковим. Час, за який ще можлива евакуація людей в безпечних умовах, називають необхідним часом евакуації.

Визначаємо розрахунковий час евакуації людей із глядацької зали будинку дозвілля та порівнюємо його з необхідним. Будівля II ступеня вогнестійкості, зал має 13 рядів по 29 місць в ряду, 2 ряд має 27 місць, 3 ряд

має 25 місць.

Для виходу людей передбачено дві двері шириною 190см, ширина проходів $\delta=1,4\text{м}$. Відстань між спинками крісел 0,9м, довжина ряду 14,5.

Загальна кількість глядачів:

$$N=25 \cdot 19 \cdot 2350$$

Оскільки зал у плані симетричний для розрахунку приймаємо один людський потік з половинною кількістю людей, тобто $N=2530$. Приймаючи, що усі глядачі – дорослі люди в зимовій одежі, площа горизонтальної проекції людини складає $f=0,12\text{м}^2$. Параметри руху людських потоків в рядах місць глядацького залу:

$$\text{Щільність } D_p=0,4;$$

$$\text{Швидкість руху } v_p=2,30 \text{ м/с};$$

$$\text{Інтенсивність руху } q_p=9,8 \text{ м}^2/\text{с};$$

$$\text{Пропускна здатність } Q_p=6 \text{ м}^2/\text{с};$$

Час виходу людей у прохід:

$$t_p = \frac{2,5 \cdot 9}{2,30}$$

Інтенсивність руху при злитті потоків із усіх рядів приймаємо 5 неповних рядів за 4 повних:

$$Q_p = \frac{9,8 \cdot 5}{4}$$

Рух в проході стабілізується, тобто його інтенсивність стає постійною в момент виходу усіх людей із рядів або при досягненні потоком максимальної щільності:

$$D_p = \frac{9,8}{1,4} = 7$$

Визначаємо, що при цій щільності інтенсивність руху близька до максимальної. На першій ділянці проходу:

$$q = 0,5 \frac{чл}{хс}$$

Цьому значенню інтенсивності відповідає щільність $D_1 = 0,04$ та швидкість руху потоку $v_1 = 100 \frac{чл}{хс}$.

На другій ділянці проходу:

$$q = 0,5 \frac{чл}{хс}; D_2 = 0,1; v_2 = 80 \frac{чл}{хс}$$

На третій ділянці:

$$q = 0,5 \frac{чл}{хс}; D_3 = 0,3; v_3 = 47 \frac{чл}{хс}$$

На четвертій ділянці:

$$q = 0,5 \frac{чл}{хс}; D_4 = 0,5; v_4 = 47 \frac{чл}{хс}$$

Таким чином, подальший рух людей в проході буде проходити з інтенсивністю $q = 0,5 \frac{чл}{хс}$ при щільності $D = D_3 = 0,3$ із швидкістю $v_i = 47 \frac{чл}{хс}$.

Час руху потоку людей від найбільш віддаленого місця до виходу:

$$t_p = \frac{l_1}{v_1} + \frac{l_2}{v_2} + \frac{l_3}{v_3} + \frac{l_4}{v_4}$$

Враховуючи, що загальна довжина евакуаційного шляху $l_n = 10,15$, а довжина на перших двох ділянках 1,8 м:

$$t_p = 1,31815$$

Таким чином, час руху потоку до виходу:

$$t_p = 1,31815$$

Необхідний час евакуації глядацьких залів об'ємом до 5 тис.чл у відповідності до СНиП II-2-80 повинно бути не більше 1,5хв. Таким чином розрахунок виконано

9.3 Забезпечення пожежної та вибухової безпеки

Пожежний захист будівельних об'єктів повинен передбачати

застосування найбільш ефективних, економічно доцільних і технічно обґрунтованих засобів і заходів попередження пожеж і їх ліквідації. Забезпечення пожежної безпеки на будівельних майданчиках повинно здійснюватись також відповідно до вимог нормативних документів . На об'єктах, які будуються повинно бути організовано проведення інструктажів з пожежної безпеки і навчання пожежно-технічному мінімуму всіх робітників та службовців відповідно з правилами пожежної безпеки . Однією з умов такого навчання є придбання практичних навичок застосування вогнегасників під час гасіння пожеж у початковій стадії їх виникнення.

Отже пожежогасіння можна забезпечити:

- ізоляцією вогнища горіння від повітря чи зниженням вмісту кисню в повітрі;
- охолодженням вогнища горіння до певної температури;
- інтенсивним гальмуванням швидкості хімічних реакцій у полум'ї;
- механічним зривом полум'я сильним струменем газу чи води;
- усуненням або зменшенням пальної речовини та ін.

До первинних засобів гасіння загоряння і пожеж, які можуть бути ефективно використані початковій стадії пожеж, відносять вогнегасники, пісок, пожежний інвентар і ручний інструмент. У вогнегасниках використовуються вогнегасні речовини, які мають різні властивості і, відповідно, способи впливу на процес горіння. На даний час найбільш поширеними і які виробляють та рекомендують до застосування на різних об'єктах будівництва є вуглекислотні вогнегасники . Зарядом цих вогнегасників (вогнегасною речовиною) є двооксид вуглецю, який знаходиться в рідинній фазі під тиском 5 МПа. Із підвищенням температури рідка вуглекислота переходить у газоподібний стан, а тиск у балоні різко зростає.

Щоб балони не розірвало, їх заповнюють рідкою вуглекислою не більше 75%. Крім того, всі вогнегасники забезпечують запобіжними мембранами, що

сприяють саморозрядці балона, коли тиск в ньому досягне 16 – 22 МПа. Вуглекислотні вогнегасники моделей ВВ-2, ВВ-5, ВВ-8 та ін. призначені для гасіння загоряння різних речовин і матеріалів, за винятком речовин, які можуть горіти без доступу повітря. Їх можна використовувати також і для гасіння електрообладнання, яке знаходиться під напругою не більше 1000 В .

Вогнегасна дія вуглекислоти полягає в зниженні концентрації кисню в зоні горіння та охолодженні об'єкта, що горить.

Газові балони дозволяється перевозити, зберігати, видавати і одержувати тільки особам, що пройшли навчання по користуванню ними.

При експлуатації, збереженні і переміщенні кисневих балонів повинні бути забезпечені міри проти зіткнення балонів і рукавів з мастильними матеріалами, а також одягом, що мають сліди масел.

Переміщення газових балонів необхідно здійснювати на спеціально призначених для цього візках, у контейнерах і інших пристроях, що забезпечують стійке положення балонів.

Всі робітники та службовці, що зайняті на будівельному майданчику, повинні знати правила пожежної безпеки.

РОЗДІЛ 10
НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

10.1. Загальні відомості про сталезалізобетонні конструкції, галузь їх застосування та дослідження

На протязі всього періоду становлення та розвитку будівельної науки перед інженерами стояло завдання пошуку, спрямованого як на зменшення матеріалоємності будівельних конструкцій, так і на підвищення міцнісних характеристик вихідних матеріалів (високоміцні бетони та сталі), виявлення найбільш раціональних форм сполучення бетону й сталі при їх раціональній сумісній роботі. В останні десятиріччя в проектуванні та будівництві будівель і споруд досягнуті значні успіхи – суттєво підвищені технічні та економічні характеристики завдяки використанню раціональних і прогресивних будівельних конструкцій. Так, відомо, що в будівельних конструкціях найефективніше бетон працює при об'ємному напруженому стані, що, природно, привело до виникнення різних видів відповідного непрямого армування.

На даний час широке розповсюдження дістали залізобетонні конструкції, армовані стрижневою арматурою. Залізобетонні конструкції в порівнянні з конструкціями із інших матеріалів (каменю, сталі, дерева) являються відносно новими. Їх виникнення та розвиток пов'язані з розвитком виробничих зусиль суспільства. Галузь застосування таких конструкцій досить значна, особливості їх роботи глибоко досліджені як теоретично, так і експериментально. Доведено, що арматура й бетон у залізобетонних конструкціях працюють сумісно. Ідея створення залізобетону із двох різних по своїм механічним характеристикам матеріалів полягає в реальній можливості використання бетону для роботи на стиск, а сталі – на розтяг. Арматура захищена бетоном від корозії та дії вогню. Завдяки високим фізико-механічним властивостям залізобетон створює значний опір статичним і динамічним навантаженням, він сейсмо- та вібростійкий, довговічний, добре чинить опір атмосферним впливам. Відома висока вогнестійкість залізобетону.

Однак традиційні залізобетонні конструкції мають істотні недоліки. Основний із них – нераціональне використання бетону в розтягненій зоні конструкції, де він фактично не працює і навіть не враховується при розрахунку несучої здатності. Через вимушене використання бетону в розтягненій зоні значно збільшується вага конструкції.

Застосування попередньо напружених конструкцій тільки частково розв'язує цю проблему. Дорогою і такою, що нераціонально використовується є опалубка для виготовлення збірних та монолітних залізобетонних конструкцій. Вада традиційного залізобетону полягає у необхідності розв'язання проблеми тріщиностійкості. У збірних залізобетонних конструкціях досить гостро стоїть проблема стиків, що пов'язане із застосуванням великої кількості закладних деталей.

Відомі недоліки й сталевих конструкцій. Серед них найважливіші – погана робота гнучких конструкцій чи елементів на стиск через утрату загальної або місцевої стійкості, вкрай низька вогнестійкість, необхідність захисту від корозії. Рациональне сполучення прокатних профілів та армованого стрижневою арматурою залізобетону дозволяє значною мірою усунути перераховані вище недоліки, а в деяких випадках і зовсім їх уникнути.

Основною особливістю ефективних нових конструкцій часто являється ідеальне сполучення декількох різних будівельних матеріалів. Вигідне сполучення сталі з її високою міцністю на розтяг і пластичністю, а також бетону з його високою міцністю на стиск, давно визнане в будівництві. Використання сталезалізобетонних конструкцій в будівництві дозволяє поєднати позитивні якості сталі та бетону. Ефективність сталезалізобетонних конструкцій в порівнянні зі сталевими або залізобетонними досягається за рахунок сумісної роботи двох матеріалів (бетону та сталі), тобто реалізації одного з основних принципів проектування – принципу суміщення функцій різних елементів.

На цей час сталезалізобетонні конструкції, що являють собою сполучення профільної сталі, стрижневої арматури та бетону для їх сумісної

роботи, дістали широке розповсюдження в усьому світі, а їх проектування регламентується міжнародним нормативним документом Eurocode 4. Інтенсивне впровадження сталезалізобетонних конструкцій у будівництво пояснюється їх високою техніко-економічною ефективністю. Сталезалізобетонні конструкції якнайкраще відповідають конкретним вимогам, які висуваються при будівництві того чи іншого об'єкта і дозволяють порівняно легко розв'язувати складні інженерні задачі.

До основних переваг сталезалізобетонних конструкцій слід віднести високу несучу здатність при порівняно низьких будівельних висотах, швидкий монтаж (аналогічно зі сталевими конструкціями), високу вогнестійкість, сейсмостійкість споруд, відповідність сучасним технологіям виготовлення та монтажу, простоту вузлових з'єднань, а також легкість демонтажу у випадках необхідності.

Сталезалізобетонні конструкції дуже різноманітні, їх можна класифікувати за призначенням, за видом використаних матеріалів, за способом зведення. Сталезалізобетон застосовується у різних галузях будівництва. Він ефективний у стиснених конструкціях (стіжки, колони тощо), при перекритті прольотів будівель і споруд, у тому числі й досить значних (плити, балки, ригелі, ферми, арки, склепіння тощо). Широко використовується він при будівництві мостів. Раціональним є застосування в сталезалізобетоні листової арматури, що виконує одночасно огорожувальні й несучі функції (резервуари, підземні, підводні та плавучі споруди).

У всіх цих випадках можуть використовуватися різні сполучення прокатних профілів із бетоном та залізобетоном. Тому, доцільним є розподіл сталезалізобетону на такі види:

1. Балки та ригелі:

- із внутрішнім жорстким армуванням;
- із зовнішнім армуванням (стрічкове армування листами поздовжня арматура із кутників, складені балки з використанням замкнутих профілів, заповнених бетоном і т.п.).

2. Центральні та позакентрово стиснені колони та стійки:

- із жорстким внутрішнім армуванням;
- із зовнішнім армуванням (трубобетонні, коробчасті, з листами вповодж граней і кутниками вповодж ребер);
- у вигляді сталевих профілів із забетонованими міжпоясними порожнинами;
- складені колони із сталезалізобетонних гілок.

3. Монолітні та збірні плити:

- по сталевому профільному настилу;
- по сталевій ортотропній плиті.

4. Ферми:

- із залізобетонною плитою, включеною в роботу;
- зі сталезалізобетонних поясів і розкосів;
- із залізобетонними стиснуто-зігнутими кроквами та гнучкими розтягненими сталевими елементами;

5. Каркаси багатопверхових будівель.

6. Конструкції великопролітних будівель (балкові, аркові, рамні тощо).

7. Пролітні будови мостів.

8. Спеціальні споруди (резервуари, очисні колодязі, тунелі, фундаменти, захисні конструкції атомних реакторів тощо).

У загальному випадку сталезалізобетонна об'єднана конструкція складається з 3-х основних конструктивних елементів: сталеві частини, залізобетонної (збірної та/або монолітної залізобетон), об'єднувальних елементів (жорсткі або гнучкі упори, анкери).

Широке дослідження та проектування сталезалізобетонних конструкцій супроводжується проведенням представницьких міжнародних конференцій та симпозіумів.

Питання, пов'язані зі сталезалізобетонними конструкціями, висвітлювалися на Міжнародній конференції в 1979 р. у Чехословаччині (Брно). З того часу проблеми розвитку сталезалізобетону регулярно

розглядалися на міжнародних конференціях і симпозіумах. Так, питання сталезалізобетону обговорювалися на симпозіумах Міжнародної асоціації з мостів і конструкцій (АПК) 1985 року у Люксембурзі, 1990 року у Брюсселі. Відбулися конференції, присвячені сталезалізобетону, зокрема трубобетону (Китай, Харбін – 1985, 1988р., Японія, Фукуйока – 1991р., Словаччина, Кошице – 1994 р.) . Розроблено нормативний документ „Eurocode 4”, у якому узагальнено наукові основи розрахунку й конструювання сталезалізобетонних конструкцій. У колишньому СРСР узагальнені рекомендації з проектування сталезалізобетону були відсутні, існували тільки посібники з окремих видів сталезалізобетонних конструкцій .

Галузі застосування сталезалізобетонних конструкцій досить різноманітні. Вони можуть запроваджуватися в спеціальному, промисловому і цивільному будівництві, у мостобудуванні, машинобудуванні та інших галузях будівництва. Найвигідніше використовувати сталезалізобетонні конструкції в елементах, що сприймають великі зусилля стиску. Зокрема, такі елементи можуть з успіхом застосовуватися в колонах, у стиснутих поясах арок і елементах великопролітних ферм, у мостових опорах та пролітних будівлях, у стійках споруд рамної конструкції, несучих конструкціях громадських і житлових будівель, опорах ЛЕП, висотних радіо- й телевізійних щоглах та інших спорудах. Сталеві труби, заповнені бетоном, застосовуються у Франції, США, Канаді та інших країнах .

Ідея армування бетону сталевую круглою трубою виникла більше ніж сто років тому, коли американський інженер John Lally використав сталеві труби, заповнені бетоном, в якості несучих колон для багатопверхових будівель (до 6 поверхів).

Широко застосовуються конструкції з листовою арматурою . Здавна такі конструкції були незамінними за необхідності металевої гідроізоляції в спорудах об'єктів транспортного будівництва, атомної енергетики. З їх використанням будуються різноманітні підземні споруди (фундаменти під устаткування, тунелі, резервуари, опускні колодязі), підводні та плавучі

споруди, перекриття із застосуванням профільованої й ортотропної листової арматури, будівлі АЕС.

Залізобетонні конструкції з внутрішнім жорстким армуванням (колони, ригелі) широко запроваджуються в каркасах висотних будівель завдяки високій вогнестійкості та малому поперечному перерізові. Великий інтерес викликають сталезалізобетонні конструкції із зовнішнім стрічковим армуванням, що застосовуються у вигляді ригелів, підкранових балок. При цьому використовуються конструкції з одиночним і подвійним армуванням стрічками, у тому числі попередньо напружені.

Про високий рівень надійності в експлуатації трубобетонних конструкцій свідчить той факт, що в граничному стані вони не втрачають несучу здатність миттєво, як залізобетонні, а ще тривалий час здатні витримувати навантаження. Численними дослідженнями, проведеними, , О.А. Долженком, Л.К. Лукшою , В.А. Росновським , Р.С. , Л.І. Стороженком, а також іншими вченими, встановлено, що, зазнаючи значних деформацій, трубобетонний стрижень і далі може ще витримувати значне навантаження.

Вимоги технологічного процесу виробництва практично не обмежують галузі застосування трубобетону, який може добре працювати при складному температурно-вологісному режимі, в умовах агресивного середовища, при будь-яких прольотах будівель і споруд та будь-якому характері устаткування значного числа виробництв, де застосування звичайного залізобетону недоцільне. Великі переваги мають конструкції, армовані прокатними кутиками або листами. Завдяки ефективній роботі бетону отримується малий поперечний переріз стиснених елементів. Ці конструкції добре протистоять механічним ушкодженням.

Важливою перевагою сталезалізобетонних конструкцій з внутрішнім жорстким армуванням є різке зменшення поперечного перерізу, висока вогнестійкість конструкцій. При застосуванні листової арматури майже завжди вдається використовувати її в якості опалубки. Зовні листів отримуються гладка поверхня, що важливо в ряді виробництв.

При використанні листової стрічкової арматури, запропонованої Ф.Є. Клименком замість стрижневої, збільшується несуча здатність, жорсткість, тріщиностійкість конструкцій, а в ряді випадків зменшується кількість закладних деталей. Останнім часом отримали широке розповсюдження монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу, який одночасно виконує функції як робочої арматури, так і опалубки. Доведена висока техніко-економічна ефективність та надійність у роботі таких конструкцій.

Разом з тим, сталезалізобетонні конструкції мають і низку істотних недоліків. Один із них – більш низька вогнестійкість порівняно із залізобетонними конструкціями зі стрижневою арматурою. Зрозуміло, що цей недолік не властивий конструкціям із внутрішнім жорстким армуванням. У ряді досліджень зазначено, що в деяких конструкціях (трубобетон, конструкції з армуванням кутиками) вогнестійкість значно вища, ніж у сталевих конструкціях, і наближається до вогнестійкості залізобетону. В будь-якому випадку вогнестійкість сталезалізобетону не нижча від вогнестійкості сталі, котра, як відомо, має широке застосування при будівництві несучих конструкцій.

Істотний недолік сталезалізобетону – необхідність захисту від корозії поверхні сталевих елементів при зовнішньому армуванні. В цьому відношенні від сталевих конструкцій сталезалізобетон відрізняється в кращий бік, тому що поверхня, яку доводиться захищати від корозії, значно менша (не менше ніж на 50%). До того ж залізобетон зі стрижневим армуванням у низці випадків піддається корозії не менше, ніж сталь, і має потребу у відповідному захисті.

У сталезалізобетоні з використанням замкнутих профілів як зовнішньої арматури іноді виникає питання про якість бетону. Сьогодні є надійні методи контролю якості бетону (ультразвуковий, за допомогою іонізуючих випромінювань), що дозволяють перебороти цей недолік. У ряді випадків (використання методу центрифугування, напірного бетонування) додатковий

контроль якості бетону, вкладеного в конструкцію, не потрібен.

Сталезалізобетон, маючи безсумнівні позитивні якості, не може цілком замінити ні сталеві, ні залізобетонні конструкції, які використовуються в будівництві. Однак є величезний клас будівель і споруд, де застосування сталезалізобетону сприятиме значному техніко-економічному ефекту.

10.2. Існуючі залізобетонні перекриття

Необхідним елементом конструкції будь-якої будівлі являється її перекриття. Відомо, що перекриття слугують для розділення будівлі по висоті на поверхи, відділення підвального та горищного приміщень. Дані конструктивні елементи сприймають навантаження від людей та обладнання, що знаходяться в будівлі, відіграють роль горизонтальних діафрагм жорсткості, що забезпечують стійкість будівлі в цілому, а також тепло- та звукоізоляцію приміщень.

Перекриття повинні задовольняти наступним вимогам:

– володіти достатньою міцністю та жорсткістю, щоб витримувати як навантаження від власної ваги, так і корисне (статичне та динамічне). Величина корисного навантаження на 1м^2 перекриття встановлюється в залежності від призначення приміщення та характеру його обладнання;

– перекриття повинно бути жорстким, тобто під впливом навантажень не давати прогинів, що перевищують допустимі нормами значення;

– перекриття повинно виконуватись із можливо меншої кількості стандартних або типових деталей, що збираються на місці будівництва за допомогою механізмів, з мінімальними витратами часу та ручної праці. Вони повинні бути зручними за формою та вагою для транспортування й збирання;

– при конструюванні перекриття повинна передбачатися достатня ступінь його звуконепроникності, величина якої встановлюється нормами або спеціальними вказівками по проектуванню будівель того чи іншого

призначення. Звукоізоляційні вимоги визначаються місцем розташування перекриттів та функціями приміщень, що розділяються. Перекриття повинні забезпечувати звуконепроникність як від ударного, так і повітряного шуму;

- перекриття, що розділяють приміщення з різною температурою, наприклад, ті, які відокремлюють холодний підвал від першого поверху або горище від верхнього поверху повинні задовольняти умовам теплозахисту. Сполучення перекриттів із зовнішніми стінами необхідно конструювати таким чином, щоб не утворювались так звані мостики холоду, через які може відбуватись втрата тепла, що викликає утворення конденсату;

- матеріал та конструкцію перекриття необхідно вибирати з урахуванням забезпечення необхідної в кожному конкретному випадку ступеню вогнестійкості будівлі;

- перекриття повинні мати мінімальну висоту, тому що її збільшення тягне за собою збільшення об'єму (кубатури) будівлі і, відповідно, його вартості;

- у деяких випадках до перекриттів пред'являються спеціальні вимоги.

У сучасному капітальному будівництві багатопверхових будівель найбільш розповсюджені залізобетонні перекриття, що відрізняються цінними якостями – високою міцністю, вогнестійкістю, довговічністю та водостійкістю. За своїм конструктивним рішенням несучу частину залізобетонних перекриттів можна розділити на:

- балкові, що складаються із несучої частини (балок) та заповнення (накат);

- безбалкові, що виконуються із однорідних елементів (плит-настилів або панелей-настилів).

Технологія зведення перекриттів передбачає три варіанти: монолітний, збірний та збірно-монолітний.

Влаштування монолітних перекриттів, що працюють в каркасі як єдиний жорсткий диск, надає всій будівлі просторову жорсткість та дозволяє обходитись без несучих стін. Монолітні залізобетонні перекриття

виготовляють на будівництві з використанням опалубки. Найбільш простою конструкцією монолітних перекриттів являється плита Моньє, в якій арматура розміщується в місцях розтягу, тобто в нижній частині плити, оскільки вона володіє в 15 разів більшою міцністю на розтяг ніж бетон.

Плиту перекриття, як правило, вкладають на несучу стіну, причому довжина поверхні, на яку вкладають плиту, рівна 10 см; при використанні плит товщиною більше 10 см довжина поверхні, на яку вкладають плиту рівна товщині плити. Такі перекриття можуть мати максимальний проліт 3 м, так як при більших прольотах плита стає досить важкою та економічно не доцільною.

Балкові монолітні залізобетонні перекриття бувають ребристими або кесонними. Ребристе перекриття складається із плит та балок (ребер), що розташовані в одному або в двох взаємно-перпендикулярних напрямках. При цьому балки поділяють на головні та другорядні. Головні балки слугують опорами для другорядних, а самі спираються на колони або стіни.

Кесонне перекриття складається з плити та балок однакової висоти, при цьому знизу утворюються заглиблення, що називають кесонами. Таке рішення перекриттів викликане, в основному, архітектурними міркуваннями – стеля має більш привабливий вигляд в порівнянні з ребристими. Водночас, влаштування монолітного кесонного перекриття вигідніше будівництва суцільної монолітної плити перекриття. Це досягається тим, що на влаштування кесонного перекриття витрачається значно менший обсяг матеріалів і, відповідно, робіт. При цьому конструкція самої плити монолітного перекриття стає жорсткішою, що дозволяє влаштовувати великі прольоти без застосування додаткових опор (колон, стін, простінків). Кесонне перекриття майже вдвічі легше суцільного, що значно знижує (на 25%) загальне навантаження на будівлю (стіни, колони, фундаменти), а відповідно, з'являється можливість скоротити витрати на їх зведення.

Безбалкове монолітне перекриття представляє собою суцільну гладку плиту, що обперта на стіни та залізобетонні колони. Сітка колон при

безбалковому перекритті використовується квадратною або близького до квадрату з розмірами сторін 5...6 м .

Залізобетонні монолітні перекриття будь-якого типу разом зі значною трудомісткістю виготовлення на будівельному майданчику мають значні витрати матеріалів, що використовуються для виготовлення опалубки володіють і тим недоліком, що бетонування, являючись мокрим процесом, затримує терміни будівництва. При цьому існує необхідність в наявності спеціальних пристосувань для тимчасового підтримування настилу. Тому намагаються виготовити конструктивні частини перекриттів заздалегідь. Із цих збірних елементів потім монтують перекриття. Плитні перекриття зі збірного залізобетону, що виготовляються в заводських умовах мають розрахункову несучу здатність, їх номенклатура передбачається проектом. В свою чергу, збірні залізобетонні перекриття поділяють на три основні групи: у вигляді настилів (плит), крупнопанельні та балкові. Перекриття у якості настилів складаються з плоских або ребристих однотипних елементів, що вкладаються впритул, з'єднують їх шляхом заповнення проміжків цементним розчином. Такі перекриття складаються із несучої залізобетонної частини, звуко- або термоізоляційного шару та конструкції підлоги. Опорами для настилів слугують стіни та прогони. Під значні корисні навантаження використовують ребристі плити П-подібного перерізу, а при невеликих тимчасових нормативних навантаженнях (до 1000 кг/м^2) та при особливих гігієнічних вимогах – плоскі багатопустотні плити. Найбільш розповсюджені пустотілі панелі висотою перерізу 160 мм при прольотах до 4 м та висотою 220 мм – при прольотах більше ніж 4 м.

Останнім часом, у будівельній галузі досить часто використовують збірно-монолітні залізобетонні перекриття. Різновид таких перекриттів досить великий. Найбільш поширені з них це збірно-монолітні плитні перекриття, що складаються зі збірних плит завтовшки мінімум 4 см і шару монолітного бетону, що працює сумісно з конструкцією. Такі плитні перекриття підходять для однопролітних і нерозрізних багатопролітних перекриттів, що працюють

як плити на двох опорах, так і плити, що працюють по двовісній системі. Готові плити виготовляються на заводі залізобетонних виробів із заданою довжиною та шириною до 2,5 м. В умовах будівельного майданчика вони можуть виготовлятися відповідно розмірам приміщень. Такі перекриття мають повністю або частково необхідну нижню робочу арматуру, а також арматуру зв'язку. В якості арматури зв'язку використовують решітчасті ригелі зі сталі або пруткові ригелі із арматурної сталі. Вони встановлюються таким чином, що виступають зі збірних плит в монолітну частину бетону. При одновісно-напружених плитах вся несуча арматура знаходиться в збірних плитах. Стики перед заливанням монолітного бетону повинні армуватися стиковою арматурою. При двовісно-напружених плитах несуча арматура використовується тільки частково в одному напрямку збірних плит. У другому напрямку несуча арматура у вигляді окремих стрижнів повинна вкладатися після встановлення збірної частини перекриття в проектне положення. Після влаштування арматури виконується бетонування перекриття монолітним бетоном на потрібну товщину. За допомогою таких попередньо виготовлених конструкцій збірно-монолітних перекриттів поєднуються переваги збірного будівництва з перевагами монолітного бетону. Вкладання частково збірних плит виконується без влаштування опалубки та тимчасових риштувань, кількість яких та відстань між якими переважно залежать від прольоту між опорами й товщини монолітного шару бетону.

Розробкою й удосконаленням конструктивних рішень збірно-монолітних залізобетонних перекриттів багатопверхових будівель займаються вчені кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Придніпровської державної академії будівництва та архітектури під керівництвом професора М.В. Савицького. Відомі цікаві рішення перекриттів, що утворені збірними багатопустотними плитами й монолітними несучими ригелями, що виконані наскрізними на всю довжину й ширину будівлі. Запропоноване перекриття, в якому багатопустотні плити в місцях з'єднання з монолітним ригелем будівлі виконують зі скосом під кутом 45° – 60° . У цьому випадку монолітний ригель

повністю захований в товщу перекриття. Розроблені конструкції перекриттів [238 – 246] відносно прості у виготовленні, мають невелику матеріалоемність, відповідають вимогам тепло- та звукоізоляції, володіють необхідною міцністю й забезпечують жорсткість рамної конструкції.

Для багатоповерхових житлових будинків в зарубіжній практиці широке застосування отримав різновид збірно-монолітних каркасів з незнімною опалубкою. Ці системи використовуються під назвою "Filigree Wideslab System" в США, Великобританії, під назвою OMNIDES – в Японії, "Elemendeckenplatten" – Німеччині. Перекриття цієї системи використовують як в каркасних будівлях, так і в будівлях стінових систем. Перекриття включає збірні залізобетонні плити – "скорлупи", що розташовані гладкою поверхнею донизу й забезпечені доверху випусками арматури. Після розміщення "скорлупи" в проектне положення, вони утворюють суцільну незнімну опалубку плити перекриття для її верхнього монолітного шару.

Оскільки у вітчизняній будівельній практиці використання незнімної опалубки не освоєне, для будівництва будівель з її використанням необхідно організувати виробництво "скорлуп" незнімної опалубки, що утруднює широке використання таких перекриттів.

В країнах Європи значний розвиток отримала технологія безопалубного виробництва плит й налагоджено випуск технологічного обладнання для цього (Фінляндія – Партек, Echo Engng, Німеччина – Spaencom, Англія – Spirol Int та інш.) Для розширення їх галузі застосування, за останні роки розроблено значну кількість варіантів збірних й збірно-монолітних каркасів для багатоповерхових будівель. Каркаси з безопалубним формуванням мають декілька різновидів. Цікавим є варіант з використанням в перекриттях каркасів монолітних сталезалізобетонних несучих плитних ригелів, що заховані в товщу перекриття. Це дозволяє суттєво зменшити товщину диска перекриття (система "Delta" Фінляндія). В цьому випадку для сталезалізобетонного плитного ригеля розроблено спеціальний цільно-зварний гнучий профіль трапецеподібного поперечного перерізу з нижньою полицкою товщиною 6 мм

для обпирання плит пустотного настилу (рис. 10.1). Обидві бокові стінки профілю перфоровані, а весь простір між торцями укладених в проектне положення плит заповнено монолітним бетоном.

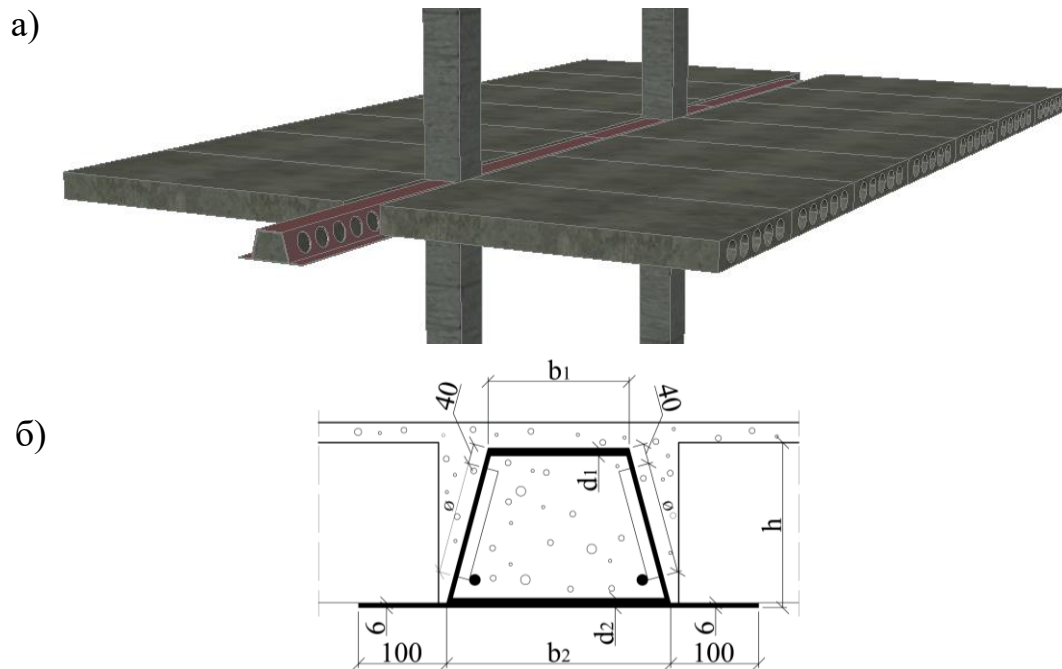


Рис. 10.1. Збірно-монолітний каркас "Delta" зі сталезалізобетонним ригелем

а – загальний вигляд каркаса; б – переріз несучого ригеля й сполучення з ним багатопустотних плит

У період монтажу плити встановлюють на опорні, консольно виступаючі нижні полицки ригелів. До недоліків системи можна віднести значну трудомісткість монтажу, що обумовлена значною кількістю монтажних елементів в опорних вузлах. Для виготовлення цільно-зварних гнутих профілів трапецеподібного перерізу зі штапованими на бокових гранях отворами потрібне спеціальне енергоємне технологічне обладнання.

Одним із можливих шляхів індустріалізації, зростання продуктивності праці, скорочення термінів та вартості опалубних і арматурних робіт являється використання залізобетонних плит з листовою гофрованою арматурою. При цьому, сталеві гофровані профілі збирають у вигляді настилу та використовують як опалубку для вкладання бетонної суміші (рис. 10.2). Після

затвердіння та досягнення бетоном необхідної міцності профілі входять в склад плити в якості арматури і працюють сумісно з нею. Особлива увага при цьому приділяється сумісній роботі гофрованого профілю та залізобетонної плити, що забезпечується, як правило, анкерами різноманітної конструкції.

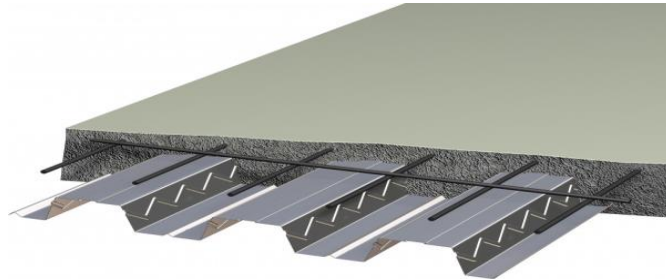


Рис. 10.2. Фрагмент перекриття по профільованому настилу

На цей час досліджено різні способи анкерування сталевих профільованих настилів в бетоні, у тому числі анкеруючими рифами, що прокатуються або штампуються на поверхні профілю під час його виготовлення, розроблено методику розрахунку міцності анкерування профільованого сталевих настилів з рифами, досліджені способи анкерування настилів стрічковими зв'язками та вогнестійкість таких плит. Запропоновано та впроваджено у виробництво новий тип профілю з анкеруючими рифами, що розділені по висоті на дві частини. Як свідчать багаточисленні дослідження, перекриття у вигляді монолітної плити, що армована сталевим настилем, менш економічне, ніж перекриття зі збірних залізобетонних елементів. Однак, у випадку відсутності достатньої будівельної бази та за високої вартості на транспортування, а також у випадку влаштування перекриттів, що насичені отворами, використання зазначених конструкцій забезпечує достатній техніко-економічний ефект й скорочення трудовитрат. При цьому терміни зведення перекриття скорочуються, а продуктивність праці зростає майже вдвічі.

Для виконання конструкцій значних прольотів найбільш оптимальними являються багатопрілітні просторові перекриття. Одним із типів таких конструкцій може бути сталезалізобетонне перекриття з раціональними

параметрами, що ретельно досліджене й успішно впроваджене у будівництво вченими Харківської національної академії міського господарства під керівництвом професора В.С. Шмуклера . Конструкція такого перекриття являє собою просторову плоско-паралельну пластинчато-стрижневу систему, що виконана з двох матеріалів: залізобетону й сталі. Конструктивною особливістю залізобетонної плити є використання в якості зовнішнього армування профільованого сталевого листа, що одночасно виконує функцію незнімної опалубки. В цілому перекриття складається з металевих модульних елементів, верхніх та нижніх поясів, а також залізобетонних збірних або монолітних плит. Доцільність такої конструкції обмежена прольотом 30 м. Розроблена система має обмежені витрати матеріалів при необхідному рівні надійності та відносно низьку трудоемність монтажних робіт.

10.3. Сучасні безбалкові перекриття та їх дослідження

В останнє десятиріччя ведеться інтенсивне будівництво по оригінальним індивідуальним проектам, в яких допускаються суттєві відхилення від типових схем використання конструктивних елементів. Найбільший простір для архітектурних фантазій представляють сучасні будівельні технології, що засновані на безбалкових конструкціях.

З використанням сучасних безбалкових перекриттів можна будувати об'єкти різного призначення: житлові будинки, громадські та адміністративні будинки, а також спеціальні об'єкти.

Конструкція безбалкових перекриттів була запатентована в США у 1902 році. Вперше безбалкові перекриття були використані у 1906 році в США за пропозицією інженера Торнера при будівництві багатоповерхових будинків, перша будівля в Росії з таким перекриттям побудована в 1908 році, під керівництвом інженера А.Ф. Лолейта, у 1910 році побудовано будівлю з безбалковим каркасом в Швейцарії. Першими інженерами, що звернули увагу на проблеми розрахунку таких перекриттів були: Ніколсон Дж. Р. (1914 р.),

Вестергард та Слейтер (1925 р.). У Росії перші розрахункові обґрунтування були подані в 1933 році О.О. Гвоздевим та В.І. Мурашевим. Капітелі з конструкції стику вперше були виключені в 1940 році Джозефом Ді Стасіо. На початку 30-х років в СРСР безбалкові перекриття масово застосовувались на будівництві промислових будівель. При цьому використовувалась, як правило, збірно-монолітна технологія зведення. В громадських та житлових будівлях ці конструкції розповсюдження не отримали, так як невід'ємна частина перекриття – капітель затруднювала планування поверхів та влаштування сучасного інтер'єру.

На даний час впровадження та використання безбалкових перекриттів формує курс розвитку масового будівництва як в Україні так і за її межами. Такі перекриття являються найбільш надійними та довговічними і тому в теперішній час знаходять повсюдне використання в промисловому та громадському будівництві. Дослідженню безбалкових перекриттів, а також окремих їх елементів присвятили свої роботи такі вчені, як: С.М. Анпілов, Т.І. Баранова, П.І. Васильєв, В.В. Власов, О.О. Гвоздев, В.С. Дорофєєв, О.С. Залєсов, С.Г. Качановський, Ю.А. Клімов, Г.В. Мурашкін, В.Г. Мурашкін, А.М. Павліков, Д.А. Пекін, М.В. Савицький, О.В. Семко, Б.С. Соколов, Л.І. Стороженко, В.В.Чижевський, І.В. Шеховцев, В.О. Яров та ін. Серед зарубіжних дослідників слід виділити Дж. Макгрегора, Р.В. Клуге, Ф. Ріхарда, А.Н. Тальбота, Е. Хогнестада, Л.В. Руфа, Е.А. Вікмана, Т.В. Ліна та ін..

Останнім часом у нашій країні значну частку в житловому будівництві складають будівлі із залізобетонним безбалковим каркасом. Це зумовлено тим, що таке рішення забезпечує можливість спорудження будівель будь-якої конфігурації в плані з різними об'ємно-планувальними рішеннями, а також призводить до зниження трудовитрат, капітальних вкладень та витрат сталі. При застосуванні безбалкових перекриттів у порівнянні зі звичайними, зменшується конструктивна висота перекриття, що призводить до зменшення загальної висоти будівель та дає економію кубатури на 10 – 12%, скорочуються витрати стінових матеріалів, а при експлуатації будівель –

скорочуються витрати на енергоносії. Використання безбалкових конструкцій доцільне при будівництві будівель, в яких за умов розміщення виробництва, експлуатаційних та інших вимог необхідні гладкі стелі та безпустотні перекриття, а також в багатоповерхових будівлях із сіткою колон 6×6 м та великими тимчасовими навантаженнями на перекриттях (10 кН/м² та більше). Крім того, існуючі рішення каркасів передбачають нерозрізність (рамність) конструкції тільки в одному напрямку та шарнірний зв'язок (за допомогою збірних залізобетонних плит перекриття) – в іншому, що призводить до збільшення ваги конструкцій. В монолітному або збірно-монолітному безбалковому перекритті нерозрізність має місце в двох напрямках, що дає певний економічний ефект. Безбалкові конструкції доцільно будувати в будівлях з агресивним середовищем.

Спорудження будівель із використанням монолітного безбалкового перекриття відкриває широкі перспективи не тільки для утворення архітектурної виразності об'єкта та його індивідуальності, але й для підвищення якості та довговічності споруд. Разом з тим, виникає можливість уникнути монтажних стиків в несучих конструкціях та підвищити їх жорсткість.

Перші монолітні безбалкові перекриття представляють собою суцільну гладку плиту, яка опирається безпосередньо на ряд проміжних колон, на крайні колони або на несучі стіни. У верхній частині колони мають уширення – капітелі. Капітелі призначені для забезпечення міцності плити на продавлювання, збільшення жорсткості сполучення плит з колоною та зменшення розрахункового прольоту плити, а відповідно, і величини згинальних моментів. Крім того, капітелі забезпечують доцільне розподілення моментів по ширині плити та достатньо більшу площу обпирання плит на колони (рис. 10.3). Сітка колон зазвичай буває квадратною з розмірами в межах 5 – 6 м. З точки зору витрат матеріалів перекриття при прямокутних чарунках колон менш економічне, так як при цьому неповністю використовується робоча висота перерізу плити. Товщина плити

призначається в межах $1/30 - 1/35$ довжини прольоту. Зменшення товщини бетону може призвести до збільшення витрат арматури або втрати міцності, а збільшення – до підвищених витрат бетону і, відповідно, до збільшення ваги самого монолітного перекриття. Капітель має грані, в більшості випадків нахилені під кутом 45° . Як правило, арматура вкладається в два шари: одна арматурна сітка в нижній частині, друга в верхній. Арматуру зв'язують в сітку в'язальним дротом. Армування капітелей в більшості випадків по розрахункам не потрібне, так як переріз її настільки великий, що зусилля розтягу в зовнішніх гранях капітелей не виникають, а зусилля стиску завжди менші за допустимі. Тому капітель армують з конструктивних міркувань для забезпечення кращого зв'язку її з колоною та плитою: по кутам встановлюють стрижні та охоплюють їх горизонтальними хомутами.

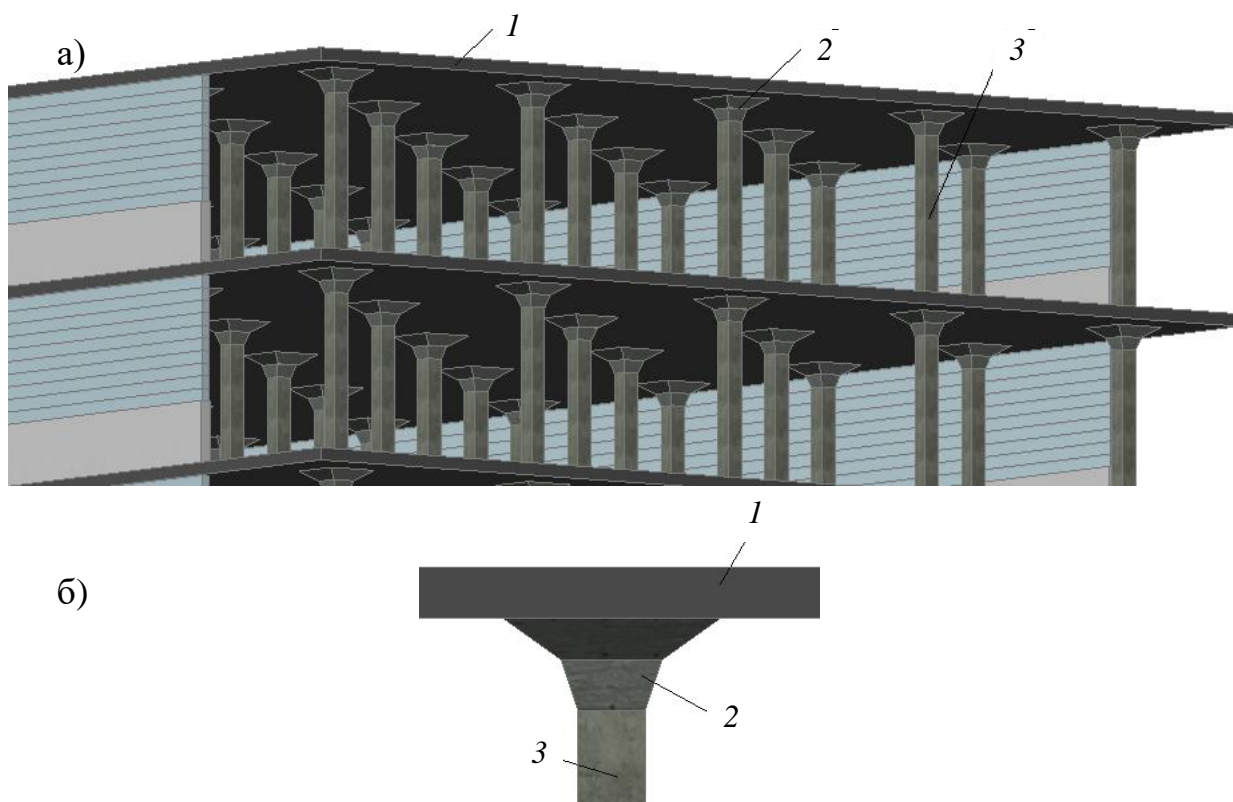


Рис. 10.3. Залізобетонне монолітне безбалкове перекриття:

а) загальний вигляд, б) схема обпирання на колону

1 – плита; 2 – капітель; 3 – колона

Безбалкові перекриття з капітелями використовують в основному для холодильників, промислових будівель, підземних резервуарів, станцій метро і

т.д.. У громадських та житлових будівлях, за рідким виключенням, такі перекриття не знайшли своє використання, так як грибоподібні розширення колон під перекриттям – капітелі не відповідають вимогам сучасного інтер'єру.

У зарубіжній практиці будівництва (США, Німеччина, Швеція та ін.) використовуються залізобетонні безбалкові безкапітельні перекриття, в яких бетон в зоні стику колони з плитою підсилений балочною клітиною із профільованої сталі . По суті, така конструкція являється прихованою капітеллю, що збільшує призму продавлювання. Для залізобетонних конструкцій такі капітелі навряд чи раціональні, так як виключають роботу бетону в зоні стику колони з плитою.

Останнім часом у багатьох проектних інститутах нашої держави запроектовано споруди, що містять безбалкові безкапітельні перекриття. Разом з тим, всі ці конструкції мають або приховану капітель у вигляді балочної клітини, або плити різної висоти, що утворюють ступеневу стелю і, таким чином, дещо ускладнюють планування приміщень.

Можливі й інші конструктивні схеми монолітного безбалкового перекриття, які можна узагальнити та віднести до групи безкапітельних або плоских безбалкових перекриттів. Розширені оголовки колон вперше були виключені із конструкції Джозефом Ді Стасіо в 1940 р. Це дозволило зменшити площу перекриття, реакцію, що сприймають колони, і тому було необхідно ввести додаткову поперечну арматуру для сприйняття сил зрізу або збільшити розміри колон (товщину перекриття) більше ніж потрібно. Залізобетонні збірні безбалкові перекриття з безкапітельними колонами являють собою досить прості конструкції, що складаються із залізобетонних плит однакової товщини та колон постійного перерізу. Це дещо спрощує опалубні роботи, а також арматурні роботи та бетонування. У зв'язку з тим, що при безкапітельних конструкціях колони мають постійний переріз, їх легко сполучати зі стінами та перегородками між колонами. За останні роки вражаючих результатів досягло будівництво із застосуванням монолітних

залізобетонних конструкцій перекриттів, що зводяться в умовах будівельного майданчику. Монолітні плоскі безбалкові перекриття дають можливість отримати більш гнучкі архітектурно-планувальні рішення. При цьому збільшені витрати бетону компенсуються простою опалубкою. Як наслідок, вони досить зручні для адміністративних будівель та житлових будинків. Опалубку для монолітного перекриття можливо влаштовувати як на всю площу, так і частинами.

У рамках підходів до проектування залізобетонних конструкцій існує можливість влаштування плоских перекриттів без капітелей з прольотом до 7 м. Збільшення прольоту призводить до збільшення висоти перекриття, а відповідно, до матеріалоемності та власної ваги. Широке використання попереднього напруження канатної арматури "на бетон", що досить часто зустрічається в розвинутих країнах при будівництві висотних будівель, поки що стримується технологічною непідготовленістю вітчизняних будівельників та відсутністю нормативної бази.

З конструктивної точки зору "слабким місцем" монолітних безбалкових перекриттів є саме стик перекриття з колоною. Дослідженню таких стиків приділено велику увагу, як вітчизняними, так і зарубіжними вченими. На даний час використовують різні варіанти влаштування стиків, найбільш розповсюдженими є конструкції з встановленням поперечної або жорсткої арматури в плиті перекриття, а також стики із застосуванням капітелей, влаштування скритих металевих обойм в тілі плитних залізобетонних конструкцій, тощо.

Зокрема розглянутий вузол сполучення колони з перекриттям монолітної залізобетонної безбалкової конструкції у вигляді залізобетонної капітелі, що розташована зверху на перекритті. При цьому капітелі армуються похилою арматурою. Така конструкція стику має підвищену несучу здатність на згин та продавлювання. Наявність капітелі підвищує жорсткість вузлів, що призводить до зменшення прогинів перекриттів та горизонтальних деформацій будівлі.

На даний час вивчена робота вузлів з різною міцністю бетону колони та перекриттів, що дозволяє раціонально використовувати бетони різної міцності у висотних будівлях з безбалковим перекриттям. При цьому раціональним прийомом є диференційне використання бетонів різного класу в колонах по висоті, а в плитах перекриття – бетон середньої міцності. При проектуванні плоских безбалкових безкапітельних плит перекриття будівель з рамно-в'язевою системою, в ряді випадків, товщина плити визначається з розрахунку на продавлювання. Аналіз даних про роботу плит перекриттів з високоміцних бетонів на продавлювання показують, що модель, яка прийнята у вітчизняних нормах проектування дещо завищує фактичну несучу здатність і вимагає корегування. Використання вузлів плит з колонами з різною міцністю призводить до появи великих стискаючих зусиль в нижніх поверхах, що не враховуються в розрахунках на продавлювання.

Проведені дослідження роботи вузлів перекриття з колонами різної міцності показали, що основними факторами, які впливають на несучу здатність вузлів являються: співвідношення міцності бетону колон та плити, співвідношення розмірів перерізу колони та плити й згинальний момент зі сторони плити перекриття. Крім того, встановлено, що стиск зі сторони верхньої колони спричиняє позитивний вплив на несучу здатність та жорсткість плити. Разом з тим, для підвищення несучої здатності вузлів необхідним є використання додаткових хомутив у вузлі та високоміцної арматури в колонах. Одним з основних факторів, що стримує використання високоміцного бетону в колонах, являється відсутність в нашій державі нормативних рекомендацій по проектуванню вузлів сполучення колон та плит перекриття, що складаються із бетонів різної міцності, а також недостатнє вивчення цього питання за кордоном.

Аналіз існуючих конструкцій вузла сполучення колони з плитою залізобетонного монолітного безбалкового перекриття показує, що значні складності цієї опорної зони пов'язані не тільки з встановленням численних каркасів в проектне положення, але і забезпеченням належного ущільнення

бетону в зв'язку з досить частим розташуванням арматурних стрижнів. Вірогідність недоуцільнення бетону тут значно вища, ніж в середній частині плити.

Принципово нове конструктивне рішення вузла сполучення горизонтальних та вертикальних залізобетонних конструктивних елементів ґрунтується на використанні змішаного армування найбільш відповідальних ділянок конструкції. Запропоноване сталезалізобетонне безбалкове перекриття, основним елементом якого є сталева листова арматура, що виконує наступні функції: сприймає поперечне зусилля; за рахунок наявних отворів в листах являється своєрідним шаблоном при влаштуванні арматурних каркасів; в зоні рамних вузлів утворює "ефект обойми"; виконує функції незнімної опалубки у випадку необхідності використання спеціального бетону або дисперсного армування при влаштуванні рамного вузла; зменшення власної ваги плити за рахунок встановлення легкобетонних вкладишів. При такій системі виключено продавлювання у вузлах. За рахунок сприйняття поперечного зусилля продавлювання у вузлі виключено, таким чином з'являється можливість зменшення будівельної висоти перекриття та відмови від капітелей.

Підвищення жорсткості та несучої здатності на зсув (за поперечною силою), згин та продавлювання зумовлено наявністю в перерізі залізобетонної конструкції сталевих листів (рис. 10.4), що працюють сумісно з арматурою та бетоном та мають більш високі міцнісні властивості в порівнянні із залізобетонним перерізом. Підвищення надійності пов'язано з тим, що виключається механізм крихкого руйнування залізобетонних конструкцій. Сталеві листи не можуть втратити стійкість, оскільки вони знаходяться в тілі бетону. Змінюється деформативність конструкції в цілому і вона починає працювати в'язко. Бетон тим самим не дає металевій обоймі втратити стійкість.

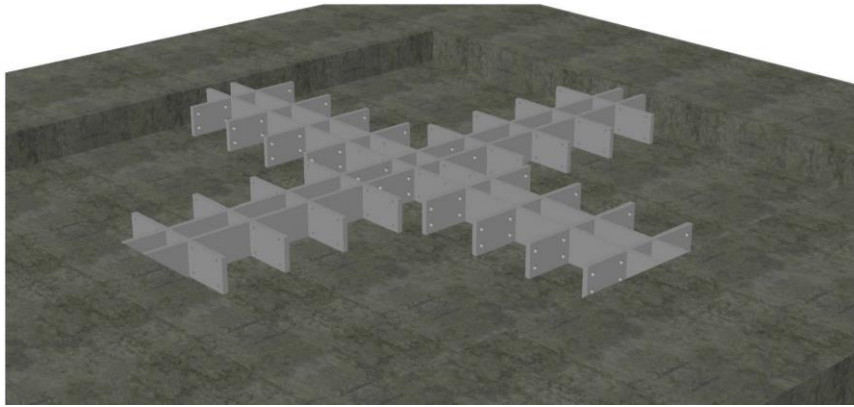


Рис. 10.4. Жорстка вставка в перекриття

При розв'язанні задачі удосконалення конструкцій вузла сполучення колони з монолітним залізобетонним безбалковим перекриттям запропоноване рішення, яке полягає у приєднанні перекриття до сталезалізобетонної стійки. Колона складається з металевої оболонки, що утворюється поєднанням за допомогою зварювання двох швелерів, та заповнена бетоном, який, в свою чергу, підвищує місцеву стійкість стінки та полицок сталевих прокату. Для забезпечення сприйняття згинального моменту до сталезалізобетонної колони приварено горизонтальні сталеві пластини (фасонки), до яких за допомогою зварювання кріпляться сталеві арматурні стрижні. Згинальний момент, що виникає у вузлах від навантаження на плиту перекриття, сприймається горизонтальними зварними швами металевих пластин, вертикальні зварні шви анкерних відгинів працюють на сприйняття поперечної сили. Приварені до фасонок арматурні стрижні забезпечують сприйняття вузловим з'єднанням згинальних моментів, що збільшує жорсткість опорного вузла, зменшуючи тим самим прогини залізобетонної плити у прольоті. Відгини монолітної залізобетонної плити приєднуються до сталезалізобетонної колони за допомогою зварних швів.

Монолітні конструкції безбалкових перекриттів, як правило, розраховують на рівномірно розподілене постійне та корисне навантаження, з урахуванням перерозподілу зусиль у відповідності з інструкцією по розрахунку статично невизначених залізобетонних конструкцій.

Разом з перерахованими перевагами будівель з монолітним безбалковим

перекриттям, дана конструктивна схема має ряд недоліків. При будівництві будівель з таким переkritтям досить трудомісткими є роботи по влаштуванню опалубки. Вартість арматурних та опалубних робіт при цьому складає 25 – 50%, а трудомісткість – 43 – 70%. Цими роботами безпосередньо на будівельних майданчиках зайнято близько 37% робітників, що замаються спорудженням монолітних конструкцій, або 4% всіх робітників на будівництві. При бетонуванні переkritтя опалубка сприймає значні навантаження, включаючи власну вагу, вагу бетонної суміші, що вкладається, обладнання, робітників, тощо. В зв'язку з цим, при влаштуванні опалубки необхідне використання підтримуючих елементів. В якості таких елементів найчастіше використовують інвентарні розсувні стійки. Роботи по бетонуванню повинні проводитись без простоїв. Після монтажу опалубки та арматури слід приступати до бетонування – інакше можливе потрапляння різного виду сміття (листя з дерев тощо), яке перед бетонуванням обов'язково потрібно видалити. Виконанням монолітного переkritтя повинні займатись досвідчені бригади, що в змозі відповідним чином виставити опалубку, підготувати арматурний каркас, вкласти та ущільнити бетонну суміш. Ще один недолік монолітних переkritтів полягає в тривалій технологічній перерві робіт – укладений бетон отримує проектну міцність на протязі 28 діб.

З огляду на вищевикладене, одним з можливих шляхів індустріалізації, росту продуктивності праці, скорочення термінів та вартості будівництва безбалкових переkritтів є використання комплексних сталезалізобетонних конструктивних елементів.

Як вже було зазначено, при проектуванні монолітних залізобетонних будівель із безбалковим каркасом гостро виникає питання розрахунку та конструювання стиків колон з плоскими переkritтями. В цьому місці виникає максимальний згинальний момент та поперечна сила. Якщо з моментом все відносно зрозуміло, то забезпечити сприйняття продавлювання буває досить складно при стандартних габаритах колон й товщині переkritтя. Такі вузлові сполучення являються складними в каркасі будівель внаслідок невеликої

товщини перекриттів та насиченості їх поздовжньої та поперечної арматури.

Монолітні багатоповерхові будівлі виконуються, як правило, у вигляді каркасно-стінової нерегулярної конструктивної системи з плоскими перекриттями, що забезпечують високі архітектурні та конструктивні показники. Такі будівлі мають суттєві особливості з точки зору розрахунку та проектування як конструктивної схеми в цілому, так і окремих її елементів. Ці особливості комплексно не враховуються в існуючих вітчизняних нормативних документах, практиці проектування та будівництва, що призводить до недостатньої міцності й жорсткості таких конструкцій, або до надлишкових витрат матеріалів. Також слід зазначити, що нині діючі нормативні документи були розроблені декілька десятиліть тому, коли подібні конструктивні системи мали обмежене використання на практиці будівництва. Подані недоліки підкріплюються досить обмеженими даними по натурним випробуванням та моделюванню таких вузлів, а також по аналізу застосованих рішень на практиці.

Із організаційних недоліків слід відмітити відсутність необхідної документації по організації та управлінню будівництва із монолітного залізобетону з урахуванням територіальних та місцевих умов, недостатньо надійний контроль якості монолітного будівництва.

Ретельно аналізуючи будівельні системи з точки зору вартості, планувальних можливостей, витрат праці, швидкості зведення, архітектурних рішень можна впевнено стверджувати, що найближчим часом індустріальні збірні каркаси із безбалковим перекриттям впевнено займатимуть свої позиції на ринку будівельних технологій, змістивши крупно-панельну та каркасно-монолітну схему. Збірні безбалкові конструкції більш універсальні – їх можна використовувати у всіх видах будівельного виробництва – при спорудженні житлових та офісних будівель, промислових об'єктів, торгових та паркувальних комплексів. Збірні залізобетонні безбалкові перекриття являються більш економічними монолітних, так як дозволяють підвищити індустріальність будівництва, скоротити витрати праці і терміни виконання

будівельно-монтажних робіт. Беззаперечні переваги збірного перекриття – його відносно невелика будівельна трудомісткість, перенесення більшості технологічних операцій в заводські умови, де можна застосовувати найбільш передові методи виробництва з повною механізацією всіх технологічних операцій.

Збірні безбалкові перекриття, як правило, використовуються при квадратній сітці колон, зазвичай 6×6 м, мають велику кількість варіантів конструктивних рішень, серед яких найбільш розповсюджені рішення з міжколонними плитами в одному напрямку, з міжколонними плитами в двох напрямках, і без міжколонних плит.

Типові збірні безбалкові перекриття складаються із чотирьох елементів: колон висотою в один поверх, залізобетонних капітелей, міжколонних (або надколонних) плит та середніх плит (або пролітних). Кожна колона має консоль, на якій закріплюється капітель пірамідальної форми – для обпирання на неї міжколонних плит (рис. 10.5) Одночасно капітель слугує обіймою для замонолічування стику колон між собою.

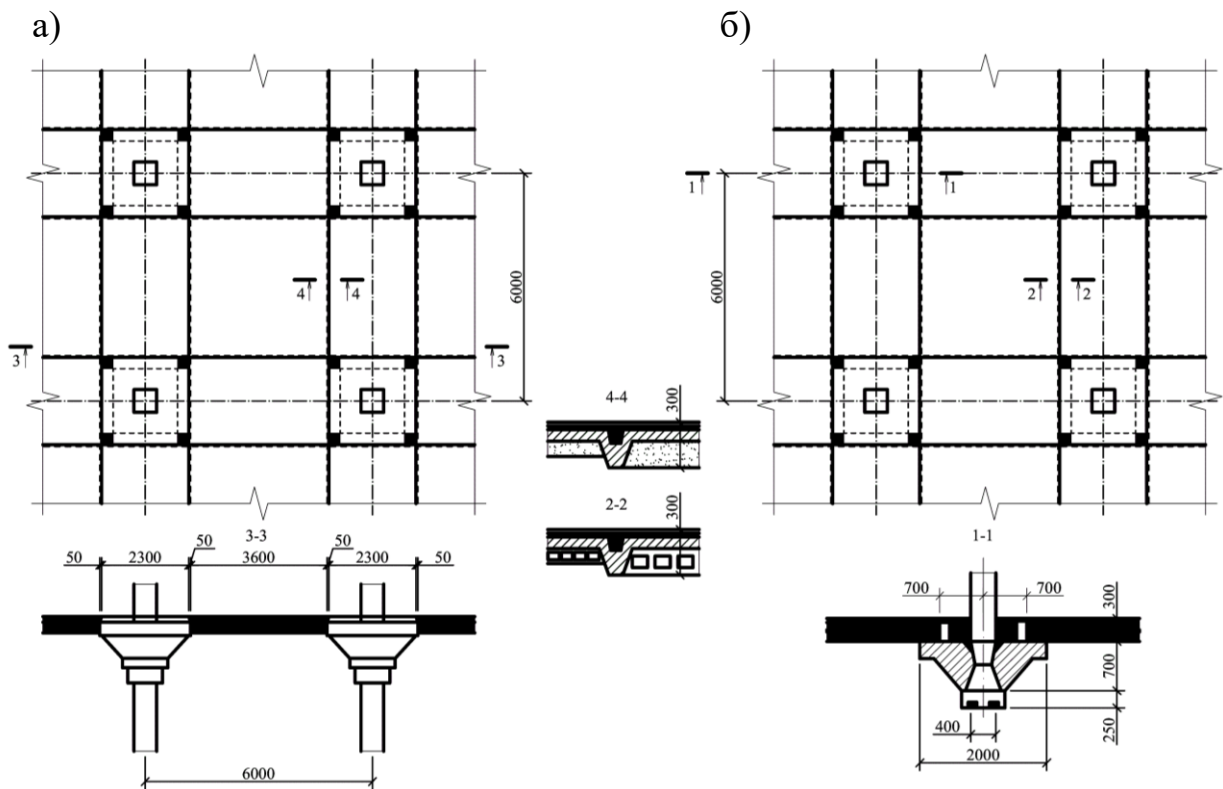


Рис. 10.5. Фрагмент збірної безбалкового перекриття

Міжколонні плити виготовляються плоскими, ребристими або пустотними. Для підвищення несучої здатності вони конструюються так, щоб після встановлення в проектне положення, зварювання виступів арматури та замонолічування стиків плити працювали як багатопролітні нерозрізні балки. Середні плити опирають по контуру на чверті, що виступають на міжколонних плитах. Середні плити виготовляють одношаровими плоскими або ребристими товщиною 160 – 220 мм для звичайної сітки колон 6×6 м. Міжколонні та середні плити зазвичай передбачають однієї товщини. Габаритні розміри збірних елементів повинні відповідати умовам заводського виготовлення на серійному обладнанні та транспортування елементів.

У практиці будівництва існує конструктивна схема, що складається зі збірно-монолітного безбалкового перекриття з плоскими капітелями та міжколонними плитами, що розташовані в одному напрямку (рис. 10.6).

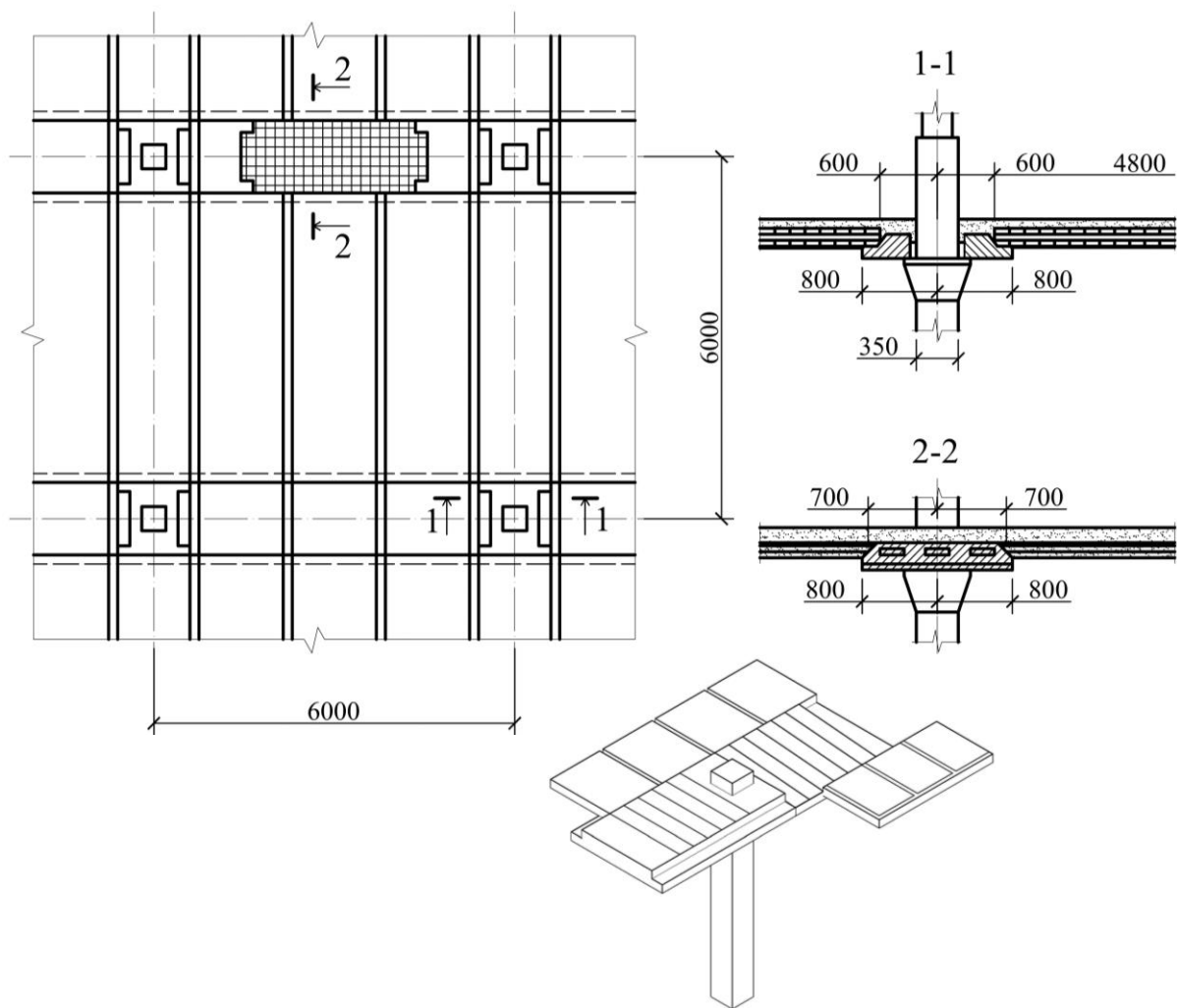


Рис. 10.6. Фрагмент збірно-монолітного безбалкового перекриття

Середні плити також розташовуються в одному (протилежному) напрямку, спираючись на чверті міжколонних плит. Найчастіше середні плити виготовляються багатопустотними. Одна з цих плит слугує розпіркою між колонами каркаса. Випуски арматури середніх плит приварюються до арматурної сітки, що вкладається на міжколонні плити. До цієї ж сітки приварюються випуски арматури та закладні деталі інших збірних елементів. Після бетонування збірно-монолітне перекриття має необхідну жорсткість.

Відома й інша схема збірного залізобетонного безбалкового перекриття, при якій просторовий каркас будівлі з безбалковим перекриттям вирішено по рамній схемі в обох напрямках (рис. 10.7). Його несучі елементи: колони, капітелі, міжколонні та пролітні плити суцільного перерізу. Плити-капітелі опираються на монтажні сталеві столики, що приварені до закладних деталей

колон, а верх капітелей поєднують з колоною сталевими накладними елементами, які приварюються до закладних деталей колони та капітелі.

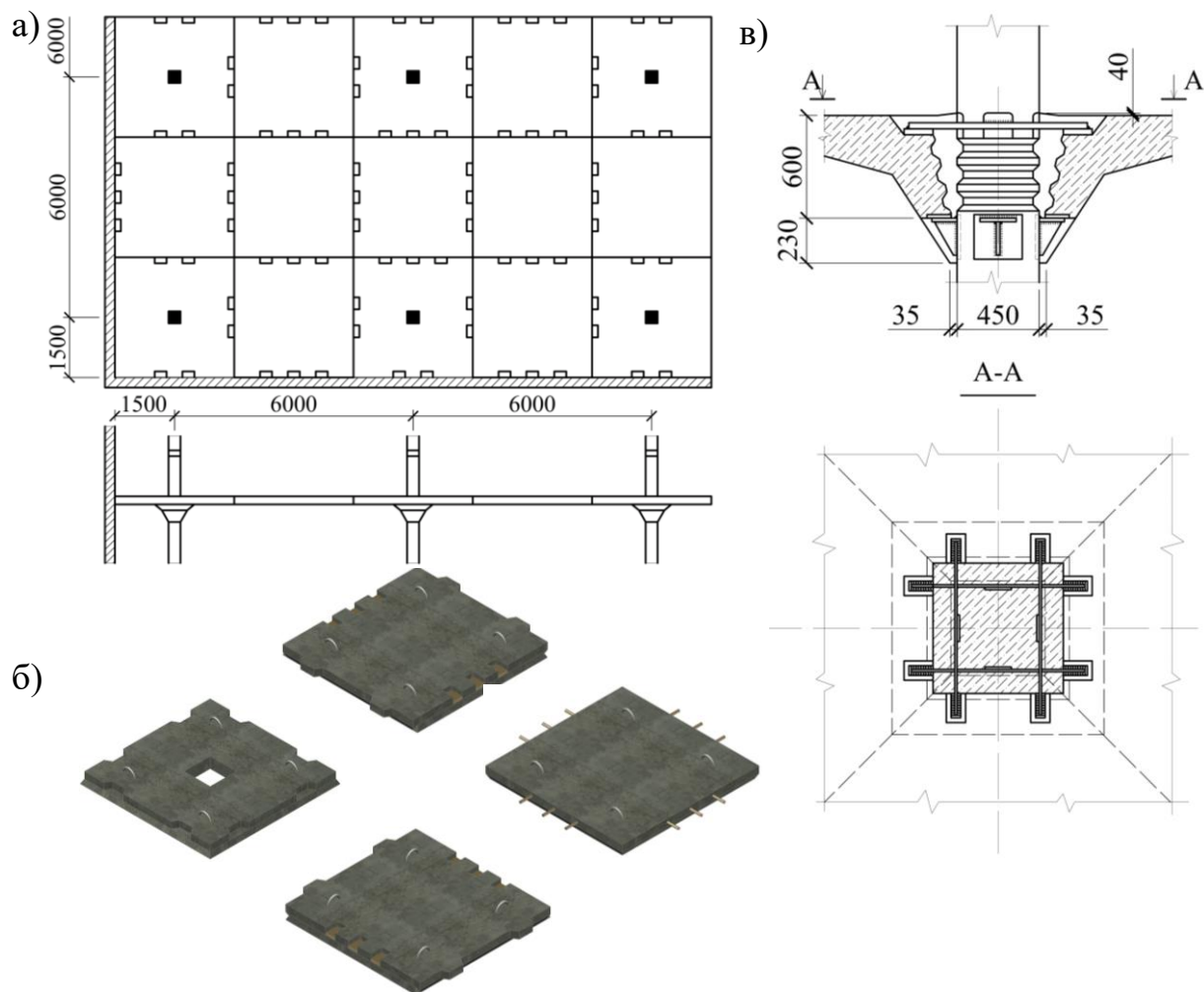


Рис. 10.7. Каркас безбалкового перекриття (а), елементи перекриття (б) та вузол сполучення капітелі з колоною (в):

- 1 – колона; 2 – капітель; 3 – міжколонна плита; 4 – пролітна плита; 5 – шпонкові з'єднувальні елементи; 6 – випуски арматурних стрижнів; 7 – сталеві монтажні столики; 8 – пази, що заповнюються бетоном; 9 – накладні сталеві елементи

Паз між колоною та капітеллю заповнюють бетоном. Міжколонні плити спираються виступами на капітелі, утворюючи шпоночні з'єднання, а пролітні плити спираються випусками арматури на міжколонні плити. Плити з'єднують зварюванням закладних деталей капітелей та міжколонних плит і випусків арматури.

Після монтажу колон на всю висоту будівлі перекриття піднімають домкратними механізмами та закріплюють в проектних рівнях на колонах за допомогою "воротникових" конструкцій, що приварюють до закладних деталей колон і перекриття. Вузли сполучення замоноличують бетоном. Основні недоліки такого перекриття полягає в тому, що воно має обмежену несучу здатність, наявність громіздких металоформ для виготовлення плит перекриття та занадто високі трудовитрати на зведення каркасної будівлі в цілому.

Суттєвим недоліком збірних безбалкових конструкцій є занадто громіздка та візуально важка конструкція збірних капітелей, які зазвичай займають від 1:4 до 1:5 усієї висоти колони (в той час як архітектурною практикою багатьох століть вироблені закономірності побудови опорних частин стійково-балкової системи з мінімальним для найбільш важких опор співвідношенням 1:7). Суттєвим моментом у багатьох випадках є також наявність рельєфу на поверхні стелі, що утворюється міжколонними та надколонними плитами (залежно від розрізування перекриття на збірні елементи) й основним настилом. Це зводить нанівець основну ідею безбалкового перекриття, що полягає в утворенні абсолютно гладкої плоскої стелі.

Конструкції залізобетонних збірно-монолітних безбалкових безкапітельних перекриттів у багатьох випадках принципово відрізняються від існуючих рішень подібних збірних і монолітних. Такі перекриття зберігають переваги монолітних та збірних безбалкових перекриттів. Вони дозволяють уникнути перевитрат арматурної сталі при індустріалізації будівельних робіт.

Відомий залізобетонний збірно-монолітний каркас з безбалковим безкапітельним перекриттям являє собою рамну систему в двох напрямках, яке складається зі стійок-колон, що защемлені у фундаментах та рамно з'єднані з плоскою збірно-монолітною плитою перекриття, яка одночасно є ригелем рами. Крок колон при такій схемі, як правило, 6×6 м, перекриття нерозрізне в двох напрямках. Членування перекриття на збірні елементи зроблено з таким розрахунком, щоб плити були одного типорозміру, а стики плит розташовувались у зонах, де величини згинальних моментів наближені до нуля.

Таким чином, перекриття складається з плит, що відрізняються одна від одної тільки армуванням та закладними деталями для монтажу. За характером роботи плити, що складають безбалкове перекриття можна поділити на надколонні, міжколонні та плити-вставки (рис. 10.8).

Надколонна плита кріпиться безпосередньо до колони, утворюючи так званий "гриб"; ця плита – найбільш навантажена частина конструкції, тому що на неї передається навантаження з площадки чарунки сітки колон (6×6 м). Оскільки плита сприймає дію від'ємного моменту в двох напрямках, тому вона має верхню робочу арматуру (рис. 10.9) Для здійснення передачі навантаження з перекриття на колону в центрі плити передбачено закладну деталь, до якої приварюються арматурні випуски з колони (рис. 10.10). Ця деталь являє собою сталеву прямокутну коробку, що зварена з листової сталі й слугує прокладкою, що з'єднує за допомогою зварювання арматуру плити і колони. До граней коробки приварені арматурні стрижні, що виконані у вигляді надколонних та горизонтальних елементів для сприйняття сколюючих напружень, зусиль розтягу від згинального моменту і місцевих зусиль розтягу, що викликані продавлюванням.

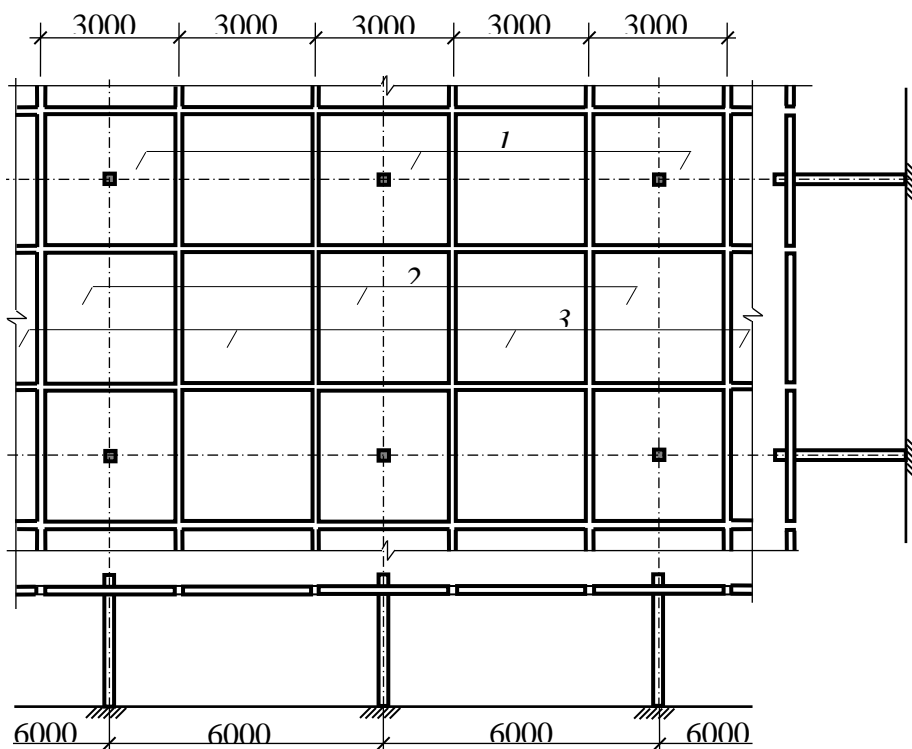
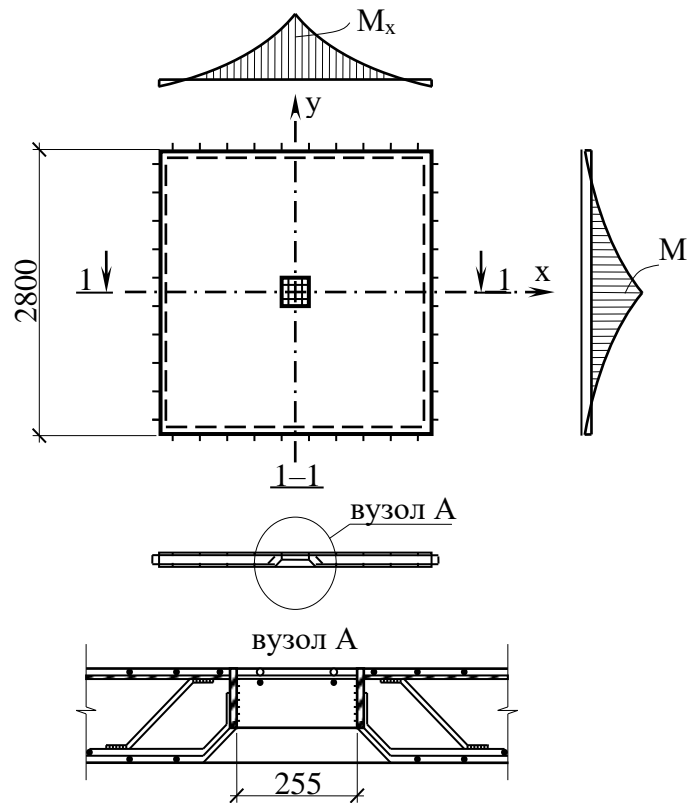


Рис. 10.8. Схема каркаса з безбалковим безкапітельним перекриттям:



1 – надколонна плита; 2 – міжколонна плита; 3 – плита-вставка

Рис. 10.9. Конструкція надколонної плити

По периметру плита має петлеві випуски з кроком 300 мм для монолітного зв'язку із суміжними плитами.

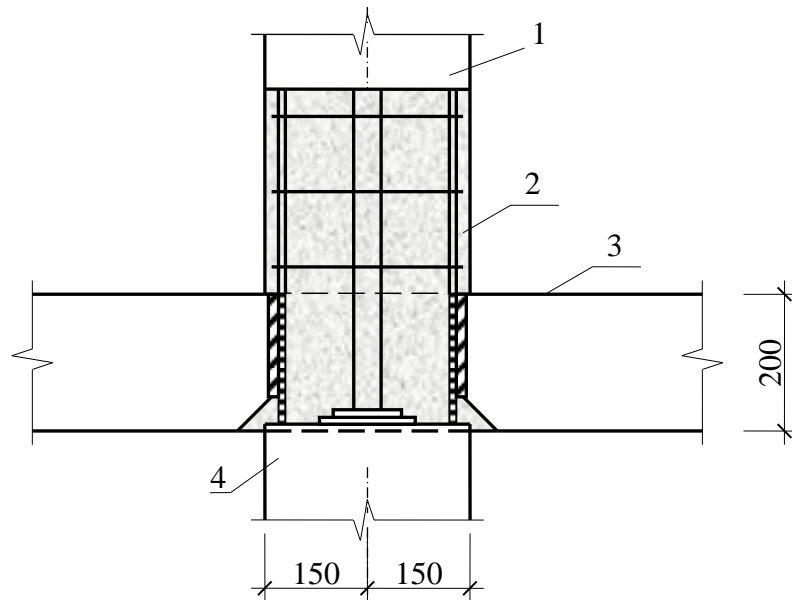


Рис. 10.10. Стик колон

- 1 – колона першого поверху; 2 – бетон замонолічування;
3 – надколонна плита; 4 – колона нижнього поверху

Міжколонна плита встановлюється між двома надколонними за допомогою закладних деталей – "лап", що є несучою конструкцією стику до замонолічування шва між плитами (рис. 10.11). Ця плита сприймає дію згинальних моментів різних знаків у взаємно перпендикулярних напрямках: згинальний момент в напрямку осі колон і в перпендикулярному напрямку.

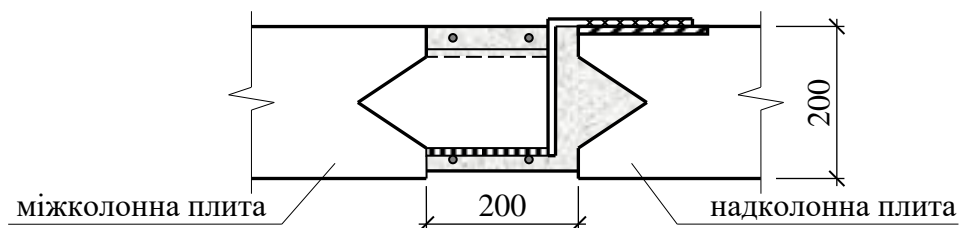


Рис. 10.11. Вузол сполучення міжколонної та надколонної плит

Плита-вставка спирається на міжколонні плити за допомогою "лап" (по одній з кожної сторони), що виконують ті ж функції, що і в міжколонній плиті. Плита має робочу арматуру в нижній частині в двох напрямках.

Як показала практика, процес виготовлення плит перекриття досить

простий. Усі вироби виготовляються в горизонтальних формах у наступній послідовності: встановлюється нижня сітка, потім петлеві випуски, закладні деталі і верхня сітка. Найбільш трудомістким є виготовлення закладної деталі надколонної плити, що розташована в її центрі. Вона вимагає високу точність та передбачає великий обсяг зварювальних робіт. Виготовлення колон для такого перекриття звичайне, але потребує точної фіксації випусків, тому в торці опалубки, зі сторони випусків, обов'язковим є встановлення кондуктора.

Монтаж конструкцій здійснюється в такому порядку: монтуються колони, надколонні плити, наступним є монтаж міжколонних плит та плити –вставки. На наступних поверхах процес повторюється. Монтаж колон першого поверху зводиться до їх правильного встановлення, як правило, в стакан фундаментів з наступним ретельним зачеканюванням.

Однією із сучасних схем каркасної збірно-монолітної системи із застосуванням безбалкового перекриття є каркас уніфікований безригельний (КУБ), який розроблено для будівництва будівель до 25 поверхів і вище в I-IV кліматичних районах. Основною відмінністю такої системи є використання індустріально виготовлених елементів каркаса будівлі й монтаж їх на будівельному майданчику. Суть системи в тому, що її розробники запропонували нову конструкцію вузла з'єднання перекриття з колоною. Тут уперше була врахована робота поперечної арматури, яка була зв'язана в арматурний каркас особливої конструкції, що відіграє роль вбудованої в плиту капітелі та забезпечує роботу вузла на продавлювання. Такий каркас й отримав назву "КУБ". У подальшому з'явилися "КУБ 1", "КУБ 2", "КУБ 3". І лише потім була створена чергова модифікація, що застосовується в сучасному будівництві "КУБ 2,5".

Каркас уніфікований безригельний має відносно просту геометричну форму та мінімальну кількість основних типорозмірів. Каркас монтується з виробів заводського виготовлення з наступним замонолічування вузлів, в експлуатаційній стадії конструкція є монолітною. Такий каркас складається із колон квадратного перерізу та плоских панелей перекриття. Панелі перекриття мають розміри в плані 2,98×2,98 м, таким чином проміжок між ними становить

20 мм. Товщина панелей – 160 мм. Залежно від розташування в плані, панелі перекриття ділять на надколонні, міжколонні та середні.

Членування перекриття запроектовано з таким розрахунком, щоб стики панелей розташовувалися в зонах, де величина згинальних моментів дорівнює нулю. Просторова жорсткість конструкції забезпечена монолітним зв'язком елементів (перекриття та колон) і, за необхідності, включенням у систему зв'язків та діафрагм. Стики елементів каркаса замонолічуються, утворюючи рамну конструктивну систему, ригелями якої слугують перекриття. Монтаж багатопверхових рамних каркасів виконується за допомогою мобільних або баштових кранів в такій послідовності: монтується колони, встановлюються та приварюються до арматури колон надколонні плити. При цьому необхідним є використання додаткових підтримуючих засобів, після чого в своє проектне положення встановлюють міжколонні й середні плити. В свою чергу, влаштування тимчасових підтримуючих стійок є досить важливим і відповідальним моментом під час монтажу перекриття і потребує ретельного контролю. Адже тимчасові опори на перших стадіях монтажу повністю сприймають навантаження від власної ваги плит. Після влаштування фіксаторів шви між панелями замонолічуються. Одночасно розчином замонолічують стики надколонних плит з колонами по всьому перекриттю на цій відмітці. Лише з досягненням розчину замонолічення необхідної міцності тимчасові підтримуючі стійки можуть бути прибрані. В конструкції стиків колон передбачено примусовий монтаж, при якому фіксуючий стрижень верхньої колони повинен увійти в патрубок нижньої колони.

Конструкції каркаса розраховані для будівництва будівель за рамною або рамно-зв'язною схемою. Поверховість за рамою схемою обмежена 5 поверхами, за рамно-зв'язною схемою практично не обмежена за умови забезпечення міцнісних якостей колон шляхом збільшення відсотка армування або введенням жорсткої арматури.

Вироби каркаса мають обмежену кількість типорозмірів, що суттєво полегшує його освоєння, але, водночас, обмежує галузі застосування при

індивідуальних проектах з нестандартними розмірами сітки колон. Формоутворюючі можливості каркаса мають широкий діапазон від одноповерхових до багатоповерхових будівель зі складними архітектурно-просторовим вирішенням. Конструкція каркаса дозволяє вирішити схему перекриття без консолей по периметру будівлі.

На сьогодні активно відбувається розвиток системи "КУБ 2,5": переробка та модернізація елементів каркаса, починаючи від найпростіших закладних деталей і закінчуючи найбільш складними елементами – плитами перекриття.

10.4. Сучасні часторебристі перекриття та їх дослідження

За останні роки суттєво збільшились потреби в будівництві багатоповерхових будівель промислового та громадського призначення з великими прольотами. Будівлі з традиційним кроком колон (6×6 або 7,2×7,2 м), далеко не завжди відповідають технологічним вимогам експлуатації ряду промислових споруд та громадських центрів, переважно торгово-побутового призначення. Саме різновидом безбалкових перекриттів можна рахувати і часторебристі або кесонні перекриття, де при великих прольотах та значній товщині плити полегшення конструкції досягається членуванням перекриття на квадратні або прямокутні поля з ребрами-балками, що знаходяться в нижній зоні.

Часторебристі (кесонні) перекриття знайшли своє широке використання в практиці будівництва ряду європейських країн, зокрема, в Іспанії, Великобританії, де при будівництві адміністративних будівель найбільш часто застосовують каркасні конструктивні системи. Приміщення, над котрими влаштовуються часторебристі перекриття, як правило, мають в плані прямокутну форму з відношенням сторін не більше ніж 1:1,5 або розділяються колонами на ділянки подібної форми. Балки, що розділяють перекриття на кесони, можуть бути розташовані паралельно його сторонам або під кутом – зазвичай у 45°. В останньому випадку план приміщення не обмежений указаним співвідношенням сторін та може бути більш витягнутим.

При діагональних кесонах як загальна довжина балок, так і довжина середніх балок більші; все ж таки витрати матеріалу при такому розташуванні такі ж, як і при звичайному, завдяки вигідним умовам статичної роботи балок. Вигода роботи діагонального часторебристого перекриття зумовлена наявністю коротких кутових балок, які є ніби проміжними пружними опорами для інших, довгих, балок. Інколи при витягнутих планах діагональні кесонні перекриття мають й архітектурні переваги.

Висота балок часторебристих перекриттів приймається однаковою в обох напрямках. При цьому необхідно стежити за тим, щоб у місцях перетину робочої арматури стрижні балок з більшими згинальними моментами розташовувались нижче. На практиці будівництва часторебристі конструкції споруджують зі збірних елементів заводського виготовлення, із монолітного залізобетону, або у збірно-монолітному виконанні.

Тип часторебристого перекриття вибирають виходячи з призначення й капітальності споруди, з урахуванням техніко-економічних показників, експлуатаційних вимог та місцевих умов. Зіставлення техніко-економічних даних показують, що трудомісткість зведення монолітних і збірно-монолітних часторебристих перекриттів менше, ніж звичайних ребристих, у середньому на 20 – 25 %.

При виборі типу перекриття суттєву роль відіграє величина прольотів та навантажень, контури плану приміщення, що перекривається. До конструкцій з найменшими витратами сталі відносять часторебристі перекриття по балках з попередньо напруженою високоміцною арматурою. Збірні перекриття та перекриття типу балкових настилів слід використовувати переважно для приміщень, прямокутних у плані. При квадратних панелях інколи доцільно влаштовувати монолітні залізобетонні часторебристі перекриття у вигляді плити, обпертою по контуру. Конструкція такої плити складається з частих залізобетонних ребер, розташованих взаємно перпендикулярно. Простір між ребрами заповнюють вкладишами з легкого залізобетону, суцільних або пустотілих легкобетонних блоків, тощо.

Для поверхових будівель суттєве значення має висота перекриття. Найменшу висоту мають часторебристі перекриття без верхньої плити та балкові настили.

До часторебристих перекриттів можна також віднести ряд залізобетонних балкових настилів (коробчастий настил, двопустотний настил та ін.), в яких розрахунковими елементами є часто розташовані таврові балочки (рис. 10.12).

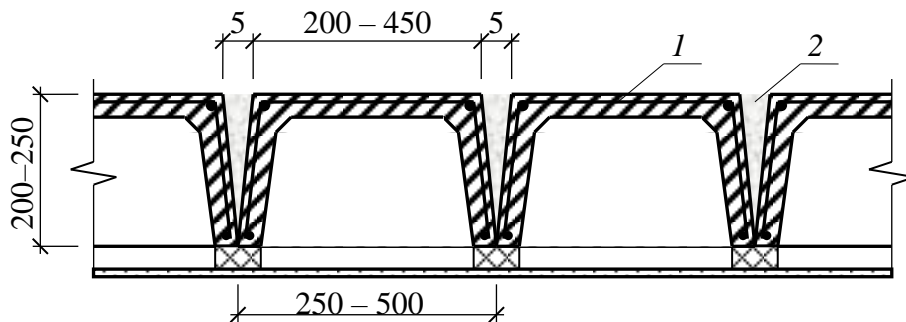


Рис. 10.12. Схема лоткового настилу

1 – лотковий настил; 2 – цементний розчин

Інколи, при великих прольотах для підвищення несучої здатності збірного перекриття прямокутний переріз ребер перетворюють в таврове шляхом улаштування верхньої монолітної плити з легкою розподільною арматурою. Опалубкою для такої плити слугує збірне перекриття (рис. 10.13).

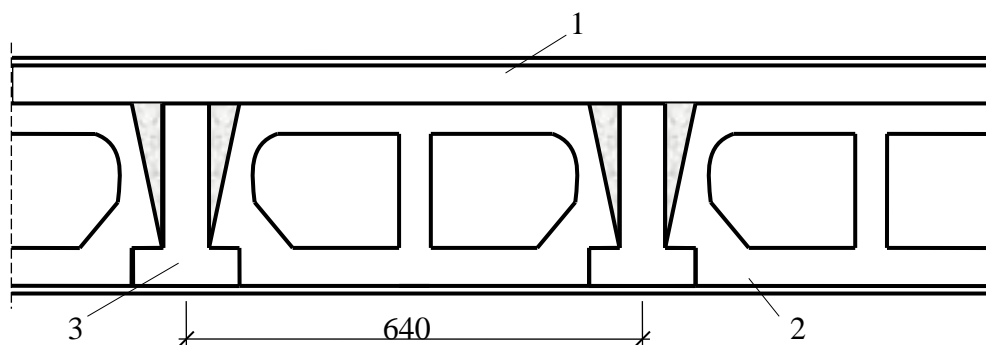


Рис. 10.13. Схема збірного часторебристого перекриття з верхньою монолітною плитою:

1 – монолітно залізобетонна плита; 2 – залізобетонна вставка;
3 – збірна залізобетонна балка

Для забезпечення монолітного зв'язку цієї плити з перекриттям її слід бетонувати одночасно із заповненням швів між балками і вставками. Для приміщень, що не вимагають гладкої стелі та без особливих вимог до звуко- й теплоізоляційних якостей перекриття, останнє може бути влаштоване зі збірних балок та вкладених по них збірних залізобетонних плит.

У сучасному будівництві знаходять своє використання монолітні часторебристі залізобетонні перекриття (рис. 10.14), в яких ребра мають відносно невеликий крок, не більше ніж 1,5 м. При цьому, ребра мають два напрямки, за рахунок чого утворюється значна жорсткість монолітної плити перекриття ніж звичайні однонаправлені часторебристі перекриття. В конструкції монолітного часторебристого типу бетон видалено з розтягнутої зони перерізу, в якому збережені лише ребра, в котрих розташована розтягнута арматура. В результаті вдається отримати деяку економію матеріалу в порівнянні з перекриттями суцільного перерізу або суттєво збільшити прольоти, що перекриваються. Структуру сучасних залізобетонних монолітних часторебристих перекриттів формують за допомогою пластмасових опалубних форм (типу Skydome) або на суцільних риштуваннях. У першому варіанті форми розташовують на певній відстані одна від одної (рис. 10.15), тим самим, утворюються порожнини для бетонування взаємоперпендикулярних армованих монолітних балок. В інших випадках для зведення монолітного часторебристого перекриття використовують суцільні риштування – такий спосіб являється не виправдано дорогим та довготривалим.



Рис. 10.14 Фрагмент монолітного часторебристого (кесонного) перекриття

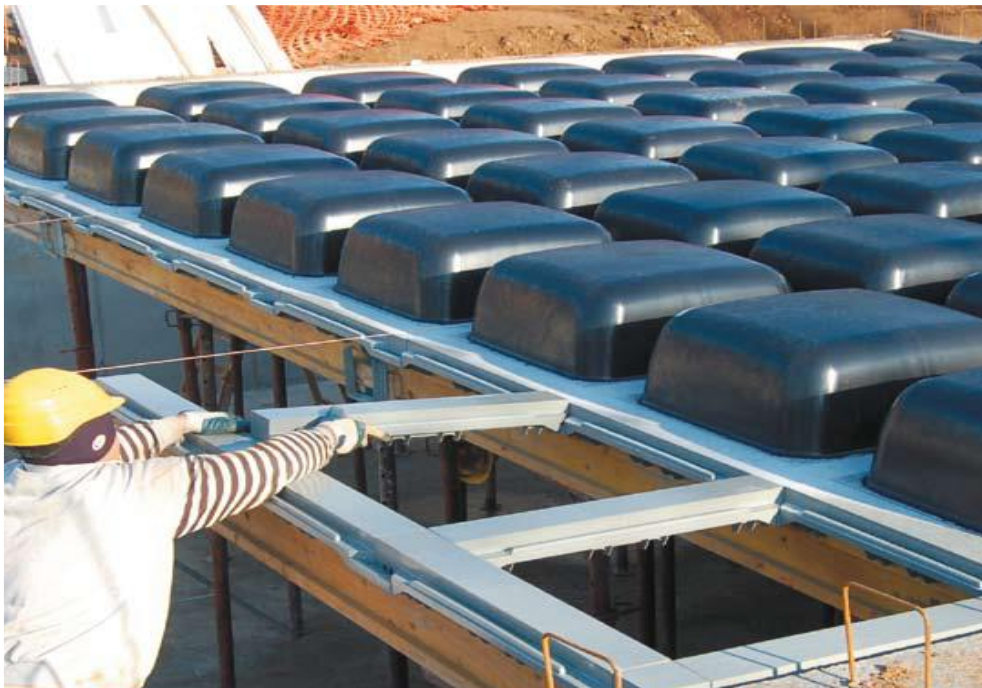


Рис. 10.15. Влаштування опалубних форм для монолітного часторебристого перекриття

Над формами розташовують арматурну сітку у відповідності з отриманими результатами при проектуванні монолітного часторебристого перекриття згідно навантажень. Разом з тим, по контуру монолітної плити влаштовують балкове армування із заздалегідь приготовленого арматурного

каркасу. Верхнє армування часторебристої монолітної плити перекриття виконується за допомогою готових арматурних сіток, що виготовляються в заводських умовах – це значно скорочує час виробництва армування плити монолітного часторебристого перекриття в порівнянні із армуванням монолітної суцільної плити перекриття.

Після армування відбувається бетонування конструкції. В результаті утворюється монолітне залізобетонне часторебристе перекриття загальною висотою 25 – 45 см. В місцях обпирання елементів перекриття на колони розтягнутою є верхня частина перекриття, робоча арматура розташовується у верхній зоні, тому в місцях сполучення перекриття з колоною, зазвичай, влаштовується суцільна монолітна плита.

Для влаштування залізобетонного монолітного часторебристого перекриття використовують спеціальний комплект опалубки, що складається з телескопічних підтримуючих стійок, металевої обрешітки. На обрешітку розкладають пластмасові опалубні форми, що мають незначну адгезію до бетону і легко видаляються після досягнення бетоном необхідної міцності. При цьому, відповідальним моментом є правильне розташування підтримуючих стійок, а також фіксація опалубних форм на металевих прогонах, що потребує високої точності. Все це, в свою чергу, дещо ускладнює процес спорудження монолітного часторебристого перекриття та потребує специфічних навичок у робітників.

В цілому, можна зазначити, що в середньому пустотність монолітного часторебристого перекриття коливається в межах 50 %. Відповідно до цього, в порівнянні із суцільними монолітними плитами висота часторебристої плити може бути збільшена вдвічі при однакових витратах бетону. Це дозволяє скоротити витрати робочої арматури та збільшити прольоти, що перекриваються. Збільшення прольотів, що перекриваються при використанні часторебристих перекриттів дозволяє знизити масу несучих конструкцій та зменшити масу будівлі в цілому.

Спорудження сучасних збірно-монолітних часторебристих конструкцій

перекриттів проводиться також на суцільних риштуваннях із однотипних тонкостінних залізобетонних прямокутних або трикутних коробчастих елементів – кесонів. Таке переkritтя включає в себе збірні пустотілі бетонні блоки та монолітний бетон. Бетонні блоки виконують функцію незнімної опалубки, що залишає в переkritті та формує із монолітного бетону вертикальні ребра в розтягнутій зоні й суцільний настил в стиснутій зоні конструкції. Поверх блоків вкладають арматурну сітку. Бетонні блоки вкладають на опалубку переkritтя – дерев'яний настил, що спираються на телескопічні стійки, металеві або дерев'яні балки та риштування. Згруповані таким чином блоки утворюють порожнини для бетонування вертикальних ребер у розтягнутій зоні переkritтя. В цій частині порожнин розкладають робочу арматуру – арматурні каркаси або окремі стрижні, що з'єднані між собою хомутами. У верхній зоні поверх блоків вкладають бетонну суміш.

До змішаних збірно-монолітних часторебристих переkritтів, що не потребують влаштування опалубки можна віднести переkritтя з блокових балок. Блокові балки, що вкладені впритул одна до одної по нижній поверхні переkritтя, утворюють жолоби для влаштування монолітних залізобетонних ребер. У цих переkritтях вкладаються блоками, що зв'язані попередньо-напруженим високоміцним дротом в окремі блокові балки.

У Національному університеті "Львівська політехніка" під керівництвом почесного професора Б.Г. Гнідця були запропоновані й розроблені нові конструктивні вирішення збірно-монолітних сталезалізобетонних часторебристих (кесонних) переkritтів. Під час монтажу таких переkritтів не потрібне влаштування риштувань, а трудомісткість при встановленні риштуванні опалублення й арматури зменшується у декілька разів. Переважно, їх виконують із двох видів залізобетонних елементів попередньо напружених балок прямокутного перерізу і ребристих плит квадратної або трикутної форми в плані. Після монтажу, додаткового армування та замонолічування збірних елементів утворюються перехресні системи з балками у двох або трьох напрямках.

Одним із основних недоліків таких часторебристих перекриттів є їх велика власна вага, тому ці конструкції вимагають подальшого вдосконалення. Можливими способами вдосконалення є застосування для збірних елементів легких бетонів, а також заміна важких залізобетонних збірних балок металевими, об'єднаними з ребристими плитами для забезпечення спільної роботи. Крім того, для монолітних балок з метою зменшення їх висоти і збільшення несучої здатності запропоновано застосовувати листове армування, що одночасно використовується як підвісне опалублення під час їх замонолічування.

З метою проведення експериментальних досліджень такого конструктивного вирішення і вивчення спільної роботи елементів збірно-монолітного сталезалізобетонного часторебристого перекриття була розроблена програма та проведені випробування дослідної конструкції перекриття розмірами 6×6 м до нормативного навантаження на будівництво житлового будинку.

Дослідну конструкцію для випробування запроектували і виготовили у вигляді часторебристого перекриття з кесонами розмірами 2×2 м як оперту по контуру (рис. 10.16). Збірні балки перекриття 1 були запроектовані металевими з двох швелерів № 20. Для забезпечення спільної роботи металеві балки 1 і плит 4 перекриті в зоні замонолічування до полички швелера приварювали вертикальні листи 2 і поперечні стрижні у вигляді замкнутих хомутів 3. Балки другого напрямку збірно-монолітні були застосовані з листовим армуванням 5. Після монтажу плит перекриття проводили їх замонолічування бетоном класу В20.

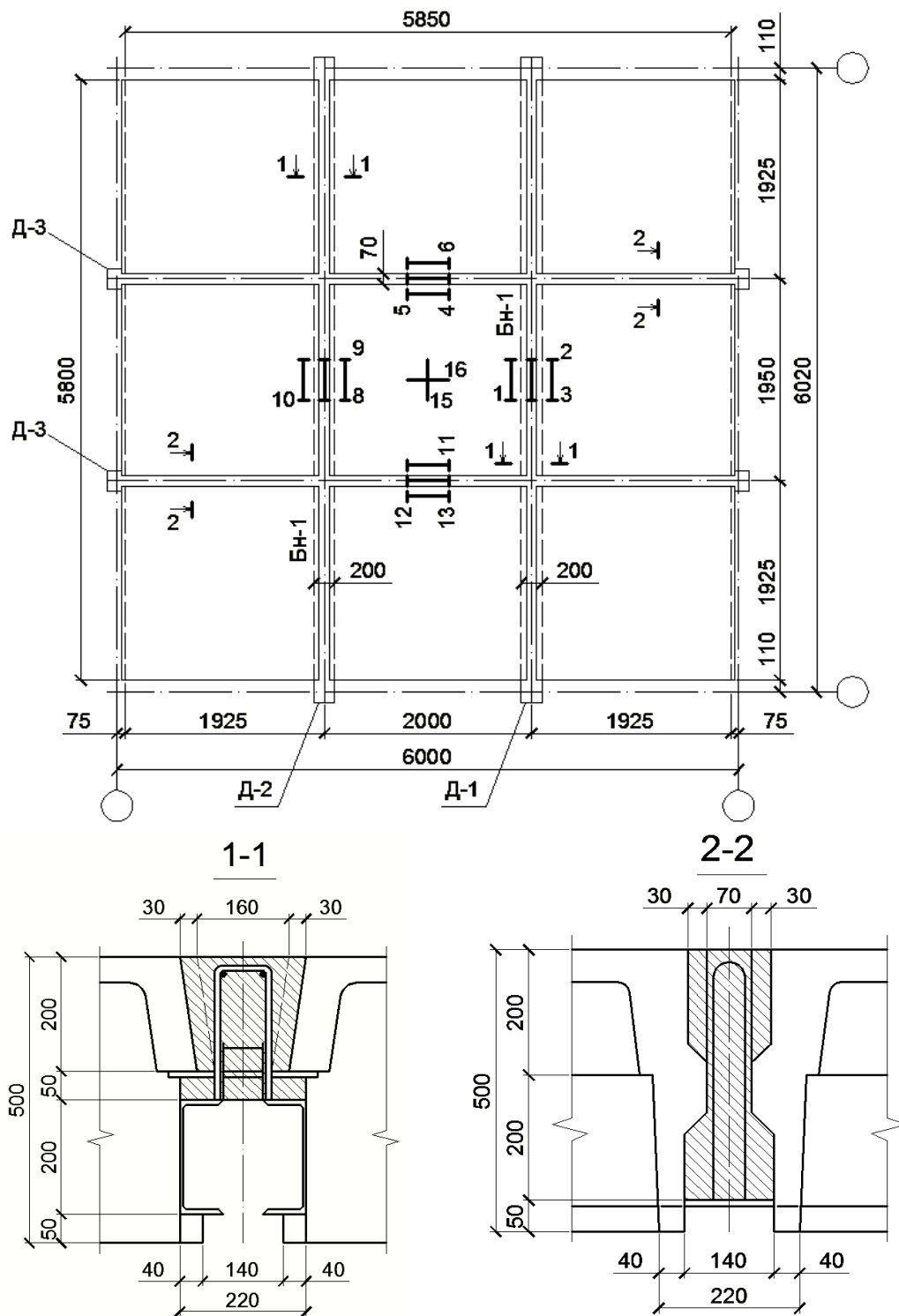


Рис. 10.16. План і перерізи сталезалізобетонного перекриття:

а – схема розташування приладів; б – перерізи 1-1 і 2-2

Під час випробування до нормативного навантаження тріщин у збірних елементах, а також уздовж контакту в бетоні замонолічування не виявлено. На всіх етапах випробування була забезпечена спільна робота збірних елементів і

бетону замонолічування.

Для перекриттів громадських будинків за великих прольотів і навантажень являє собою інтерес застосування перехресних систем й з попередньо напруженого залізобетону. У застосуванні таких конструкцій як в Україні, так і за кордоном уже нагромаджений достатньо великий досвід. Так, були розроблені збірно-монолітні часторебристі конструкції перекриттів, які споруджують на суцільних риштуваннях однотипних тонкостінних залізобетонних або армоцементних прямокутних або трикутних коробчастих елементів-кесонів. У просторі між ребрами кесонів установлюють і замонолічують робочу звичайну або попередньо напружену арматуру.

Відомо, що під час зведення часторебристих перекриттів з площинних або коробчастих елементів необхідно також улаштувати підтримуючі риштування, виконувати трудомісткі роботи з армування й установлення напруженої арматури, її натягування та ін'єктування каналів, що вимагає додаткових витрат часу і засобів, а також вирішення технічних питань, пов'язаних з багатостадійністю технології їх монтажу.

Конструкції попередньо напружених збірно-монолітних часторебристих перекриттів нової системи (ЗМКП) складаються з двох видів збірних залізобетонних елементів: попередньо напружених балок 1 прямокутного перерізу і ребристих плит 4 квадратної або трикутної форми (рис. 10.17).

Б.Г. Гнідцем були запропоновані, розроблені та повною мірою досліджені нові конструктивні рішення попередньо напружених збірно-монолітних часторебристих перекриттів.

Під час монтажу таких перекриттів не вимагається застосування риштувань, а трудомісткість установлення опалублення й арматури зменшується у кілька разів. В окремих випадках за великих прольотів з метою зменшення прогинів і при обпиранні на колони збірні балки встановлюють на тимчасові інвентарні опорні проміжні стояки. Такі конструкції призначені для перекриттів будівель різної форми з прольотами – 24 м замість індивідуальних нетипових конструктивних вирішень з монолітного

залізобетону або металу за навантаженість від 2 до 50 кН/м².

У таких системах збірні, попередньо напружені балки, установлені в одному напрямку, замоноличують зверху бетоном з низькими ребрами плит, а монолітні балки інших напрямків між високими ребрами плит замоноличують бетоном на всю висоту.

Робоча арматура монолітних балок у вигляді окремих стрижнів або пучків 8, 9 проходить між високими ребрами плит і через отвори 3, передбачені в збірних балках (рис. 10.18). Монолітні балки додатково армуються каркасами 13, стики яких виконують з перепуском над збірними балками у вузлах. Опалублення для замоноличування встановлюють тільки по нижній грані монолітних балок і у швах з підвішуванням його до плити збірних балок.

Збірні плити мають по контуру низькі ребра 5, якими їх установлюють на збірні балки 1 і високі ребра 7, що проходять вниз між збірними балками й утворюють бічне опалублення монолітних балок інших напрямків. Після монтажу, додаткового армування та замоноличування збірних елементів утворюються перехресні системи з балками у двох або трьох напрямках. Ці перехресні системи за традицією названі кесонними перекриттями з прямокутними або трикутними кесонами.

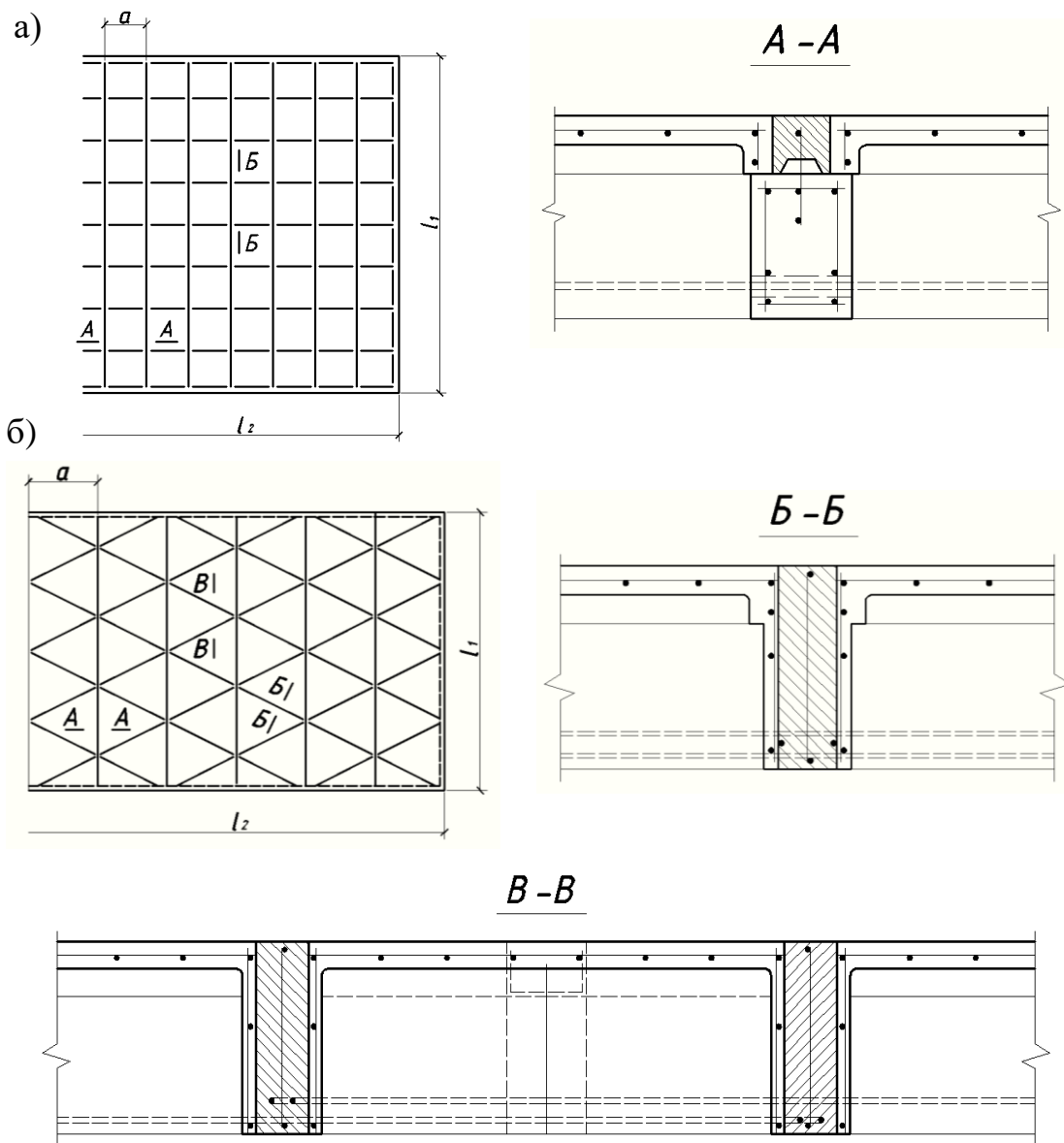


Рис. 10.17. Збірно-монолітні кесонні перекриття:

а – з прямокутними кесонами; б – з трикутними кесонами

Для великих прольотів і навантажень робочу арматуру 8 та 9 монолітних балок виконують з попереднім напруженням. У цих випадках вона розміщується в закритих або відкритих каналах монолітних балок, що замонолічуються не на всю висоту з анкетуванням до упорів, установлюваних під час замонолічування в місцях необхідного обриву.

Конструкції попередньо напружених збірно-монолітних перекриттів розроблені для однопролітних опертих по контуру, двоконсольних і багатопролітних нерозрізних конструктивних схем будівель різної форми.

У збірно-монолітних часторебристих перекриттях з прямокутними і трикутними кесонами, обпертими по контуру збірні балки переважно встановлюють в напрямку меншого прогону і спирають на несучі стіни або ригелі рам. У напрямку більшого прогону в одному поперечному або в двох напрямках під кутом близько 60° розміщують монолітні балки, бетоновані між високими ребрами плит. Конструкції таких збірно-монолітних кесонних перекриттів виготовлені в натурі під час будівництва багатьох будівель з розмірами залів від 12 до 36 м.

Однією з переваг перехресних систем і збірно-монолітних часторебристих перекриттів є можливість застосування консольних рішень у будівлях з ненесучими стінами.

Перехресна система балок консольних перекриттів з прямокутними кесонами може спиратися на головні балки, пов'язані з колонами за допомогою капітелей, а в системах перекриттів з трикутними кесонами – безпосередньо на колони або з улаштуванням капітелей, прихованих у межах будівельної висоти. Армування консолей збірних і монолітних балок виконують із застосуванням попередньо напруженої арматури, напружуваної електротермічним методом у відкритих каналах на бетон з анкеруванням у місцях обривів до закладних деталей.

Аналогічно з двоконсольними виконують багатопрогонові нерозрізні часторебристі перекриття. На рисунку 10.18 показано конструкцію багатопрогонового нерозрізного у двох напрямках збірно-монолітного часторебристого перекриття з сіткою колон 12×15 і 12×18 м для великих навантажень. Ребристі трикутні плити таких перекриттів для збільшення несучої здатності за зосереджених навантажень проектується з додатковими ребрами.

Збірно-монолітні часторебристі перекриття з прямокутними кесонами рекомендується застосовувати насамперед для будівель прямокутної форми за менших прольотів і навантажень. Для будівель непрямокутної форми, а також з метою зменшення будівельної висоти, підвищення несучої здатності,

жорсткості й тріщиностійкості як у звичайних обпертих по контуру, так і в двоконсольних та багатопрогонних нерозрізних конструктивних рішеннях найбільш економічні перекриття з трикутними кесонами.

Попередньо напружені збірно-монолітні часторебристі перекриття запропонованої конструкції порівняно з монолітними кесонними перекриттями та іншими відомими нетиповими конструктивними рішеннями перехресних систем і збірно-монолітних часторебристих перекриттів мають багато переваг. За вказаних вище великих прольотів та навантажень унаслідок їх застосування може бути досягнута значна економія матеріалів (близько 25 %), трудовитрат під час монтажу (у 2 рази), зниження вартості (близько 15 %) і термінів будівництва (близько 50 %).

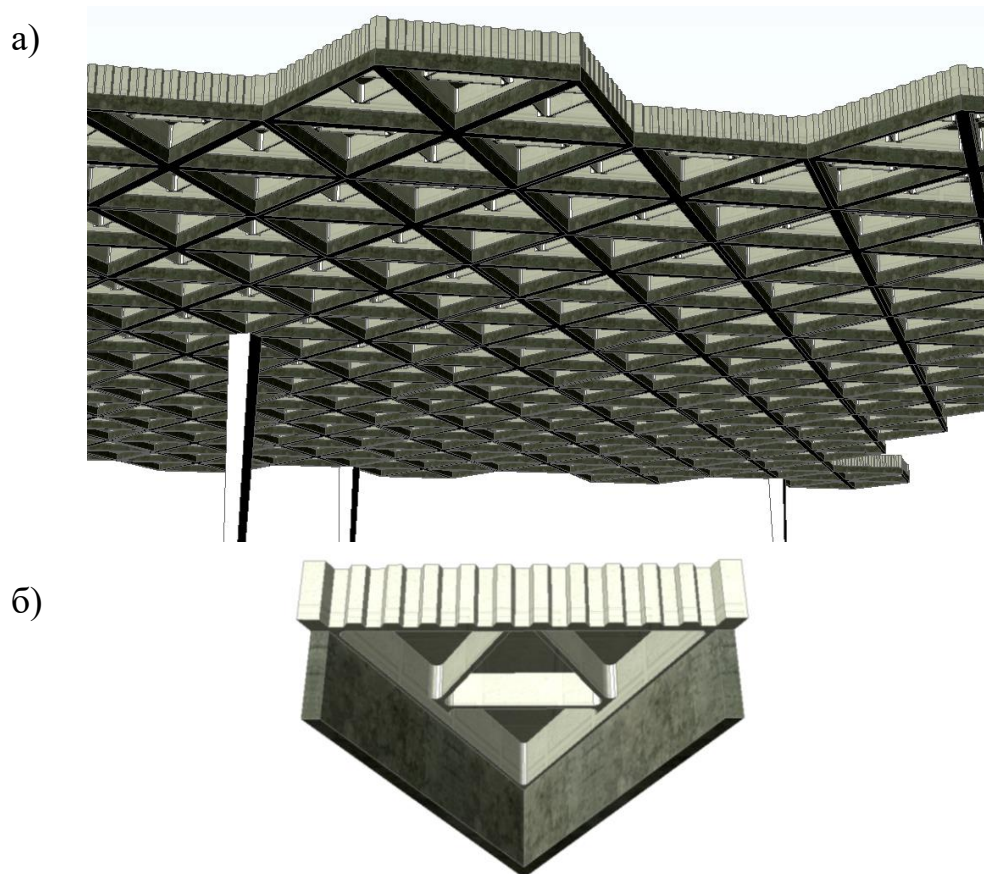


Рис. 10.18. Багатопролітне збірно-монолітне часторебристе перекриття (а) з трикутними кесонами (б)

При застосуванні часторебристих перекриттів здебільшого одночасно можна підвищити універсальність будівель, відмовитись від підвісних стель,

поліпшити естетичну якість інтер'єрів, збільшити надійність і довговічність у різних умовах дії навантажень та середовища. Це підтверджують результати досліджень при випробуванні до руйнування монолітних і збірно-монолітних дослідних конструкцій кесонних перекриттів, а також під час дослідного проектування та будівництва будинків різної форми, що виконані під керівництвом професора Б.Г. Гнідця

10.5. Висновки

Із аналізу існуючих видів залізобетонних безбалкових й часторебристих перекриттів можна зазначити, що основними недоліками збірних та збірно-монолітних конструкцій являється велика кількість відповідальних вузлів, власна вага конструкції, втрата часу, що пов'язаний з розміщенням замовлення та виробництва збірних залізобетонних елементів на заводі-виготовнику. Для монолітного варіанту головні недоліки пов'язані з трудомісткістю виготовлення опалубки, використання великої кількості тимчасових риштувань та підтримуючих пристроїв, а також зі збільшенням терміну будівництва. Загальними недоліками для традиційних способів зведення капітелей залізобетонних безбалкових перекриттів являються наявність виступаючих частин цих конструктивних елементів, що скрадають робочий простір приміщень, а також проблеми, пов'язані з влаштуванням отворів в області капітелі. Для залізобетонних часторебристих перекриттів притаманні недоліки, що полягають в трудомісткості будівництва цих конструкцій, особливо, монолітних, для виготовлення яких необхідні складні суцільні риштування. Разом з тим відомі деякі позитивні якості в системі безбалкових та часторебристих перекриттів при застосуванні сталезалізобетону. Так, у випадку влаштування монолітного безбалкового перекриття по сталезалізобетонним колонам дещо спрощується конструкція опорного вузла колони та перекриття, збільшується жорсткість, тим самим зменшуються

прогини залізобетонної плити у прольоті.

Важливим є і те, що сучасні норми для проектування залізобетонних конструкцій враховують вплив згинального моменту при розрахунку плит на продавлювання, при цьому в їх основі лежать наближені гіпотези, внаслідок чого виникає значна похибка в оцінюванні міцності конструкцій.

Із аналізу сучасного стану дослідження та використання безбалкових й часторебристих перекриттів, що наведений в даному розділі, можна зробити наступні висновки:

1. Позитивні якості, що притаманні безбалковим перекриттям призводять до постійного збільшення попиту їх застосування на практиці будівництва.

2. Відомо, що ефективним є використання безбалкових перекриттів з обмеженими розмірами сітки колон. Зі збільшенням цих розмірів доцільним є перехід від безбалкових до часторебристих перекриттів.

3. Разом з численними перевагами існуючі залізобетонні конструкції безбалкових та часторебристих перекриттів мають ряд недоліків, зокрема, наявність значної кількості відповідальних вузлів, необхідність використання підтримуючих засобів, риштувань та опалубки, що значно підвищує вартість конструкцій, трудовитрати при їх зведенні.

4. В останні роки в сучасному будівництві все частіше використовуються сталезалізобетонні конструкції, в основу яких покладено принцип розподілення функцій елементів за матеріалами при їх раціональному співвідношенні в просторовому формоутворенні. При використанні сталезалізобетону вдається поєднати кращі властивості сталі та залізобетону в єдиній конструкції.

5. У сучасних нормативних документах наведені основні положення щодо розрахунку залізобетонних безбалкових перекриттів, але в їх основі лежать наближені гіпотези, внаслідок чого виникає значна похибка в оцінюванні міцності конструкцій.

Література

1. ДБН 360-92** "Архітектурне проектування громадянських будівель"
2. Н. Л. Рускевич, Д. И. Ткач М. Н. Ткач "Справочник по инженерно-строительному черчению": Справочник: Киев Будівельник, 1987. – 264с.
3. "Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій будівель" методичні вказівки. Полтава: Полтавський державний технічний університет імені Юрія Кондратюка, 1999. – 19 с. Укладачі: А. Г. Волик,
4. ДСТУ Б В.2.1-2-96(ГОСТ 25100-95) Грунти. Класифікація.
5. Н.Л. Зоценко, А.В. Яковлев “Примеры расчета оснований и фундаментов сельских зданий и сооружений”
6. М.Л. Зоценко, та інші. Инженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти.
7. Методичні вказівки до розрахунку залізобетонної решітчастої двосхилої балки. Полтава ПолтНТУ 2004. – 33 с. Укладачі А. М. Павліков, О. І. Папенко.
8. Конструювання залізобетонних елементів Навчальний посібник/ П. П. Воскобійник, М. М. Губій, О. А. Довженко. Полтава: Полтавський державний технічний університет імені Юрія Кондратюка, 2002. – 124 с.
9. Технологія будівельного виробництва: Підручник/ В.К. Черненко та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К,: Вища школа.,2002. – 430 с.
- 10.Техноглогия строительного производства: Учебник/ Б. Д. Драченко Л. Г. Ерисова П. Г. Горбенко; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К,: Вища школа.,2002. – 430 с.
- 11.ДБН А.3.1-5-96 Організація будівельного виробництва, 1996 р.
- 12.Методичні вказівки до виконання розділу „Організація будівництва” у складі курсового проекту (спеціальність 7.092101). Укладачі: Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.
- 13.Методичні вказівки до підготовки розділу „Проект виконання робіт” у складі курсового проекту (спеціальність 7.092101). Укладачі: Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.

14. Методичні вказівки до проектування та розрахунку будівельних генеральних планів при виконанні курсових і дипломних проектів.
Укладачі: Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.
15. ДБН А.3.1 – 5 – 96. Організація будівельного виробництва. – Держкоммістобудування України. – К., 1996.
16. ДНАОП 0.00–1.31-99 Правила охорони праці під час експлуатації електронно обчислювальних машин.
17. ДБН В.1.2 2:2006 "Навантаження і впливи".
18. ДБН В.2.2.-9-99 "Громадські будівлі та споруди".
19. Н.С.Примак "Расчет рамных конструкций одноэтажных промышленных зданий";
20. ДБН 360-92** "Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень";
21. ДНАОП 0.00-1.32-01. Правила будови електроустановок.
Електрообладнання спеціальних установок, 2001р.
22. ДБН В.2.5-23:2010 «Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення»;
23. ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»;
24. ДСТУ Б В.2.5-38-2008 «Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд».
25. ДНАОП 0.00-1.29-97 «Правила захисту від статичної електрики».
26. ДБН В.2.5-27-2006 «Захисні заходи електробезпеки в електроустановках будинків і споруд».
27. ДБН В 2.5-13-98 „Пожежна автоматика будівель та споруд”,
28. ВБН В.2.2-45-1-2004 “Проводные средства связи” та ПУЕ.
29. ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»;
30. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд.
31. ДСТУ Н.Б.В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія.
32. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції.

- 33.ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу.
- 34.ДБН В.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва.
- 35.ДБН В.2.6-162:2010 Кам'яні та армокам'яні конструкції.
- 36.ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення.