

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА

Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
кваліфікаційної роботи ступеню магістра

студента Лясоти Дмитра Сергійовича

(ПІБ)

академічної групи 192М-18-1 ФБ

(шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

(код і назва спеціальності)

за освітньо-професійною програмою Промислове та цивільне будівництво

(офіційна назва)

на тему «Проект спорудження санітарно-побутового комплексу в м. Кривий Ріг»

(назва за наказом ректора)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи				
розділів:				
Рецензент				
Нормоконтролер				

Дніпро
2019

ЗАТВЕРДЖЕНО:
завідувач кафедри
будівництва, геотехніки і геомеханіки

«__» _____ 2019 року

ЗАВДАННЯ
на кваліфікаційну роботу
ступеню магістра

студенту Лясоті Дмитру Сергійовичу
(прізвище та ініціали)

академічної групи 192м-18-1 ФБ
(шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

за освітньо-професійною програмою Промислове та цивільне будівництво

(офіційна назва)

на тему «Проект спорудження санітарно-побутового комплексу в м. Кривий Ріг»,
затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від __. __. 2019 р. № _____

Розділ	Зміст	Термін виконання
Розділ 1.	Загальні відомості	
Розділ 2	Архітектурно-будівельна частина	
Розділ 3	Розрахунково-конструктивна частина	
Розділ 4	Технологічна частина	
Розділ 5	Дослідницький розділ	
Розділ 6	Економіка будівництва	
Розділ 7	Охорона праці	

Завдання видано

Дата видачі

Дата подання до екзаменаційної комісії

Прийнято до виконання

Реферат

Пояснювальна записка: 146 с, 25 рис, 14 табл., 1 додаток, 44 джерела.

БАГАТОПУСТОТНІ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ, РЕБРИСТІ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ, САНІТАРНО-ПОБУТОВИЙ КОМПЛЕКС, ГАРДЕРОБНІ, ЗВОРОТНЯ ЗАСИПКА, 2 ВАРІАНТИ

Об'єкт розроблення – спорудження санітарно-побутового комплексу в м. Кривий Ріг.

Мета роботи – оптимізація технології спорудження санітарно-побутового комплексу.

Результати та їх новизна – розроблена технологічна схема спорудження санітарно-побутового комплексу, що відрізняється високою міцністю та економічністю. Новизна технічного рішення полягає в обранні певного виду плит перекриття, що забезпечує мінімальний витрати матеріалу при його зведенні.

Оптимізація параметрів плити перекриття має зменшити строк будівництва комплексу та підвищити безпеку експлуатації його в подальшому.

Взаємозв'язок з іншими роботами – продовження інноваційної діяльності кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки Національного технічного університету «Дніпровська політехніка» в сфері спорудження будівель.

Сфера застосування розробки – у будівництві санітарно-побутового комплексу в м. Кривий Ріг.

Практична значимість кваліфікаційної роботи – підвищення безпечності та економічності спорудження будівель.

Abstract

Explanatory note: 146 p, 25 figures, 14 tables, 1 application, 44 sources.

MULTILATERAL FLOOR PLATES, FRIED FLOOR FLOOR PLATES,
SANITARY HOUSEHOLD COMPLEX, WARDROBES, REFILL, 2 OPTIONS

The object of development is the construction of a sanitary complex in Kryvyi Rih.

The purpose of the work is to optimize the technology of construction of sanitary facilities.

Results and their novelty - the technological scheme of construction of the sanitary-household complex is developed, which is characterized by high durability and economy. The novelty of the technical solution is to select a certain type of floor slabs, which ensures a minimum material consumption during its construction.

Optimization of the parameters of the floor slab should shorten the construction life of the complex and increase its operational safety in the future.

Interconnection with other works - continuation of innovative activity of the Department of Construction, Geotechnics and Geomechanics of the National Technical University "Dniprovsk Polytechnic" in the field of building construction.

The scope of the development is in the construction of a sanitary and residential complex in Krivoy Rog.

The practical importance of qualification work is to increase the safety and economy of the construction of buildings.

ЗМІСТ

Вступ.....	8
1. Загальні відомості	9
2. Архітектурно-будівельна частина	10
2.1. Архітектурні рішення.....	10
2.2. Характеристика об'єкту	11
2.3. Методи виробництва робіт	15
2.3.1. Земляні роботи	15
2.3.2. Бетонні і залізобетонні роботи.....	16
2.3.3. Обробні роботи	16
2.4. Рішення і основні показники по генеральному плану і впорядкуванню ділянки	17
2.5. Заходи щодо електро-, вибухо- і пожежна безпека	17
2.6. Заходи щодо захисту будівельних конструкцій від корозії	18
2.7 Відомості про інженерно-геологічні, гідрогеологічні умови району будівництва.....	18
2.7.2 Гідрогеологічні умови	19
2.7.3 Характеристика інженерно-геологічних процесів та явищ	19
2.8 Теплотехнічний розрахунок.....	19
2.8.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни	19
2.9 Внутрішній водопровід і каналізація	22
2.10 Опалювання і вентиляція	23
2.10.1 Опалювання.....	23
2.10.2 Вентиляція	23
2.11 Електропостачання і електроустаткування.....	23
2.11.1 Силові електроспоживачі	23
2.11.2 Електроосвітлення	24
2.11.3 Зовнішнє електроосвітлення	24
2.12 Протипожежні заходи	24
3. Розрахунково-конструктивна частина	26
3.1. Аналіз інженерно-геологічних умов площадки.....	26
3.2. Визначення глибини закладання фундаменту	28
3.3. Визначення розрахункового опору ґрунту.....	28
3.4. Конструювання окремо розташованих фундаментів в осях «Е/5» (під крайню колону) та «Д/5» (під середню колону).....	29
3.4.1. Вихідні дані для проектування	29
3.4.2. Визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту	32
3.5. Визначення осадки фундаменту	33
3.6. Конструктивна схема Санітарно-побутового корпусу	36
3.7. Розрахунок сходового маршу об'єднаного з площадками.....	36
3.7.1 Вихідні дані.....	36
3.7.2. Визначення навантажень	37
3.7.3. Розрахунок косоурів на міцність	38
3.7.4. Розрахунок прогинів косоура	40
3.7.5 Геометричні характеристики приведенного перетину	41

3.7.6	Прогини при короткочасній та довготривалій дії навантажень	41
3.7.7.	Перевірка сходового маршру на гнучкість.....	42
3.7.8.	Розрахунок поперечних стрижнів вхідного кута косоура	43
3.7.9.	Анкерування повздовжньої арматури костурів	43
3.8	Розрахунок колони	45
3.8.1	Визначення зусилля в колоні першого поверху.....	45
3.8.2	Визначення розмірів поперечного перерізу колони	46
3.8.3	Визначення площі арматури	47
3.9	Розрахунок багатопустотної плити перекриття.....	48
3.9.1	Вихідні данні.....	48
3.9.2.	Визначення навантажень.....	48
3.9.3.	Розрахунок міцності плити по нормальним перетинам.....	51
3.9.4.	Визначення геометричних характеристик поперечного перетину	53
3.9.5.	Витрати попередньої напруги і зусилля обтиснення.....	54
3.9.6.	Остаточний розрахунок міцності плити по нормальним перетинам	56
3.9.7.	Розрахунок міцності плити перекриття по похилим перетинам.....	56
3.9.8.	Розрахунок за II-ю групою граничних станів.....	57
3.10	Розрахунок та конструювання ригеля	59
3.10.1.	Вихідні данні.....	59
3.10.2.	Розрахункова схема. Визначення навантажень та розрахункових зусиль	60
3.10.3.	Розрахунок міцності ригелю по нормальному перерізу	63
3.10.4.	Розрахунок міцності ригелю по нахиленому перерізу	65
4.	Технологічна частина.....	68
4.1	Склад, зміст і порядок проектування	68
4.2	Технологічна карта на бетонування монолітного залізобетонного перекриття та колон.....	69
4.3.	Методи і послідовність провадження робіт	70
4.4.	Техніка безпеки при виконанні робіт	71
4.5.	Вибір монтажного крану за технологічними параметрами.....	73
4.6	Вибір засобів механізації для виконання робіт	74
4.7.	Об'єктний будівельний генеральний план	76
4.7.1.	Розрахунок тимчасових адміністративних та санітарно-побутових приміщень	76
4.7.2.	Розрахунок тимчасових складів матеріалів та конструкцій	77
	Вид складу, матеріали, виробы, обладнання	78
4.7.3.	Розрахунок тимчасового водопостачання	78
4.7.4.	Розрахунок тимчасового електропостачання	80
	Визначивши потрібну потужність (P_n), вибирають необхідне джерело харчування.	81
	$P_n=1,1[0,5*324/0,7+0,5*500/0,85+0,054*0,7+4,3]=835,24$ кВт	81
4.7.5.	Охорона праці і навколишнього середовища протипожежні заходи.....	81
5.	Дослідницький розділ	84
5.1.	Розрахунок та проектування монолітної плити перекриття	84
5.1.1.	Вихідні данні для проектування	84

5.1.2. Компонування конструктивної схеми перекриття.....	84
5.1.3. Розрахунок та проектування монолітної плити перекриття.....	87
5.2. Розрахунок та проектування другорядної балки перекриття.....	91
5.2.1. Визначення зусиль в другорядній балці за допомогою програмного комплексу «Ліра»	91
5.2.2. Розрахунок другорядної балки перекриття по перетинам, нормальним до повздожньої осі.....	100
5.2.3. Розрахунок другорядної балки перекриття по перетинам, похилим до повздожньої осі.....	102
5.2.4. Конструювання другорядної балки перекриття.....	103
5.3. Порівняльний аналіз улаштування плит перекриття за різними показниками	104
6. Економіка будівництва	107
6.1. Характеристика об'єкту	107
6.2. Кошториси та їх види	108
6.3. Розрахунок обсягів кам'яних робіт	109
6.4. Розрахунок будівельного потоку при виконанні покрівельних робіт	109
6.5. Календарний план будівництва	110
6.6. Об'єктний будівельний генеральний план	111
6.7. Визначення економічного ефекту.....	112
7. Охорона праці.....	113
7.1. Загальні питання.....	113
7.2. Техніка безпеки при зведенні будинків.....	113
7.2.1. Експлуатація інструментів	114
7.2.2. Експлуатація лісів.....	115
7.2.3. Монтажні роботи	115
7.2.4. Пожежна безпека на будівельному майданчику.....	116
7.2.5. Безпека праці при виконанні земляних робіт.....	117
7.3. Техніка безпеки при виконанні бетонних робіт	118
Висновки.....	120
Перелік посилань	121
Додаток 1	123

Вступ

Будівництво - одна з найважливіших і великих галузей народного господарства України. Це найбільш динамічна галузь. Продуктом функціонування будівельної галузі є створення цивільних, промислових, житлових та інших будівель.

З розвитком науки і техніки процес будівництва змінюється і вдосконалюється. В даний час разом з розвитком ринкових відносин і виникненням конкурентного середовища все більше уваги приділяється економічній ефективності виробництва.

Будівництвом повинні бути забезпечені чотири головні групи якостей запроєктованого будинку:

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

Представлений дипломний проект на тему: "Спорудження Санітарно-побутового комплексу у м. Кривий Ріг" вирішує питання організації будівельного виробництва на будівельному майданчику.

У дипломному проекті розглянуті питання технологічної послідовності будівельних процесів при зведенні триповерхового комплексу, організації будівельних процесів, розробки будівельного генерального плану, складання календарного плану виробництва робіт, мережевого графіка, наведені основні техніко-економічні показники проекту та ін.

У цій роботі представлено порівняння 2-ох варіантів улаштування перекриття: збірне і монолітне.

При порівнянні варіантів знаходили фактичні витрати бетону та арматури, а також трудомісткість і вартість виконаних робіт.

Актуальність даної теми полягає в тому, що у сучасному будівництві широко застосовуються монолітні бетонні конструкції. Бетонні роботи все ще містять ряд важких і трудомістких процесів. Останнім часом з'явилися технічні рішення, спрямовані на зниження трудомісткості робіт, підвищення якості конструкції з монолітного бетону. Монолітні житлові та громадські будівлі надають велику виразність районам, дозволяють знизити вартість будівництва на 10 - 15%.

1. Загальні відомості

Санітарно-побутовий комплекс знаходиться в м. Кривий Ріг в промисловій зоні міста, на забудованій території коксохімічного виробництва (КХВ). Споруда розрахована на 1100 місць. Це триповерхова будівля, з розмірами у плані 60х30м.

Санітарно-побутовий комплекс будується для робітників, які працюють на підприємстві.

У склад корпусу входять шість гардеробних блоків різної місткості – три чоловічих гардеробних блока на 284 місця кожний, два жіночих гардеробних блоки на 95 місць кожний, чоловічий гардеробний блок, для ІТР, на 60 місць.

Гардеробні для вуличного та домашнього одягу, спеціального одягу розміщуються в окремих приміщеннях зального типу.

Клімат району помірно-континентальний, типовий для степної смуги України і характеризується жарким (інколи засушливим) літом та відносно холодною зимою.

Будівлю передбачається виконати у монолітному каркасі. Зовнішні стіни виконуються з навісних панелей товщиною 250мм та обшиваються стіновим профільованим настилом. Покрівля будівлі перекривається багатопустотними залізобетонними плитами.

В Санітарно-будівельному комплексі планується визначити, в залежності від виду плит перекриття, який варіант економічно-доцільніший, беручи до уваги фактичні витрати бетону та арматури, а також трудомісткість і вартість виконаних робіт, монолітний чи збірний. Були розглянуті такі варіанти улаштування перекриття.

1 Варіант. По 1-му варіанту перекриття прийнято збірним. Яке складається з наступних елементів: плити багатопустотної, ригеля та монолітних ділянок.

2. Варіант. По 2-му варіанту перекриття прийнято монолітним ребристим. Яке складається з головних та другорядних балок, плити перекриття.

Техніко-економічні показники:

$$S_{\text{забуд.}} = 1355,7 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{загал.}} = 5100,9 \text{ м}^2$$

$$V = 16953,5 \text{ м}^3$$

Висновки до розділу: наведено загальну характеристику об'єкта та його призначення.

2. Архітектурно-будівельна частина

2.1. Архітектурні рішення

Основним призначенням архітектури є створення сприятливого і безпечного для існування людини життєвого середовища, характер і комфортабельність якої визначалася рівнем розвитку суспільства, його культурою, досягненнями науки і техніки. Це життєве середовище утілюється в будівлях, що мають внутрішній простір, комплексах будівель і споруд, організуючих зовнішній простір: вулиці, площі і міста.

У сучасному розумінні архітектура – мистецтво проектувати і будувати будівлі, споруди і їх комплекси. Вона організовує всі життєві процеси. Разом з тим, створення виробничої архітектури вимагає значних витрат суспільної праці і часу. Тому до вимог, що пред'являються до архітектури разом з функціональною доцільністю, зручністю і красою, входять вимоги технічної доцільності і економічності. Окрім раціонального планування приміщень, відповідним тим або іншим функціональним процесам зручність всіх будівель забезпечується правильним розподілом сходів, ліфтів, розміщенням устаткування і інженерних пристроїв (санітарні прилади, опалювання, вентиляція). Таким чином, форма будівлі багато в чому визначається функціональною закономірністю, але разом з тим вона будується по законах краси.

Конструктивна система будинку являє собою взаємозалежну сукупність його вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій, що спільно забезпечують міцність, жорсткість і стійкість споруди. Горизонтальні конструкції - перекриття й покриття будинку сприймають вертикальні й горизонтальні навантаження, і впливи, передаючи їх поверхово на вертикальні несучі конструкції. Останні, у свою чергу, передають ці навантаження й впливи через фундаменти основи.

Горизонтальні несучі конструкції будівель, як правило, однотипні, і звичайно являють собою твердий неспалений диск - залізобетонний (монолітний, збірно-монолітний, збірний) або сталі залізобетонний.

Вертикальні несучі конструкції більше різноманітні. Розрізняють стрижневі (каркасні) несучі конструкції, площинні (стінові, діафрагмові), внутрішні об'ємно-просторові стрижні з порожнім перетином на висоту будинку (стовбури жорсткості), об'ємно-просторові зовнішні конструкції на висоту будинку у вигляді тонкостінної оболонки замкнутого перетину. Відповідно до застосованого виду вертикальних несучих конструкцій розрізняють чотири основні конструктивні системи будівель – каркасну (рамну), стінову (безкаркасну, діафрагмову), стовбурну й оболонкову.

Основні системи орієнтовані на сприйняття всіх силових впливів одним типом несучих елементів.

Поряд з основними широко застосовують і комбіновані конструктивні системи. У комбінованій системі можуть сполучатися кілька типів вертикальних несучих елементів (площинних, стрижневих, об'ємно-просторових) і схем їхньої роботи (наприклад, рамно-в'язева або в'язева). При таких сполученнях повністю або частково диференціюється сприйняття навантажень і впливів (наприклад,

горизонтальних - стінами жорсткості, а вертикальних - каркасом). Існує велика кількість варіантів комбінованих систем.

2.2. Характеристика об'єкту

Запроектована будівля розташовується в промисловій зоні міста, на забудованій території коксохімічного виробництва (КХВ).

Санітарно-побутовий корпус буде розташовуватися на охоронній території, для чого передбачено додаткове улаштування огорожі.

Клімат району помірно-континентальний, типовий для степної смуги України і характеризується жарким (інколи засушливим) літом та відносно холодною зимою. Середня температура липня $+22,3^{\circ}\text{C}$, середня максимальна температура жаркого періоду $+28,2^{\circ}\text{C}$, абсолютний максимум $+40^{\circ}\text{C}$; середня температура найбільш холодного періоду -9°C , абсолютна мінімальна -34°C .

Сама висока вологість повітря відмічається в листопаді-березні (83-88%), сама низька – з травня по жовтень (60-78%). У відповідності з [1] зона вологості – суха.

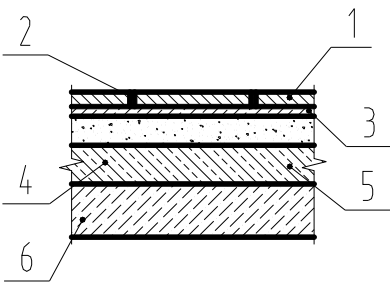
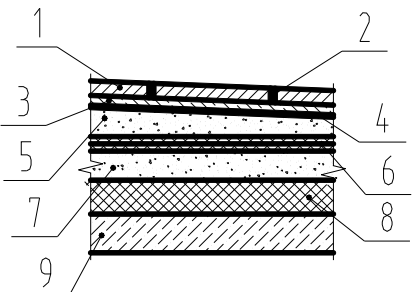
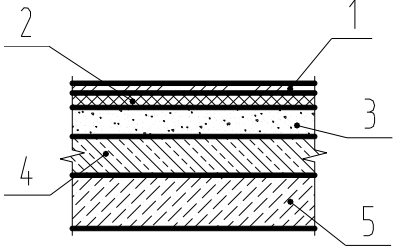
Будівлю передбачається виконати у монолітному каркасі. Зовнішні стіни виконуються з навісних панелей товщиною 250мм та обшиваються стіновим профільованим настилом. Покрівля будівлі перекривається багатопустотними залізобетонними плитами. Основні конструктивні елементи будівлі дивись табл. 2.2.1. Експлікацію підлоги дивись табл. 2.2.2. Відомість опорядження приміщень дивись табл. 1.2.3.

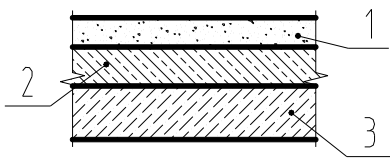
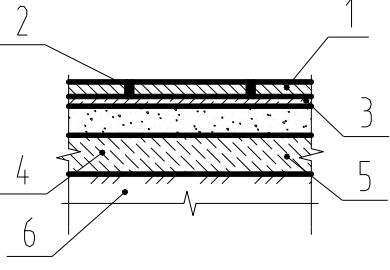
Таблиця 2.2.1 – Основні конструктивні елементи будівлі

Конструктивні елементи будівлі	Використані матеріали
Фундамент	– монолітний залізобетонний окремо стоячий
Колони і ригелі	– монолітні залізобетонні рами;
Стіни будівлі	– легко бетонні панелі, облицьовані профільованим настилом, утепленні ISOVER;
Плити перекриттів	– збірні багатопустотні залізобетонні;
Сходи	– монолітні залізобетонні;
Плити покриттів	– збірні багатопустотні залізобетонні;
Перегородки	– з червоної повнотілої цегли
Покрівля	– наплавлений матеріал «Уніфлекс»;
Утеплювач	– ISOVER
Підлоги	– Бетонні – Керамічна плитка – Лінолеум

Конструктивні елементи будівлі	Використані матеріали
Перемички	– збірні залізобетонні
Вікна	– металопластикові
Двері	– металопластикові, дерев'яні
Водовідвід	– внутрішній

Таблиця 2.2.2 –Експлікація підлоги

Номер приміщення	Тип Підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги (назва,товщина,основа і т.ін.),мм	Площа, м ²
101÷107,113,116,117,120,122,123,125,127÷129,132,134,136÷145,149;201÷206,212,215,217,219,221,223,225÷228,230,237÷243;301÷304,306,312,315,317,319,321,323,325÷328,330337÷344.	1		1.Покриття-Керамічна плитка- 10мм; 2.Заповнення швів-"CERESIT" CE 33; 3. Прошарування - "CERESIT" CM 11 - 8мм; 4.Стяжка-Цементно-пісчанний розчин М150 - 20мм; 5.Керамзитобетон на керамзитовому піску $\gamma=600\text{кг/м}^3$, кл.В5 - 40мм; 6. 3/б плита перекриття.	2953,55
108÷112,114,115,118,119,121,130,131,133,135,146÷148;207÷211,213,214,216,218,220,229;307÷311,313,314,316,318,320,329,331÷336.	2		1.Покриття-Керамічна плитка-10мм; 2.Заповнення швів-"CERESIT" CE 33; 3. Прошарування - "CERESIT" CM 11 - 8мм; 4. Гідроізоляція - 2шари "CERESIT" CL - 1,5мм; 5. Стяжка - Цементно-пісчанний розчин М150 - змінн.(min=20мм); 6. Гідроізоляція - 2 шари сполізолу на бітумній мостиці БН-70/30 (ГОСТ 6617-76*) - 5мм; 7. Стяжка - Цементно-пісчанний розчин М150 - 40мм; 8. Засипка - Керамзитовий гравій - 50мм; 9. 3/б плита перекриття.	592,75
124;222,224;322,324.	3		1. Покриття - Лінолеум - 4мм; 2. Прошарування - Мастика каучукова КН-3 (ГОСТ 2464-80) - 2мм; 3. Вирівнююча стяжка - Цементно-пісчанний розчин М150 - 20мм; 4. Керамзитобетон на керамзитовому піску $\gamma=600\text{кг/м}^3$, кл.В5 - 54мм; 5. 3/б плита перекриття.	63,42

Номер приміщення	Тип Підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги (назва, товщина, основа і т.ін.), мм	Площа, м ²
305	4		1. Покриття - Цементно-пісчаний розчин М200 - 20мм; 2. Керамзитобетон на керамзитовому піску $\gamma=600\text{кг/м}^3$, кл.В5 - 60мм; 3. 3/6 плита переkritтя	42,82
126,150	5		1. Покриття - Керамічна плитка - 10мм; 2. Заповнення швів - "CERESIT" CE 33; 3. Прошарування - "CERESIT" CM 11 - 8мм; 4. Стяжка - Цементно-пісчаний розчин М150 - 20мм; 5. Підстиляючий шар - Бетон кл.В15 - 80мм; 6. Щебінь розмірами 30-40мм ущільнений у ґрунт.	19,61

Таблиця 2.2.3 – Відомість опорядження приміщень

Найменування або Номер приміщення	Вид опорядження елементів інтер'єрів						Примітки
	Стеля	Площа, м ²	Стіни або перегородки	Площа, м ²	Низ стін або перегородок	Площа, м ²	
101,102,112,123,125,126,127,128,130÷134,150;211,221,223,226÷228;311,321,323, 326÷328.	Пофарбування вододисперсійною латексною фарбою	1206,67	Облицювання керамічною плиткою	1841,62			
103÷111,114÷119,121,135÷149;201÷203,205÷210,213÷218,220,229,231÷243;301,302,304,306÷310,312÷318,320,329,331÷342,344.	Пофарбування емалю ПФ	2211,93	Облицювання керамічною плиткою	4497,8			
113;212;343.	Пофарбування вододисперсійною латексною фарбою	57,59	Пофарбування вододисперсійною латексною фарбою	80,50	Облицювання керамічною плиткою (Н=1500)	79,10	
120,124,129;204,219,222,224,225,230;303,305,319,322,324,325,330.	Пофарбування вододисперсійною латексною фарбою	57,59	Пофарбування емаллю ПФ	552,7 580,3			

У склад Санітарно-побутового корпусу входять шість гардеробних блоків різної місткості – три чоловічих гардеробних блока на 284 місця кожний, два жіночих гардеробних блоки на 95 місць кожний, чоловічий гардеробний блок, для ІТР, на 60 місць.

Гардеробні для вуличного та домашнього одягу, спеціального одягу розміщуються в окремих приміщеннях зального типу.

Приміщення гардеробних блоків розташовані у наступній послідовності при руху робітників зі сторони виробництва: гардероб спеціального одягу, перед душова, душова, перед душова-рушнікова, гардероб вуличного та домашнього одягу. Між гардеробами передбачені проходи повз душових при руху на виробництво.

Прання спеціального одягу виконується в існуючій пральній, яка знаходиться в окремому будинку.

Санітарно-побутовий корпус на 1100 місць – триповерхова будівля, з розмірами у плані 60х30м.

Висота поверхів – 3,3м.

Планувальна структура СПК блочного типу.

Склад та розміщення гардеробних блоків:

1-й поверх – гардеробний блок на 284 місця в осях "1-8", "В-Е", гардеробний блок на 60 місць в осях "9-11", "А-Е".

2-й, 3-й поверхи – гардеробний блок на 284 місця в осях "1-8", "В-Е", гардеробний блок на 95 місць в осях "9-11", "А-Е".

Блок приміщень вестибюлю – вестибюль, приміщення персоналу, сан вузли, розміщені на першому поверсі в осях "8-10", "В-Е".

Склад груп приміщень гардеробного блоку:

- група приміщень гардеробних;
- група приміщень душових;
- група приміщень зберігання та звертання спеціального одягу.

Склад приміщень груп:

- група приміщень гардеробних – гардероб вуличного та домашнього одягу, гардероб спеціального одягу;
- група приміщень душової – перед душова, душова, передбанник;
- група приміщень зберігання та звертання спеціального одягу – комора брудного спецодягу, комора чистого спецодягу, приміщення сушіння спецодягу, приміщення обезпилення спецодягу.

На кожному поверху при гардеробі вуличного та домашнього одягу передбачено приміщення персоналу з місцем для чергового. Витяжна камера розміщується – на 3-му поверсі в осях «1-2», «В-Г».

Планувальною структурою у відповідності с технологічним зв'язком приміщень передбачені три вузла вертикальних комунікацій – «чиста» сходові клітина зв'язує вестибюльну групу приміщень з поверховими холами та входами у гардеробні вуличного та домашнього одягу, дві «брудні» сходові клітини назначені для виходу із гардеробних спецодягу на зовні у бік виробництва.

При кожному виході з будівлі СПК на зовні передбачені крильця з навісами.

Техніко-економічні показники:

$$S_{\text{забуд.}} = 1355,7 \text{ м}^2$$

$$S_{\text{загал.}} = 5100,9 \text{ м}^2$$

$$V = 16953,5 \text{ м}^3$$

2.3. Методи виробництва робіт

Проектом виробництва робіт на даному об'єкті встановлений підготовчий і основний періоди будівництва.

У підготовчий період виконують роботи по освоєнню будівельного майданчика, пристрою під'їзних шляхів і доріг, устаткуванню будівельного майданчика і загально майданчикові розбивочні роботи. У перебігу основного періоду ведуться будівельно-монтажні роботи по даному об'єкту.

Територію будівельного майданчика заздалегідь очищають від дерев, пнів, чагарників і звільняють від каменів-валунів.

Дерева видаляють разом з корінням або спилюючи стовбури і згодом викорчовуючи пні. Для повалення дерев і корчування пнів використовують трактори, бульдозери, встановлені на тракторі лебідки для корчувань і екскаватори із спеціальним устаткуванням. Чагарники і дрібну рослинність видаляють бульдозером або кущорізом.

Опори повітряних ліній зв'язку і електропередач, коли вони заважають роботам, переносять убік або виносять за межі будівельного майданчика. Повітряні лінії підводять, щоб забезпечити необхідні габарити для руху транспорту.

2.3.1. Земляні роботи

Земляні роботи необхідно проводити у відповідності [2].

Виконання земляних робіт дозволяється після виконання геодезичних розбивочних робіт по винесенню в натуру проекту земляних споруд і постановки відповідних розбивочних знаків.

Розбивочні знаки слід закріплювати на місцевості установкою стовпів поза розташуванням земляних споруд і колів на місці робіт. Розбивка об'єкту до початку робіт оглядається замовником і підрядчиком, на що складається відповідний акт.

Вертикальне планування проводити відповідно до розділу "Вертикальне планування" [2].

Розробка ґрунту під фундамент будівлі передбачається за допомогою екскаватора типу «АТЭК» 881 з ковшем ємністю 1,0 м³ з завантаженням зайвого вантажу на автосамоскиди і відвезенням його у відвал або резерв в об'ємі, необхідному для зворотної засипки.

Виробництво траншей під інженерні мережі передбачено виконувати екскаватором «ЭО-2621», при розробці траншей ґрунт укладають на бровку в об'ємі, необхідному для зворотної засипки, а менша частина його відвозиться у відвал.

Механізовану зачистку днищ котлованів, підготовка зворотніх засипок траншей і зовнішніх пазух котлованів і інші переміщення земляних мас проводити бульдозером ДЗ-162.

Рослинний шар зрізати бульдозером з подальшим розміщенням в тимчасовий резерв, а надалі використовувати для озеленення.

Контроль за якістю земляних робіт здійснювати відповідно до [2]. який полягає в систематичному спостереженні за відповідністю виконаних робіт проекту і виконанню вимогам норм.

2.3.2. Бетонні і залізобетонні роботи

Бетонні і залізобетонні роботи проводити відповідно до вимог [3]; [4].

Встановлення монолітних залізобетонних конструкцій передбачається застосуванням інвентарної щитової опалубки, арматурних сіток, окремих арматурних стрижнів, просторових каркасів.

Монолітними залізобетонними запроектовані: фундаменти, колони, сходові клітини.

Доставка бетонній суміші здійснюється з найближчого комбінату будівельних матеріалів авто бетонозмішувачами.

Бетонування дозволяється виконувати тільки після огляду і приймання по акту бетонної підготовки, стягування, притискної плити, арматури плити і опалубки за умови письмового дозволу авторського нагляду в журналі робіт.

Положення в плані, висотні відмітки і розміри арматури і опалубки елемента, підготовленого до бетонування, повинні відповідати проекту і вимогам відповідних СНіПів.

У місцях установки арматури мають бути видалені сміття, бруд, сніг і лід. Стрижні встановленої в елемент арматури мають бути знежирені, очищені від бруду, льоду і снігу, нальоту іржі.

Контроль якості зварних з'єднань арматури повинен проводитися відповідно до [5]. Змонтована арматура має бути закріплена від зсувів і збережена від пошкоджень, що можуть мати місце при бетонуванні.

Після закінчення бетонування кожного блоку (захватки) необхідно: оберігати твердіючий бетон від ударів, струсів і інших механічних дій; здійснювати заходи щодо витримки свіжо укладеного бетону до встановленої міцності (догляд за бетоном).

2.3.3. Обробні роботи

Обробні роботи проводити відповідно до [6]. В цілях досягнення високої якості і скорочення термінів будівництва рекомендується потоково-циклічний метод організації виробництва обробних робіт.

Комплекс обробних робіт ділиться на 4 послідовно виконуючих цикли;

1 - штукатурні роботи;

2 - установка виробів, що підлягають малярній обробці;

3 - підготовка під фарбування;

4 – робота по встановленню підлоги.

Всі обробні роботи проводяться з підвішених підмостей - столиків інвентарного типу, пристосованих для переміщення через стандартні дверні отвори.

Розчин для штукатурних робіт, привезений на буд майданчик вивантажити в приймальний бункер вузла прийому розчину. Далі розчин подається до робочих

місць штукатурів за допомогою штукатурної станції.

Для виконання малярних робіт застосовується пересувна малярна станція, з якої матеріал для білення стель і стін подаються до робочого місця по шлангах. Якість робіт перевіряється шаблонами і візуально.

2.4. Рішення і основні показники по генеральному плану і впорядкуванню ділянки

Об'єкти, що існують на території, належній забудові, а також на житлові будинки на ділянках, прилеглих до даного кварталу, не входять в перелік пам'ятників історії і культури.

Генеральний план розроблений відповідно до схеми планувальних обмежень. Планувальні рішення генерального плану виконані з урахуванням специфіки існуючого рельєфу території, при проектуванні вертикального планування тієї, що зрізає і підсипає ґрунту передбачаються в мінімальному об'ємі з метою збереження рельєфу, що склався, щоб уникнути появи після освоєння ділянки будівництва обвальних процесів.

Вертикальне планування вирішується з урахуванням рельєфу, що склався, відведення зливових вод проводиться по проїздах і майданчиках в знижені місця.

Територія будівництва упорядковується. Проїзди і майданчики розворотів передбачається виконати з двошаровим асфальтобетонним покриттям з обрамленням бортовим бетонним каменем БР 100.30.18.

Відмостка, майданчики перед входами в будинки передбачені з асфальто - бетонним покриттям.

Територія, вільна від забудови і твердих покриттів, засівається газонною травою, озеленюється висаджуванням декоративних дерев цінних порід і чагарників.

Основні показники генерального плану показано в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Основні показники по генеральному плану

№ п/п	Найменування показників	Один. виміру.	Кількість
1	Площа ділянки будівництва в умовних границях	м ²	4236
2	Площа будівлі	м ²	1512
3	Площа автомобільного проїзду	м ²	1500
4	Площа тротуарів	м ²	1110
5	Густина забудови	%	35,7

2.5. Заходи щодо електро-, вибухо- і пожежна безпека

Ступінь вогнестійкості будівлі – II.

Для забезпечення пожежної безпеки робітників передбачені наступні заходи:

- конструкції і матеріали прийняті з межами вогнестійкості, що забезпечують II ступінь вогнестійкості будівлі;

- кількість евакуаційних виходів з приміщень, з поверхів і з будівлі прийнято не менше два, за винятком випадків, дозволених [7] і [8],[9];
- двері відкриваються по напрямленню виходів з приміщень і будівлі, окрім випадків, дозволених [7].

Для забезпечення електробезпеки передбачені наступні заходи:

- застосування РЕ – провідників;
- застосування пристрою захисного відключення;
- пристрій захисного заземлення і захисту від блискавок;
- вирівнювання електричного потенціалу будівель.

2.6. Заходи щодо захисту будівельних конструкцій від корозії

Антикорозійний захист будівельних конструкцій виконується відповідно до [10], [11] і передбачає: всі металеві частини, а також анкерні з'єднання перекриття захищаються лакофарбними покриттями.

2.7 Відомості про інженерно-геологічні, гідрогеологічні умови району будівництва

2.7.1 Геологічна характеристика ґрунтів

В основі будинку, що проектується, виділені такі інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ-1. Техногенний ґрунт – насипний суглинок чорного кольору з будівельним сміттям, щебенем, шлаком. Потужність шару 1,0-2,0 м.

ІГЕ-2. Суглинок лесовий, бурий, світло-бурий, жовто-бурий, твердий посадковий. Потужність шару 1,0м.

ІГЕ-3. Суглинок лесовий бурий, жовто-бурий, світло-бурий, твердий, неposedочний. Потужність шару 1,2-1,8м, глибина залягання підосви змінюється від 2,5 до 3,5м.

ІГЕ-4. Суглинок лесовий палевий, палево-бурий, сірий, з домішками органічних речовин, м'якопластичний, неposedочний. Потужність шару 0,4-1,3м, глибина залягання підосви шару 3,5-5,1м.

ІГЕ-5. Суглинок лесовий палевий, палево-бурий, сірий, текуче-пластичний, неposedочний. Потужність шару 0,5-1,1м, підосва залягає на глибині 4,1-4,7м.

ІГЕ-6. Суглинок лесовий бурий, темно-бурий, в покрівлі з клинками палевого, твердий, неposedочний. Потужність шару 3,5-4,1м, підосва шару залягає на глибині 8,0-9,0м.

ІГЕ-7. Суглинок лесовий палевий, в покрівлі з прошаруванням погребенного ґрунту чорного кольору з домішками органічних речовин, полу твердий, неposedочний. Потужність шару 0,8-2,1м, підосва залягає на глибині 9,4-10,5м.

ІГЕ-8. Глина, рідше суглинок, бура, темно-бура, червоно-бура, тверда. Потужність шару 9,5-10,6м, Покрівля шару залягає на глибині 9,4-10,5м.

Основою фундаментів санітарно-побутового корпусу на 1100 місць є шар ІГЕ-3.

2.7.2 Гідрогеологічні умови

Гідрогеологічні умови площадки характеризуються повсемістним розповсюдженням водоносного горизонту в середньо-верхньочетвертинних лесових відкладеннях. Водомісткі породи представлені суглинками палевими, бурими, темно-бурими бугзького, кайдагзько-витачезького та дніпровського горизонту (ІГЕ-4÷7).

Глибина залягання рівня ґрунтових вод на площадці будівництва змінюються у межах 3,14-4,44м. Абсолютні відмітки рівня змінюються від 90,50 до 91,30м.

Горизонт безнапірний. По хімічному складу ґрунтові води сульфатні, гідрокарбонатно-сульфатні, магнієво-натрієво-кальцієві, від слабо – до маломінералізованих, дуже жорсткі, слаболужні.

Територія, на якій розташована ділянка будівництва відноситься до І типу по потенційній підтоплюваності.

2.7.3 Характеристика інженерно-геологічних процесів та явищ

Поверхня ділянки спланована, частково вкрита бетоном. Абсолютні відмітки змінюються в межах 94,08-95,44м.

У геологічному розрізі майданчика за результатами вишукувань виділено 8 інженерно-геологічних елементів (з ІГЕ-1 по ІГЕ-8).

Ґрунтові води зафіксовані на глибині 3,14-4,44м.

Нормативна глибина промерзання для району, що розглядається, складає 0,84 м.

Рекомендується улаштування фундаментів споруди монолітні залізобетонні окремо стоячі.

2.8 Теплотехнічний розрахунок

2.8.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

1). Визначаємо мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожуючих конструкцій (R_{qmin} , $m^2K/Вт$) у залежності від призначення будівлі, виду огорожуючої конструкції, та температурної зони будівництва згідно [12] та карті-схеми [12.1].

2). Виходячи з умови, що приведений опір теплопередачі огорожуючої конструкції ($R_{\Sigma пр}$), $m^2K/Вт$ повинно бути більше або дорівнювати мінімально дозволеному значенню опору теплопередачі огорожуючої конструкції (R_{qmin} , $m^2K/Вт$), виконуємо розрахунок, тобто:

$$R_{\Sigma пр} \geq R_{qmin}$$

3). Приведений опір теплопередачі ($R_{\Sigma пр}$) знаходимо по формулі:

$$R_{\Sigma пр} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^N R + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^N \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_H}$$

де:

α_B α_H – коефіцієнт теплопередачі внутрішній та зовнішньої поверхні огорожуючої конструкції, Вт/м²К, які приймаються у відповідності з [12.2].

R_i – термічний опір і-го шару конструкції, м²К/Вт;

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу і-го шару конструкції у розрахункових умовах експлуатації, Вт/м²К [12.3];

δ_i – товщина матеріалу і-го шару конструкції.

4). Виходячи з вище сказаного можемо записати $R_{\Sigma пр}$:

$$R_{\Sigma пр} = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_{y.c.}}{\lambda_{y.c.}} + \dots + \frac{1}{\alpha_H};$$

5). Із умови, що $R_{\Sigma пр} = R_{qmin}$ перепишемо розрахункову формулу:

$$R_{qmin} = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_{y.c.}}{\lambda_{y.c.}} + \dots + \frac{1}{\alpha_H};$$

6). Необхідна товщина шару, що утеплює для прийнятого конструктивного рішення огорожуючої конструкції, знаходиться:

$$\delta_{y.c.} = (R_{qmin} - \frac{1}{\alpha_B} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \dots - \frac{1}{\alpha_H}) \cdot \lambda_{y.c.} \text{ (м)};$$

7). Виконуємо перевірку теплотехнічного розрахунку, виходячи з умови

$R_{\Sigma пр}^p \geq R_{qmin}$ підставляючи розрахунок по визначенню $R_{\Sigma пр}^p$ прийняті значення шарів огорожуючої конструкції.

Розрахунок:

Визначити по теплотехнічним умовам товщину зовнішньої стіни Санітарно-побутового корпусу, виконаного зі стінової панелі товщиною 250мм. Місце будівництва м. Кривий Ріг.

Вихідні данні:

1). Визначаємо мінімально допустимі значення опору теплопередачі (R_{qmin}) для будинку, що будується.

По карті-схемі температурних зон, м. Кривий Ріг знаходиться у II зоні. Відповідно умові маємо:

а) зведений корпус;

б) Зовнішня стіна – стінова панель, товщиною 250мм.

в) температурна зона - II (м. Кривий Ріг).

За цими даними та таблиці 1, $R_{qmin} = 2,5 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ [12].

2). Розріз зовнішньої огорожуючої конструкції являє собою:

1-й шар: – стінова панель.

$\delta_1 = 0,25 \text{ м}$;

$\gamma_1 = 1000 \text{ кг}/\text{м}^3$ [12.3]

$\lambda_1 = 0,41 \text{ Вт}/\text{м} \cdot \text{К}$ [12.3]

2-й шар: – мінераловатна плита.

$\delta_1 = ?$

$$\gamma_{y.c.} = 70 \text{ кг/м}^3 \quad [12.3]$$

$$\lambda_{y.c.}^A = 0,04 \text{ Вт/м}\cdot\text{К} \quad [12.3]$$

3). Умова експлуатації визначається по [12.4].

Для м. Кривий Ріг – умова експлуатації - «Б».

4). Коефіцієнт теплопередачі внутрішніх та зовнішніх поверхонь огороджуючих конструкцій:

$$\alpha_B = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \quad [12.2]$$

$$\alpha_H = 23 \text{ Вт/м}^2$$

Виконання розрахунку:

1). Знаходимо товщину шару, який утеплює, виконаний з мінераловатної плити на синтетичному заповнювачі по формулі:

$$\delta_{y.c.} = \left(2,5 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,25}{0,41} - \frac{1}{23}\right) \cdot 0,04 = 0,06 \text{ м}$$

$$\text{Приймаємо } \delta_{y.c.}^P = 0,06 \text{ м.}$$

Виконуємо перевірку:

$$R_0^p = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1^A} + \frac{\delta_2}{\alpha_2^A} + \frac{\delta_{y.c.}}{\alpha_{y.c.}} + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,25}{0,41} + \frac{0,06}{0,04} + \frac{1}{23} = 2,27 \text{ м}^2\text{К/Вт}$$

Умова не виконується, тому збільшуємо товщину шару $\delta_{y.c.} = 0,1 \text{ м}$.
Виконуємо перерахунок умови:

$$R_0^p = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1^A} + \frac{\delta_2}{\alpha_2^A} + \frac{\delta_{y.c.}}{\alpha_{y.c.}} + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,25}{0,41} + \frac{0,1}{0,04} + \frac{1}{23} = 3,27 \text{ м}^2\text{К/Вт}$$

Що відповідає вимозі:

$$R_{\Sigma пр}^p \geq R_{qmin}, \quad \text{то єсть } 3,27 \text{ м}^2\text{К/Вт} > 2,5 \text{ м}^2\text{К/Вт.}$$

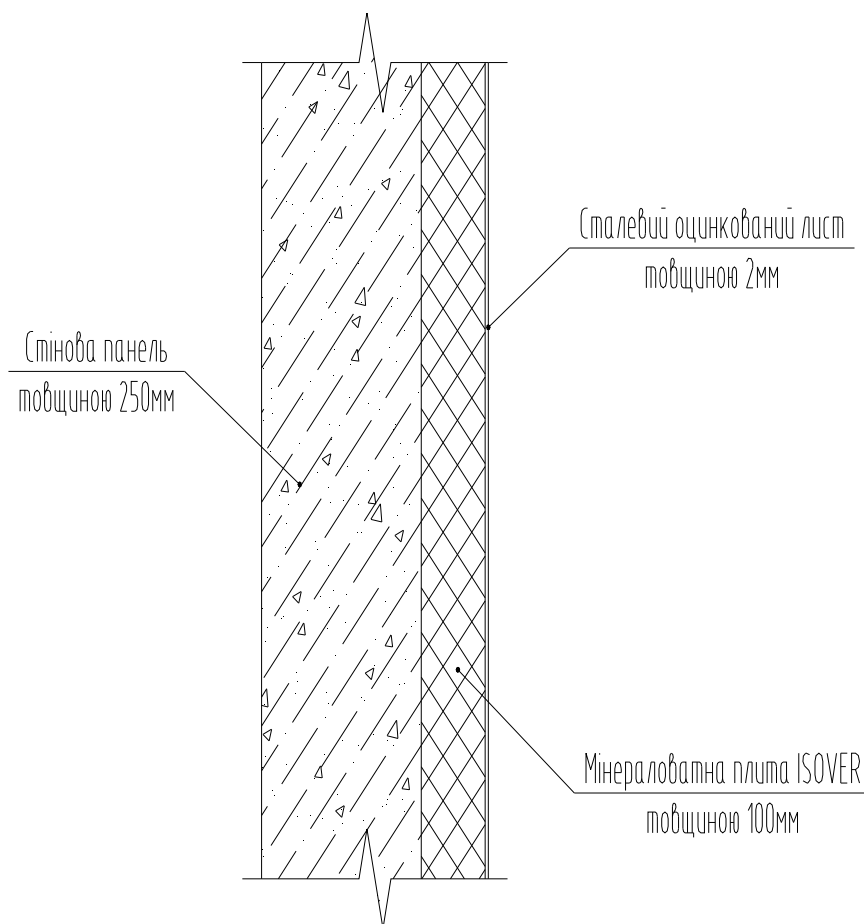


Рисунок 2.1 – Конструкція утеплюючого шару

2.9 Внутрішній водопровід і каналізація

У будинку передбачені системи:

- господарсько-протипожежного водопостачання;
- гарячого водопостачання;
- господарсько-питного водопостачання.

Будинок має два введення водопроводу.

Для обліку водоспоживання будівлі передбачаються:

- водомірний вузол для холодного водопостачання будівлі;
- вузол обліку тепла.

Робота насосної станції передбачена в автоматичному режимі залежно від тиску води в системі водопостачання.

Господарсько-питний і протипожежний водопровід передбачений для підведення води до санітарних приладів, поливальних і пожежних кранів. Водопровід гарячої води – для підведення до санітарних приладів, внутрішніх поливальних кранів, рушникосушителям, які передбачені в преддушових-вигиральних.

В санітарно-побутовому корпусі запроектовані системи побутової та дощової каналізації.

Побутові стоки від санітарних приборів будівлі по проєктованим випускам відводяться у внутріплощадочні мережі побутової каналізації промплощадки.

Система дощової каналізації запроектована для відводу дощових стоків з покрівлі будинку. Відвід стоків з покрівлі будинку запроектований організованим через систему воронок, трубопроводів, гідро затворів та випусків на відмостку.

Дощові стоки з території проєктованого санітарно-побутового корпусу відводяться по рельєфу в існуючі дощоприймальні колодці.

2.10 Опалювання і вентиляція

2.10.1 Опалювання

Теплоносієм для системи опалення – вода, з параметрами 95-70 °С.

Вузол управління облаштований відмикаючою арматурою, фільтрами очищення води, пристроями обліку та контролю.

В якості опалювальних пристроїв запроектовані радіатори МС 140-500М1.

Магістральні трубопроводи систем опалювання і трубопроводи опалювальних стояків передбачені із сталевих водогазопровідних труб по [13] і сталевих електрозварювальних труб по [14] .

Система опалення виконана двохтрубна, тупикова, з нижнім розвітленням магістралей.

2.10.2 Вентиляція

Вентиляція запроектована общеобміна припливно-витяжна з механічним побудженням.

В якості припливних установок використовуються кондиціонери центральні каркасно-панельні КЦКП-8 та КЦКП-16. Подача припливного повітря виконується в приміщення гардеробних, вестибюлі, холи.

Із підсобних приміщень та комірчин запроектована природна витяжна вентиляція витяжними каналами виконаними у будівельних конструкціях. Канали на покрівлі з'єднуються у витяжну вентшахту.

2.11 Електропостачання і електроустаткування

2.11.1 Силві електроспоживачі

Основними споживачами електроенергії є двигуни ліфтів, вентиляторів та освітлювальна установка.

По степені надійності електропостачання споживачі відносяться до 2-гої категорії.

На запроектованому корпусі прийнято напруга ~ 380/220В.

Для забезпечення живленням проєктуєму будівлю електроенергією напругою ~ 380В, проєктом передбачено прокладання питаючих кабелів.

2.11.2 Електроосвітлення

В приміщеннях з постійним перебуванням людей передбачено світильники з люмінесцентними лампами, а у допоміжних – з лампами накаливання.

Передбачено робоче, освітлення безпеки, евакуаційне та ремонтне. Проектом передбачено основні типи світильників ОРК, SIGMA, ARS.

Управління освітленням виконується зі щитків освітлення, з воднорозподільчого пристрою, а також вимикачами, улаштованими у входів в окремі приміщення.

2.11.3 Зовнішнє електроосвітлення

Проектом передбачений пристрій зовнішнього електроосвітлення території будинку - вуличними світильниками з натрієвими лампами високого тиску. Управління зовнішнім електроосвітленням передбачено від панелей зовнішнього електроосвітлення проєктованих трансформаторних підстанцій.

2.12 Протипожежні заходи

Евакуаційні шляхи забезпечують безпечну евакуацію всіх людей які знаходяться у приміщеннях будівлі СПК по шляхам евакуації, через евакуаційні шляхи.

Шляхи руху людей при аварійній евакуації співпадають зі шляхами, які використовуються при експлуатації СПК в нормальних умовах.

Двері на шляху евакуації відчиняються по напрямку виходу з будівлі. В будівлі СБК передбаченні три сходові клітини типу СК-1.

Вихід на покрівлю виконується – через протипожежний лаз 2-го типу по закріпленій металевій драбині.

Вестибюлі вигородженні протипожежними перегородками.

Ліфтові шахти с протипожежними дверми.

В приміщенні венткамери, електрощитовій, коморах встановленні протипожежні дверні блоки.

Утеплювачі покрівлі, зовнішніх стін – вогнетривкі. Зовнішні стіни оздоблюються металевим профнастилом по металевому каркасі.

Евакуаційні виходи, шляхи евакуації мають позначення знаками пожежної безпеки по [15].

Приміщення СПК, у відповідності з наказом № 151 МЧС України, мають переносні порошкові та вуглекислі вогнегасники. Вогнегасники улаштовані в легкодоступних місцях.

Проектом передбачено освітлення відкритих площадок та проїздів, шляхом встановлення світильників над входами в будівлю, а також шляхом встановлення опор зовнішнього освітлення.

Висновки до розділу. В даному розділі наведені архітектурно-планувальні рішення щодо самої будівлі, оснащенню та розміщенню приміщень, влаштуванню підлоги та стін, влаштуванню водопроводу і каналізації. Також наведено загальні вимоги щодо наступних робіт: земляних, бетонних і залізобетонних, внутрішніх, з опалювання і вентиляції, електропостачання і електроустаткування.

3. Розрахунково-конструктивна частина

3.1. Аналіз інженерно-геологічних умов площадки

Інженерно-геологічний переріз по будівельній площадці приведений в графічній частині дипломного проекту в розділі «Основи та фундаменти». В основі Санітарно-побутового корпусу, що проектується, залягають наступні ґрунтові шари:

- техногенні ґрунти – 1,0м
- суглинок лесовий – 1,8м
- суглинок лесовий палевий – 1,3м
- суглинок лесовий палевий – 1,1м
- суглинок лесовий бурий – 4,1м
- суглинок лесовий палевий – 2,1м
- глина – 10,6м

Рівень ґрунтових вод знаходиться на глибині 4,44м.

По основним фізичним характеристикам і класифікаційним показникам ґрунтів площадки визначаємо фізико-механічні характеристики ґрунтів площадки, що забезпечують можливість визначення розрахункового опору ґрунту і деформацій основи, детальніше:

1) число пластичності ґрунту по показникам вологості на межі текучості та розкатування:

$$I_p = W_L - W_p,$$

де W_L - вологість на границі текучості; W_p - вологість на границі пластичності.

- для другого шару $I_{p2} = 0,41 - 0,26 = 0,15$
- для третього шару $I_{p3} = 0,34 - 0,22 = 0,12$
- для четвертого шару $I_{p4} = 0,31 - 0,21 = 0,10$
- для п'ятого шару $I_{p5} = 0,41 - 0,26 = 0,15$
- для шостого шару $I_{p6} = 0,36 - 0,23 = 0,13$
- для сьомого шару $I_{p7} = 0,46 - 0,28 = 0,18$

2) коефіцієнт пористості ґрунту:

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1,$$

де ρ_s - щільність мінеральних речовин; W - природна вологість; ρ - природна щільність.

$$e_2 = (1 + 0,217) \cdot \frac{26,9}{18,4} - 1 = 0,78$$

$$e_3 = (1 + 0,283) \cdot \frac{26,9}{19,0} - 1 = 0,82$$

$$e_4 = (1 + 0,294) \cdot \frac{26,8}{18,9} - 1 = 0,83$$

$$e_5 = (1 + 0,230) \cdot \frac{26,9}{20,0} - 1 = 0,65$$

$$e_6 = (1 + 0,254) \cdot \frac{26,9}{19,2} - 1 = 0,76$$

$$e_7 = (1 + 0,230) \cdot \frac{27,0}{20,0} - 1 = 0,66$$

3) показники текучості ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}$$

$$I_{L2} = \frac{0,217 - 0,26}{0,15} = -0,3$$

$$I_{L3} = \frac{0,283 - 0,22}{0,12} = 0,5$$

$$I_{L4} = \frac{0,294 - 0,21}{0,1} = 0,8$$

$$I_{L5} = \frac{0,23 - 0,26}{0,15} = -0,2$$

$$I_{L6} = \frac{0,254 - 0,23}{0,13} = 0,2$$

$$I_{L7} = \frac{0,23 - 0,28}{0,18} = -0,3$$

4) вологість ґрунту при повному водонасищенні:

$$W_{sat} = \frac{e \cdot \rho}{\rho_s}$$

$$W_{sat2} = \frac{0,78 \cdot 18,4}{26,9} = 0,53$$

$$W_{sat3} = \frac{0,82 \cdot 19,0}{26,9} = 0,58$$

$$W_{sat4} = \frac{0,83 \cdot 18,9}{26,8} = 0,59$$

$$W_{sat5} = \frac{0,65 \cdot 20,0}{26,9} = 0,48$$

$$W_{sat6} = \frac{0,76 \cdot 19,2}{26,9} = 0,54$$

$$W_{sat7} = \frac{0,66 \cdot 20,0}{27,0} = 0,49$$

5) показник текучості водонасиченого ґрунту:

$$I_{Lsat} = \frac{W_{sat} - W_p}{I_p}$$

$$I_{Lsat2} = \frac{0,53 - 0,26}{0,15} = 1,8$$

$$I_{Lsat3} = \frac{0,58 - 0,22}{0,12} = 3$$

$$I_{Lsat4} = \frac{0,59 - 0,21}{0,1} = 3,8$$

$$I_{Lsat5} = \frac{0,48 - 0,26}{0,15} = 1,47$$

$$I_{Lsat6} = \frac{0,54 - 0,23}{0,13} = 2,38$$

$$I_{Lsat7} = \frac{0,49 - 0,28}{0,18} = 1,2$$

3.2. Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту назначається в залежності від:

- а) конструктивних особливостей – 1,8м;
- б) інженерно-геологічних особливостей – 0,5м;
- в) глибини промерзання ґрунту – 0,84м.

З них вибираємо найбільше значення та призначаємо глибину закладання фундаменту – 1,8м.

3.3. Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір ґрунту під подошвою фундаменту визначається за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II})$$

де: γ_{c1} та γ_{c2} - коефіцієнти умови роботи, приймаються в залежності від ґрунту та конструктивної особливості будинку, приймаємо 1,2 та 1,0 відповідно;

k - коефіцієнт, що приймається рівним 1, тому що характеристику ґрунту визначені при випробуваннях;

M_{γ} , M_q та M_c - коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту, приймаємо 0,61, 3,44 та 6,04 відповідно;

k_z - коефіцієнт, що приймається 1 при ширині подошви фундаменту менше 10м;

b - ширина подошви фундаменту, попередньо приймаємо 1,5м;

γ_{II} - осереднене розрахункове значення ваги ґрунту, що залягає нижче подошви фундаменту, складає 19,0 кН/м³;

γ'_{II} - осереднене розрахункове значення ваги ґрунту, що залягає вище подошви фундаменту, складає 18,4 кН/м³;

c_{II} - розрахункове зціплення ґрунту, що залягає нижче подошви фундаменту, складає 33,0 кН/м²;

d_1 - глибина закладання фундаменту, 1,8м;

d_b - глибина підвалу.

З урахуванням вищенаведеного, розрахунковий опір ґрунту складає:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} \cdot (0,61 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 19,0 + 3,44 \cdot 1,8 \cdot 18,4 + 0 + 6,04 \cdot 33) = 397,0 (\text{кН} / \text{м}^2)$$

3.4. Конструювання окремо розташованих фундаментів в осях «Е/5» (під крайню колону) та «Д/5» (під середню колону)

3.4.1. Вихідні данні для проектування

Глибина підошви фундаменту Санітарно-побутового корпусу $h = 1,8 \text{ м}$.
Розрахунковий опір ґрунту складає $R_0 = 0,397 (\text{МПа})$.

Бетон класу В25 з характеристиками:

- розрахунковий опір бетону на стиск $R_b = 14,5 (\text{МПа})$

- розрахунковий опір бетону на розтяг $R_{bt} = 1,05 (\text{МПа})$

Робоча арматура плитної частини фундаменту та повздовжня арматура підколінника з стрижнів класу А400С, розрахунковий опір арматури на розтяг $R_s = 365 (\text{МПа})$.

Навантаження діючі на фундамент:

- для Фм1 (під крайню колону) $N_1 = 690 \text{ кН}$; $M_{x1} = 97 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $Q_{x1} = 120 \text{ кН}$.

- для Фм3 (під середню колону) $N_3 = 1500 \text{ кН}$; $M_{x3} = 190 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $Q_{x3} = 250 \text{ кН}$.

Розраховуємо площу фундаменту:

- для Фм1 (під крайню колону):

$$A_1 = \frac{N_1}{R_{кр}} = \frac{690}{397} = 1,74 \text{ м}^2;$$

- для Фм3 (під середню колону):

$$A_3 = \frac{N_3}{R_{кр}} = \frac{1500}{397} = 3,78 \text{ м}^2$$

Розрахуємо розміри фундаментів:

- для Фм1 (під крайню колону):

$$b'_1 = \sqrt{\frac{A_1}{n}} = \sqrt{\frac{1,74}{1,6}} = 1,04 \text{ м}^2$$

- для Фм3 (під середню колону):

$$b'_3 = \sqrt{\frac{A_3}{n}} = \sqrt{\frac{3,78}{1,6}} = 1,53 \text{ м}^2$$

Розрахунковий опір ґрунту в основі фундаменту:

- для Фм1 (під крайню колону):

$$R_1 = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} \cdot (0,61 \cdot 1 \cdot 1,04 \cdot 19,0 + 3,44 \cdot 1,8 \cdot 18,4 + 0 + 6,04 \cdot 33) = 390,36 (\text{кН} / \text{м}^2)$$

- для Фм3 (під середню колону):

$$R_3 = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} \cdot (0,61 \cdot 1 \cdot 1,53 \cdot 19,0 + 3,44 \cdot 1,8 \cdot 18,4 + 0 + 6,04 \cdot 33) = 397,18 (\text{кН} / \text{м}^2)$$

Розраховуємо площу фундаменту з розрахунком власної ваги фундаменту і ґрунту на зрізі:

- для Фм1 (під крайню колону):

$$A_1'' = \frac{N_1}{R_1 - 20 \cdot d} = \frac{690}{390,36 - 20 \cdot 1,8} = 1,94 \text{ м}^2;$$

- для Фм3 (під середню колону):

$$A_3'' = \frac{N_3}{R_3 - 20 \cdot d} = \frac{1500}{397,18 - 20 \cdot 1,8} = 4,15 \text{ м}^2$$

Розміри фундаменту в плані:

- для Фм1 (під крайню колону):

$$b_1'' = \sqrt{\frac{A_1''}{n}} = \sqrt{\frac{1,94}{1,6}} = 1,1 \text{ м}$$

$$l_1'' = 1,1 \cdot 1,6 = 1,76 \text{ м}$$

- для Фм3 (під середню колону):

$$b_3'' = \sqrt{\frac{A_3''}{n}} = \sqrt{\frac{4,15}{1,6}} = 1,61 \text{ м}$$

$$l_3'' = 1,61 \cdot 1,6 = 2,58 \text{ м}$$

Перевірка вірності розмірів фундаменту 1-го та 2-го приближення:

- для Фм1 (під крайню колону):

$$\eta = \frac{b_1'' - b_1'}{b_1'} = \frac{1,1 - 1,04}{1,04} = 0,05 \leq 0,05$$

- для Фм3 (під середню колону):

$$\eta = \frac{b_3'' - b_3'}{b_3'} = \frac{1,61 - 1,53}{1,53} = 0,05 \leq 0,05$$

Перевірка контактних напружень на підшві фундаменту:

- для Фм1 (під крайню колону):

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N_1}{A_1} + 20 \cdot d \pm \frac{M_1}{W_1} \leq 1,2 \cdot R_1$$

$$W_1 = \frac{l_1^2 \cdot b_1}{6} = \frac{1,76^2 \cdot 1,1}{6} = 0,57 \text{ см}^3$$

$$A_1 = 1,76 \cdot 1,1 = 1,94 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{690}{1,94} + 20 \cdot 1,8 + \frac{97}{0,57} = 561,85 > 1,2 \cdot 390,36 = 468,43 \text{ МПа}$$

Так як вимога $\sigma_{\min}^{\max} \leq 1,2 \cdot R_1$ не виконується, збільшуємо розміри фундаментів до значень $b_1 = 1,5 \text{ м}$; $l_1 = 2,4 \text{ м}$. $A_1 = 3,6 \text{ м}^2$.

$$W_1 = \frac{l_1^2 \cdot b_1}{6} = \frac{2,4^2 \cdot 1,5}{6} = 1,44 \text{ см}^3$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{690}{3,6} + 20 \cdot 1,8 + \frac{97}{1,44} = 295,03 < 1,2 \cdot 390,36 = 468,43 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{690}{3,6} + 20 \cdot 1,8 - \frac{97}{1,44} = 160,31 \text{ МПа}$$

- для Фм3 (під середню колону):

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N_3}{A_3} + 20 \cdot d \pm \frac{M_3}{W_3} \leq 1,2 \cdot R_3$$

$$W_3 = \frac{l_3^2 \cdot b_3}{6} = \frac{2,58^2 \cdot 1,61}{6} = 1,79 \text{ см}^3$$

$$A_3 = 2,58 \cdot 1,61 = 4,15 \text{ м}^2$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{1500}{4,15} + 20 \cdot 1,8 + \frac{190}{1,79} = 503,59 > 1,2 \cdot 397,18 = 476,62 \text{ МПа}$$

Так як вимога $\sigma_{\min}^{\max} \leq 1,2 \cdot R_3$ не виконується, збільшуємо розміри фундаментів до значень $b_3 = 3,3 \text{ м}$; $l_3 = 3,3 \text{ м}$. $A_3 = 10,89 \text{ м}^2$.

$$W_3 = \frac{l_3^2 \cdot b_3}{6} = \frac{3,3^2 \cdot 3,3}{6} = 6,0 \text{ см}^3$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{1500}{10,89} + 20 \cdot 1,8 + \frac{190}{6,0} = 205,41 > 1,2 \cdot 397,18 = 476,62 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1500}{10,89} + 20 \cdot 1,8 - \frac{190}{6,0} = 142,07 \text{ МПа}$$

Конструювання фундаменту:

- для ФМ1 (під крайню колону):

$$b_{k1} + 2 \cdot d = 0,6 + 2 \cdot 1,8 = 4,2 > b_1 = 1,5 \text{ м}$$

$$l_{k1} + 2 \cdot d = 0,6 + 2 \cdot 1,8 = 4,2 > l_1 = 2,4 \text{ м}$$

виходить, фундамент з підколінником.

- для ФМ3 (під середню колону):

$$b_{k3} + 2 \cdot d = 0,6 + 2 \cdot 1,8 = 4,2 > b_3 = 3,3 \text{ м}$$

$$l_{k3} + 2 \cdot d = 0,6 + 2 \cdot 1,8 = 4,2 > l_3 = 3,3 \text{ м}$$

Визначаємо висоту плитної частини:

- для ФМ1 (під крайню колону):

$$H_{01} = 0,5 \cdot b_{k1} \cdot \left\{ \sqrt{1 + \frac{4 \cdot [2 \cdot b_1 \cdot (l_1 - l_{k1}) - (b_1 - b_{k1})^2]}{(3 \cdot \alpha_1 + 4) \cdot b_{k1}^2}} - 1 \right\} =$$

$$= 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left\{ \sqrt{1 + \frac{4 \cdot [2 \cdot 1,5 \cdot (2,4 - 0,6) - (1,5 - 0,6)^2]}{(3 \cdot 4,6 + 4) \cdot 0,6^2}} - 1 \right\} = 0,3$$

$$\sigma_{cp1} = \frac{N_1}{A_1} + 20 \cdot d = \frac{690}{3,6} + 20 \cdot 1,8 = 227,7 \text{ МПа}$$

$$\alpha_1 = \frac{R_{bt}}{\sigma_{cp1}} = \frac{1,05}{0,2277} = 4,6$$

Приймаємо одну сходинку 0,3 м.

- для ФМ3 (під середню колону):

$$H_{03} = 0,5 \cdot b_{k3} \cdot \left\{ \sqrt{1 + \frac{4 \cdot [2 \cdot b_3 \cdot (l_3 - l_{k3}) - (b_3 - b_{k3})^2]}{(3 \cdot \alpha_3 + 4) \cdot b_{k3}^2}} - 1 \right\} =$$

$$= 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left\{ \sqrt{1 + \frac{4 \cdot [2 \cdot 3,3 \cdot (3,3 - 0,6) - (3,3 - 0,6)^2]}{(3 \cdot 6,04 + 4) \cdot 0,6^2}} - 1 \right\} = 0,55$$

$$\sigma_{cp3} = \frac{N_3}{A_3} + 20 \cdot d = \frac{1500}{10,89} + 20 \cdot 1,8 = 173,74 \text{ МПа}$$

$$\alpha_3 = \frac{R_{bt}}{\sigma_{cp3}} = \frac{1,05}{0,1737} = 6,04$$

Приймаємо дві сходинки по 0,3м.

Перевіряємо фундамент на жорсткість:

- для Фм1 (під крайню колону):

$$b_{np1} = b_{нк1} + 2 \cdot H_{01} = 0,6 + 2 \cdot 0,3 = 1,2 < b_1 = 1,5 \text{ м} - \text{гнучкий}$$

$$l_{np1} = l_{нк1} + 2 \cdot H_{01} = 0,6 + 2 \cdot 0,3 = 1,2 < l_1 = 2,4 \text{ м} - \text{гнучкий}$$

- для Фм3 (під середню колону):

$$b_{np3} = b_{нк3} + 2 \cdot H_{03} = 0,6 + 2 \cdot 0,6 = 1,8 < b_3 = 3,3 \text{ м} - \text{гнучкий}$$

$$l_{np3} = l_{нк3} + 2 \cdot H_{03} = 0,6 + 2 \cdot 0,6 = 1,8 < l_3 = 3,3 \text{ м} - \text{гнучкий}$$

3.4.2. Визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту

- для Фм1 (під крайню колону):

переріз арматури, паралельної сторони l :

$$A_{si1}^L = \frac{M_{I1}^l}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{si}};$$

$$\text{де } M_{I1}^l = \frac{\sigma_1}{24} \cdot (l_1 - l_{k1})^2 \cdot (2 \cdot b_1 + b_{k1}) = \frac{227,7}{24} \cdot (2,4 - 0,6)^2 \cdot (2 \cdot 1,5 + 0,6) = 110,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$A_{si1}^L = \frac{M_{I1}^l}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{si}} = \frac{110,66}{0,9 \cdot 365000 \cdot 0,55} = 0,000612 = 6,12 \text{ см}^2$$

$$n_l = \frac{b_1 - 0,2}{0,2} + 1 = \frac{1,5 - 0,2}{0,2} + 1 = 7,5 \approx 8 \text{ шт.}$$

$$f_{s1}^l = \frac{6,12}{8} = 0,77 \text{ см}^2$$

переріз арматури, паралельної сторони b :

$$A_{si1}^B = \frac{M_{I1}^b}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{si}}$$

$$\text{де } M_{I1}^b = \frac{\sigma_1}{24} \cdot (b_1 - b_{k1})^2 \cdot (2 \cdot l_1 + l_{k1}) = \frac{227,7}{24} \cdot (1,5 - 0,6)^2 \cdot (2 \cdot 2,4 + 0,6) = 41,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$A_{si1}^B = \frac{M_{I1}^b}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{si}} = \frac{41,5}{0,9 \cdot 365000 \cdot 0,55} = 0,000229 = 2,29 \text{ см}^2$$

$$n_b = \frac{l_1 - 0,2}{0,2} + 1 = \frac{2,4 - 0,2}{0,2} + 1 = 12 \text{ шт.}$$

$$f_{s1}^b = \frac{2,29}{12} = 0,19 \text{ см}^2$$

- для Фм3 (під середню колону):

переріз арматури, паралельної сторони l :

$$A_{si3}^L = \frac{M_{I3}^l}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{si}};$$

$$\text{де } M_{I3}^l = \frac{\sigma_3}{24} \cdot (l_3 - l_{k3})^2 \cdot (2 \cdot b_3 + b_{k3}) = \frac{173,74}{24} \cdot (3,3 - 0,6)^2 \cdot (2 \cdot 3,3 + 0,6) = 379,97 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$A_{si3}^L = \frac{M_{I3}^l}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{si}} = \frac{379,97}{0,9 \cdot 365000 \cdot 0,55} = 0,002103 = 21,03 \text{ см}^2$$

$$n_l = \frac{b_3 - 0,2}{0,2} + 1 = \frac{3,3 - 0,2}{0,2} + 1 = 16,5 \approx 17 \text{ шт.}$$

$$f_{s3}^l = \frac{21,03}{17} = 1,24 \text{ см}^2$$

переріз арматури, паралельної сторони b :

$$A_{si3}^B = \frac{M_{I3}^b}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{si}}$$

де $M_{I3}^b = \frac{\sigma_3}{24} \cdot (b_3 - b_{k3})^2 \cdot (2 \cdot l_3 + l_{k3}) = \frac{173,74}{24} \cdot (3,3 - 0,6)^2 \cdot (2 \cdot 3,3 + 0,6) = 379,97 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$$A_{si3}^B = \frac{M_{I3}^b}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{si}} = \frac{379,97}{0,9 \cdot 365000 \cdot 0,55} = 0,002103 = 21,03 \text{ см}^2$$

$$n_b = \frac{l_3 - 0,2}{0,2} + 1 = \frac{3,3 - 0,2}{0,2} + 1 = 16,5 \approx 17 \text{ шт.}$$

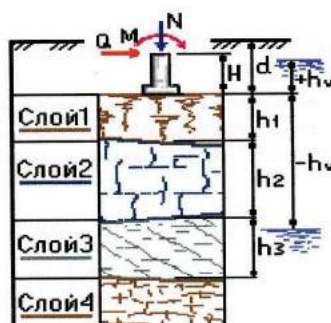
$$f_{s3}^b = \frac{21,03}{17} = 1,24 \text{ см}^2$$

3.5. Визначення осадки фундаменту

Визначення осадки фундаменту було виконано в програмному забезпеченні «ЛІРА».

- для Фм1 (під крайню колону):

1. - Исходные данные: ФМ1



Способ расчёта:
Расчёт осадки

Исходные данные для расчёта:

Глубина заложения фундамента (d) 1.8 м
Высота фундамента (H) 1.2 м
Ширина подошвы фундамента (b) 1.5 м
Длина подошвы фундамента (a) 2.4 м
Расстояние до грунтовых вод (h_v) -2.6 м

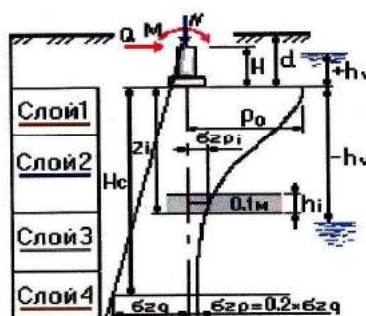
Характеристики грунтов по слоям:

Номер слоя	Тип грунта	Толщина, м	Модуль E	Ед. измерения
Слой 1	Суглинки	0.6	350	тс/м ²
Слой 2	Суглинки	1.2	260	тс/м ²
Слой 3	Суглинки	0.5	440	тс/м ²
Слой 4	Суглинки	3.5	1020	тс/м ²
Слой 5	Суглинки	3.2	750	тс/м ²

Нормативные нагрузки:

Обозначение	Величина	Ед. измерений	Примечания
N	69.2	тс	
M _y	0	тс*м	
Q _x	0	тс	
M _x	0.97	тс*м	
Q _y	1.2	тс	

2. - Выводы:

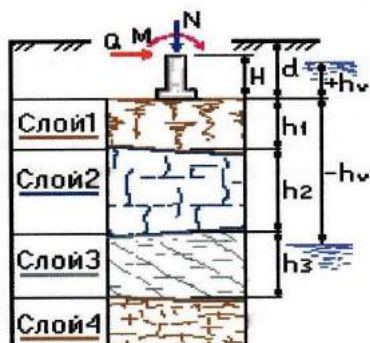


Осадка фундамента $S = 81.61$ мм

Крен фундамента в направлении оси X = 0
Крен фундамента в направлении оси Y = 0.00145
Нижняя граница сжимаемой толщи (H_c) 3.6 м

- для ФМ3 (під середню колону):

1. - Исходные данные: ФМЗ



Способ расчёта:
Расчёт осадки

Исходные данные для расчёта:

Глубина заложения фундамента (d) 1.8 м
 Высота фундамента (H) 1.2 м
 Ширина подошвы фундамента (b) 3.3 м
 Длина подошвы фундамента (a) 3.3 м
 Расстояние до грунтовых вод (H_v) -2.6 м

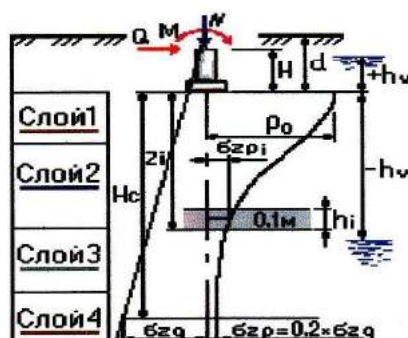
Характеристики грунтов по слоям:

Номер слоя	Тип грунта	Толщина, м	Модуль E	Ед.измерения
Слой 1	Суглинки	0.6	350	тс/м ²
Слой 2	Суглинки	1.2	260	тс/м ²
Слой 3	Суглинки	0.5	440	тс/м ²
Слой 4	Суглинки	3.5	1020	тс/м ²
Слой 5	Суглинки	15.8	750	тс/м ²

Нормативные нагрузки:

Обозначение	Величина	Ед.измерений	Примечания
N	150	тс	
M _y	0	тс*м	
Q _x	0	тс	
M _x	0.19	тс*м	
Q _y	0.25	тс	

2. - Выводы:



Осадка фундамента $S = 75.81$ мм

Крен фундамента в направлении оси X = 0
 Крен фундамента в направлении оси Y = $5E-5$
 Нижняя граница сжимаемой толщи (H_c) 5.1 м

3.6. Конструктивна схема Санітарно-побутового корпусу

У конструктивному відношенні Санітарно-побутовий корпус є каркасною спорудою. Горизонтальні і вертикальні навантаження сприймаються каркасом. Каркас Санітарно-побутового корпусу складається з ригелів і колон, що являють собою збірно-монолітні залізобетонні конструкції.

Як огорожуючі конструкції в проектуваній будівлі застосовані стіни з навісних панелей товщиною 250мм, обшиті стіновим профільованим настилом.

Покрівля будинку перекривається багатопустотними залізобетонними плитами.

3.7. Розрахунок сходового маршу об'єднаного з площадками

3.7.1 Вихідні дані

Розрахувати сходовий марш шириною 1,15 м, об'єднаного з площадками. Марш має ребристу конструкцію з двома косоурами. Сходи облицювати накладними проступями, а площадки — плитками товщиною 40 мм на цементно-піщаному розчині товщиною 10 мм.

Основні розміри марша зображені на рис.3.7.1, а).

Для розрахунку сходового маршу прийняті матеріали:

- Бетон класу В15:

$R_b = 8,5$ МПа; $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_{bt} = 0,75$ МПа; $R_{b,ser} = 11$ МПа;

$R_{bt,ser} = 1,15$ МПа; $E_b = 20500$ МПа.

- Робоча арматура із сталі класу А400С:

$R_s = 365$ МПа; $R_{sw} = 290$ МПа;

$R_{s,ser} = 390$ МПа; $E_s = 200\ 000$ МПа

- Поперечна арматура із сталі класу А240С:

$R_s = 225$ МПа; $R_{sw} = 175$ МПа;

$E_s = 210\ 000$ МПа.

- Арматура із сталі класу Вр-1:

$R_s = 375$ МПа; $R_{sw} = 270$ МПа;

$E_s = 170\ 000$ МПа.

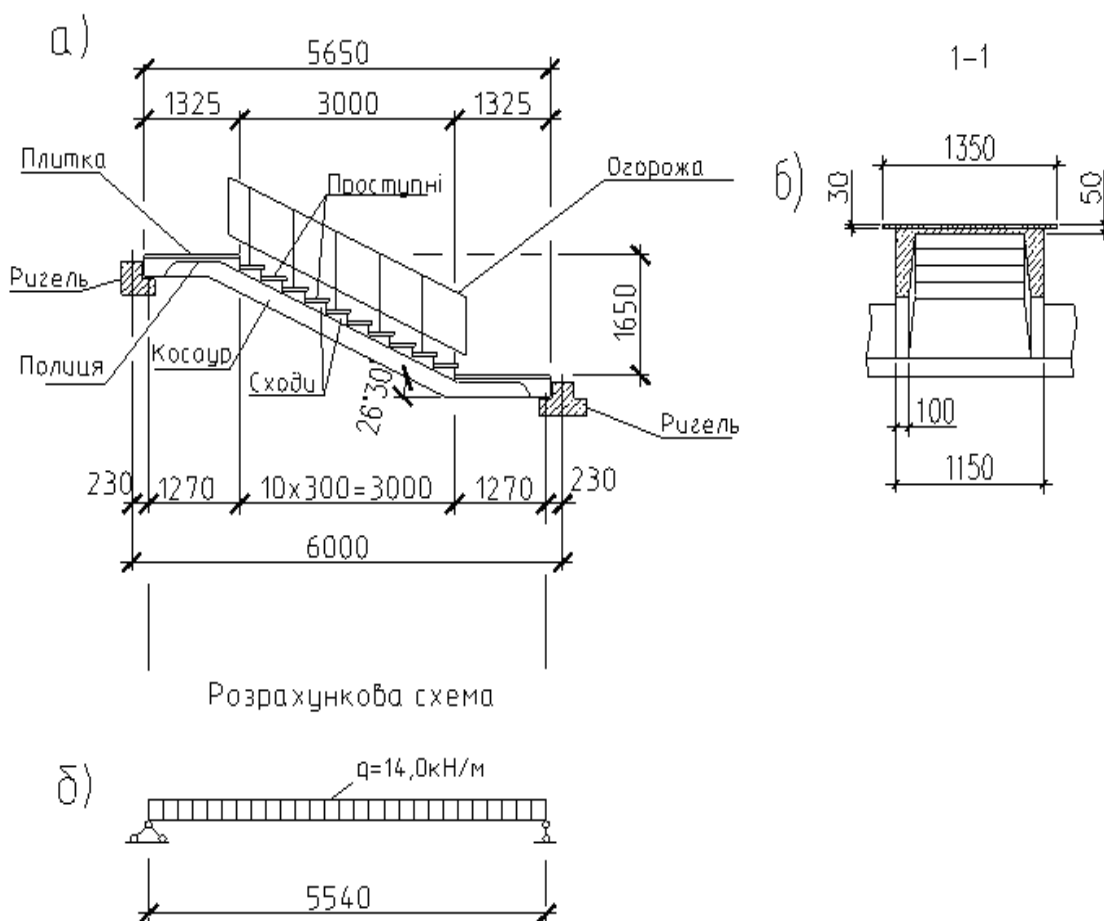


Рисунок 4.7.1. – Сходовий марш

а) - повздовжній розріз; б) - поперечний розріз; в) - розрахункова схема.

3.7.2. Визначення навантажень

Характеристичне тимчасове навантаження у відповідності з [20] прийнято: характеристичне навантаження - 300 кгс/м^2 або $3,0 \text{ кПа}$; квазіпостійне навантаження - 100 кгс/м^2 або $1,0 \text{ кПа}$; та коефіцієнт перевантаження – $1,2$ при $2,0 \text{ кПа}$ (200 кгс/м^2) та більше; $1,3$ – до $2,0 \text{ кПа}$ (200 кгс/м^2). Товщина проступі 4 см ; висота перерізу косоура орієнтовно

$$h = \frac{1}{20} L = \frac{1}{20} 6000 = 300 \text{ мм} = 30 \text{ см}$$

ширина перерізу 10 см .

Навантаження на 1 пог.м. горизонтальної проекції маршу приведено в Таблиці 3.7.1

Таблиця 3.7.1. – Навантаження на 1 пог.м. горизонтальної проекції маршу

Вид навантаження	Розрахунок	Характеристичне навантаження в кН/м	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження в кН/м
Постійне навантаження				

Накладні проступі та плитки	1,35·0,04·25	1,35	1,3	1,76
Цементний розчин	1,15·0,01·20	0,23	1,2	0,28
Суцільні сходи	1,15·0,15·0,3·25 / 2·0,3	2,16	1,3	2,81
Огорожа	25	0,25	1,3	0,33
Два косоури	0,2·0,3·25 / cos 26°30'	1,68	1,3	2,19
Разом:	—	5,67	—	7,37
Змінне				
Характеристичне навантаження	1,35·3	4,05	1,2	4,86
Квазіпостійне навантаження	1,35·1	1,35	1,3	1,76
Разом:	—	5,4	—	6,62
Повне навантаження	—	11,07	—	13,99
Округлено прийнято	—	$q^H = 11,1$	—	$q = 14,0$

3.7.3. Розрахунок косоурів на міцність

При розрахунку на міцність для спрощення прийнята розрахункова схема, приведена на рис. 3.7.1, в).

Розрахунковий поперечний переріз двох косоурів може бути прийнятий таврового профілю (рис. 3.7.2), ширина ребра якого дорівнює подвоєній ширині перерізу косоура, а ширина полиці — ширині маршу.

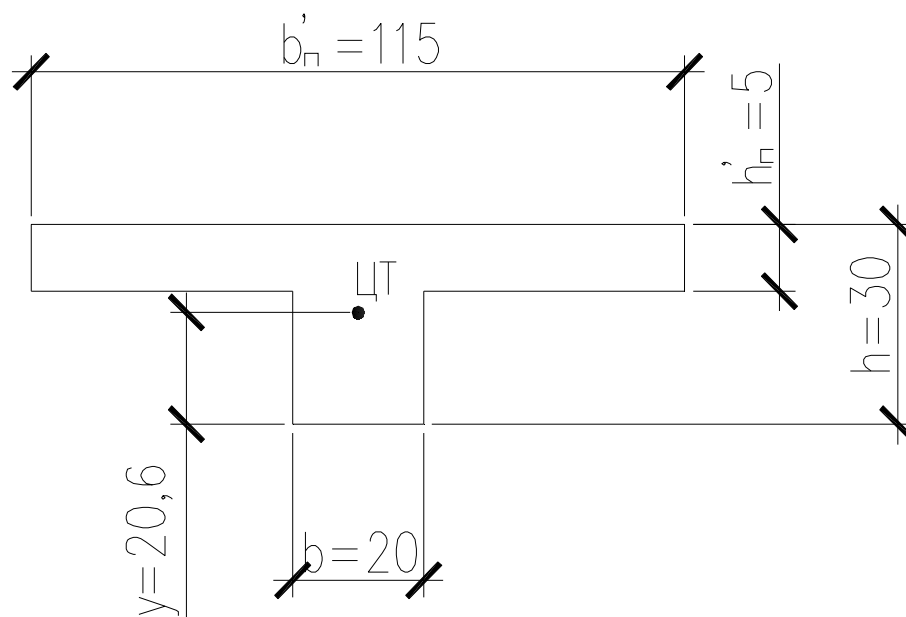


Рис. 4.7.2. Розрахунковий переріз косоурів, [см]

Розрахунок міцності по нормальним перетинам:

Максимальний згинаючий момент:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1400 \cdot 5,54^2}{8} = 53,8 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Цілесобразні границі висоти балок таврового профілю можуть бути визначені по формулі:

$$h = (15 \div 20) \sqrt[3]{M} = (15 \div 20) \sqrt[3]{53,8} = (27 \div 35) \text{см.}$$

Приймаємо: $h = 30$ см.

Захисний шар $h_{з.с} = 2,5$ см

При арматурі $d_1 = 20$ мм, розташованій в один ряд, робоча висота може бути прийнята:

$$h_0 = h - h_{з.с} - \frac{d_1}{2} = 30 - 2,5 - \frac{2,5}{2} = 26,25 \text{см} \approx 26 \text{см.}$$

Ширина ребра розрахункового перерізу прийнята:

$$b = 2 \cdot 10 = 20 \text{см.}$$

Товщина полиці може бути прийнята рівній товщині проступі, тобто $h'_n = 5$ см.

Так як $h'_n / h = 5 / 30 = 0,167 < 0,2$, то перетин арматури визначаємо по наближеній формулі:

$$A_s = \frac{M}{R_s \left(h_0 - \frac{h'_n}{2} \right)} = \frac{53,8 \cdot 100}{37,5 \cdot (26 - 5/2)} = 6,1 \text{см}^2$$

Приймаємо в двох косоурах $2 \text{ } \varnothing 20 \text{ A400C}$, $A_s = 6,28 \text{ см}^2$.

Розрахунок міцності похилого перетину по поперечній силі:

Поперечна сила на опорі:

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{14,0 \cdot 5,54}{2} = 38,78 \text{кН}$$

Так як

$$Q = 38,78 < R_{bt} b h_0 = 0,75 \cdot (100^{-1}) \cdot 20 \cdot 26 = 39,0 \text{ кН}$$

то розрахунок похилих перерізів по поперечній силі не виконують, а поперечна арматура встановлюється конструктивно.

З умов технології зварки поперечна арматура прийнята $d_2 = 6$ мм із сталі класу А240С. По конструктивним вимогам на горизонтальних ділянках косоурів ставимо поперечні стрижні с кроком:

$$u = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ см}$$

На похилій ділянці косоура поперечні стрижні розташовуємо з кроком 20см.

3.7.4. Розрахунок прогинів косоура

Розрахункова схема:

Кут нахилу маршу:

$$\alpha = \arctg \frac{1650 - 150}{3000} = 26^\circ 30'$$

При визначенні прогину нехтувати нахилом маршу неможна.

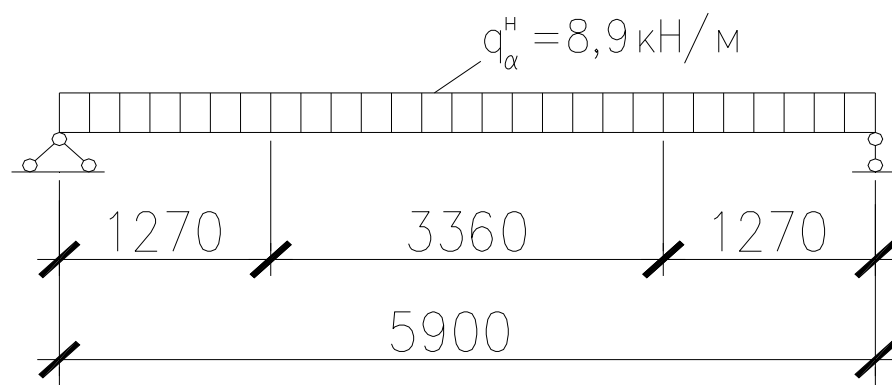


Рисунок 3.7.3 – Розрахункова схема косоурів при визначенні прогину
Розрахунок зроблений згідно [21] .

Тому розрахунковий проліт косоурів слід приймати при визначенні прогину (рис. 3.7.3):

$$l = 1270 \cdot 2 + \frac{3000}{\cos 26^\circ 30'} = 5900 \text{ мм} = 5,9 \text{ м}$$

Складаюча повному характеристичному навантаженню, перпендикулярна вісі похилій частині маршу, на 1 пог.м.:

$$q_\alpha'' = q'' \cos^2 \alpha = 11,1 \cos^2 26^\circ 30' \approx 8,9 \text{ кН / м}$$

Теж саме, складаюча довготривалого діючого навантаження:

$$g_\alpha'' = g'' \cos^2 \alpha = 5,67 \cos^2 26^\circ 30' \approx 4,55 \text{ кН / м}$$

В меті спрощення розрахунку без вагомї похибки можна рахувати, що таке ж навантаження діє і на горизонтальних ділянках косоурів.

3.7.5 Геометричні характеристики приведенного перетину

Нехтуючи перетином конструктивно стиснутою арматурою при $h_n'/h = 5/30 = 0,167$ та $b/b_n' = 20/115 = 0,174$, знаходимо відстань від нижньої грані до центру ваги розрахункового бетонного перетину косоура (див. рис. 4.2.2):

$$y = xh = 0,685 \cdot 30 = 20,6 \text{ см}$$

Момент інерції того ж перетину:

$$J = \beta \frac{b_n' h^3}{12} = 0,328 \cdot \frac{115 \cdot 30^3}{12} = 84870 \text{ см}^4$$

Момент опору по розтягнутій зоні при пружній роботі матеріалів:

$$W_0 = \frac{J}{y} = \frac{84870}{20,6} = 4120 \text{ см}^3$$

Момент опору з урахуванням не пружних деформацій

$$W_{\sigma.m} = \gamma W_0 = 1,75 \cdot 4120 = 7210 \text{ см}^3$$

Момент сприймаємий перетином без урахування арматури розтягнутої зони безпосередньо перед утворенням тріщин, по формулі:

$$M_{\sigma.m} = 0,8 R_p W_{\sigma.m} = 0,8 \cdot 16 \cdot 7210 = 92290 \text{ кг} \cdot \text{см} = 9,22 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Відношення модулів пружності:

$$n = \frac{E_a}{E_\sigma} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{2,65 \cdot 10^5} = 7,93$$

3.7.6 Прогини при короткочасній та довготривалій дії навантажень

При $x < h_n$, тобто при розташуванні нейтральної вісі в полиці таврового перетину, варто приймати $b = b_n' = 115$ см. При цьому $\gamma' = 0$, $T = 0$ і коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{F_a}{b_n' h_0} = \frac{6,28}{115 \cdot 26} = 0,0021$$

У формулі для згинаючого моменту M_n і прогину f при дії всього навантаження варто приймати: $q_{н.} = q_{ан} = 8,9$ кН/м, а при дії довготривалого навантаження $q_{н.} = q_{ан} = 4,55$ кН/м.

При визначенні жорсткості по формулі залишаються постійними величини:

$$\frac{1}{E_a F_a} = \frac{1}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 6,28} = 7,58 \cdot 10^{-8} \text{ 1/кг}$$

та

$$\frac{\psi_\sigma}{h_0 E_\sigma} = \frac{0,9}{26 \cdot 2,65 \cdot 10^5} = 13,1 \cdot 10^{-8} \text{ см/кг}$$

При визначенні прогинів залишається постійною величиною

$$\frac{5}{384} l^4 = \frac{5}{384} 590^4 = 15,8 \cdot 10^8 \text{ см}^4$$

Знаходимо прогин при одночасній дії довготривалої та короточасних навантажень по формулі:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 1,41 - 0,594 + 1,03 = 1,846 \text{ см}$$

Граничне значення прогину по [5] – 1 / 200:

$$[f] = \frac{l}{200} = \frac{590}{200} = 2,95 \text{ см}$$

Оскільки $f = 1,846 \text{ см} < [f] = 2,95$, то міцність сходового маршу по деформаціям забезпечена.

3.7.7. Перевірка сходового маршу на гнучкість

Перевірка виконується на дії цілеспрямованого вантажу $P = 100$ кг, додаткового до повного нормативного навантаження. При цьому збільшення прогину не повинно перебільшувати 0,7мм. Складаюча ваги вантажу, перпендикулярна вісі косоурів.

$$P_\alpha = P \cos \alpha = 100 \cos 26^\circ 30' \approx 90 \text{ кг}$$

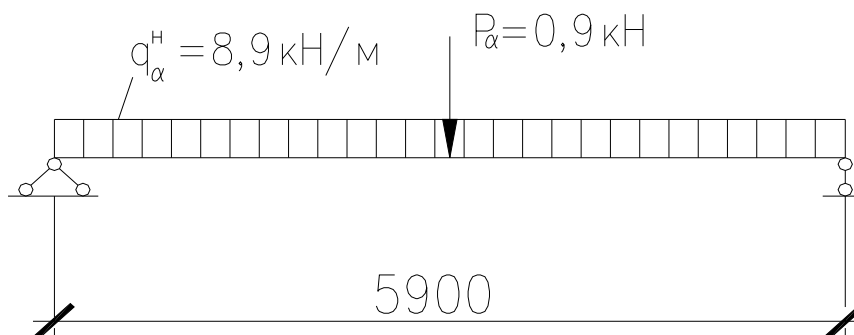


Рисунок 3.7.4 – Розрахункова схема косоурів при перевірці на гнучкість

Згинаючий момент від характеристичного навантаження та ваги вантажу (рис. 3.7.4):

$$M_{звб}^H = M^H + \frac{P_\alpha l}{4} = 387262 + \frac{90 \cdot 590}{4} = 400537 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

де:

$$M^H = \frac{q_H l^2}{8} = \frac{8,9 \cdot 590^2}{8} = 387262 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

Так як $M_{звб}^H$ мало відрізняється від M^H , то при розрахунку на зибкість без великої похибки можна прийняти жорсткість, яка дорівнює жорсткості при дії навантаження $q_H = 8,9$ кг/см:

$$B = 100 \cdot 10^8 \text{ кг} \cdot \text{см}^2$$

В цьому випадку збільшення прогину при дії додаткового вантажу складатиме:

$$\Delta = \frac{1}{48} \cdot \frac{P_\alpha l^3}{B} = \frac{90 \cdot 590^3}{48 \cdot 100 \cdot 10^8} = 0,039 \text{ см} < 0,07 \text{ см}$$

Звідки, умова виконується, тобто зибкість маршу забезпечена.

3.7.8. Розрахунок поперечних стрижнів вхідного кута косоура

Поперечна арматура вхідного кута повинна сприймати рівнодіюче зусилля в повздовжніх стрижнях кожного косоура:

$$P_1 = 2R_a F_a \cos \frac{\gamma}{2} = 2 \cdot 3750 \cdot 3,14 \cos \frac{153^\circ 30'}{2} = 5680 \text{кз}$$

де

$$\gamma = 180 - \alpha = 180^\circ - 26^\circ 30' = 153^\circ 30'$$

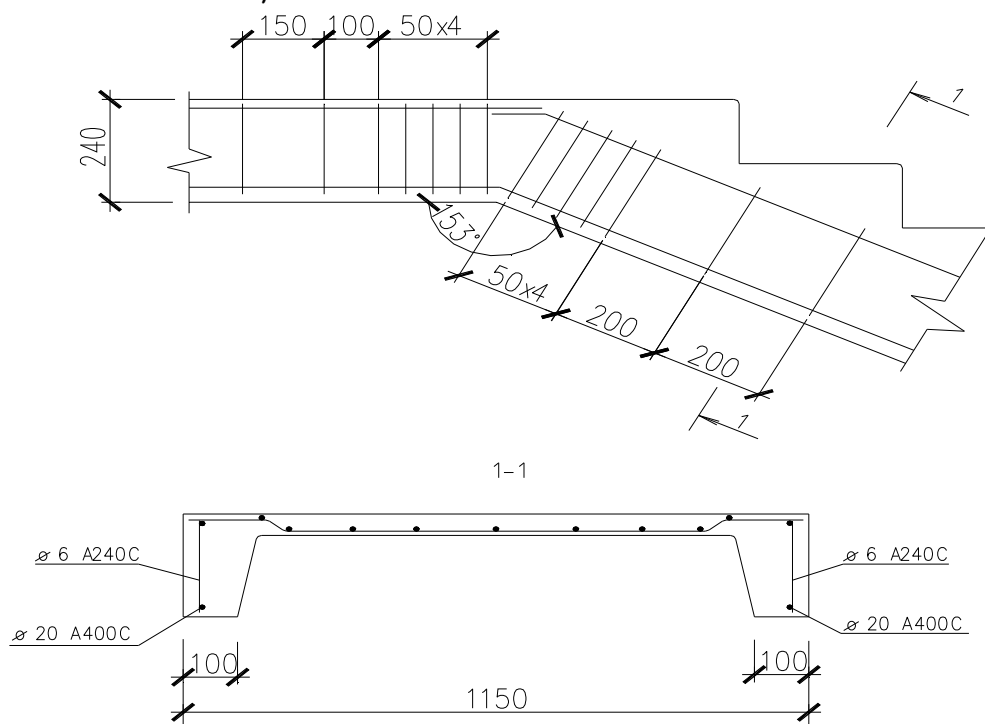


Рисунок 3.7.5 – Армування вхідного кута косоура
Необхідний переріз усієї поперечної арматури із сталі класу А240С

$$F_{a.x} = \frac{P_1}{R_a} = \frac{5680}{2300} = 2,5 \text{см}^2$$

Ця арматура повинна розташовуватись на довжині:

$$s = h \cdot \text{tg} \frac{3}{8} \gamma = 30 \cdot \text{tg} \frac{3}{8} 153^\circ 30' = 47,5 \text{см}$$

Приймаємо крок $S_w = 50 \text{мм}$. При цьому стрижні приймаємо 10 $\text{Ø}6\text{A}240\text{C}$ ($A_s = 2,83 \text{см}^2$)

3.7.9. Анкерування повздовжньої арматури костурів

Довжина запуску повздовжньої розтягнутої арматури за межу опорної полиці ригеля складає приблизно 10 см, що менше $10 \cdot d_1 = 10 \cdot 2,0 = 20 \text{см}$. Тоді передбачаємо на кінцях косоурів встановлення закладної деталі у вигляді рівнобічного кутика 80×10 , до якого за допомогою прокладки, яка забезпечує потрібний захисний шар, приварюється двостороннім швом робоча арматура косоура.

4.7.9. Розрахунок полиці площадочної частини маршу

Нехтуючи деяким затисненням в косоурах і торцевій балці, полицю розглядаємо як прямокутну плиту, вільно оперту по контуру, яка має розміри в плані (див. рис. 3.7.1):

$$l_1 = 1150 - 2 \cdot 100 = 950 \text{ мм} = 0,95 \text{ м}$$

та

$$l_2 = 1270 - 30 - \frac{100}{2} = 1190 \text{ мм} = 1,19 \text{ м}$$

Товщина полиці прийнята $h_n = 50 \text{ мм}$.

Навантаження на 1 м^2 полиці приведено в таблиці 3.7.2.

Таблиця 3.7.2 – Навантаження на 1 м^2 полиці

Вид навантаження	Розрахунок	Характеристичне навантаження в кН/м	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження в кН/м
Постійне навантаження				
Власна вага полиці	$0,05 \cdot 25$	1,25	1,3	1,63
Накладні плитки	$0,04 \cdot 25$	1,0	1,3	1,3
Цементно-пісчаний розчин	$0,01 \cdot 20$	0,2	1,3	0,26
Разом:				3,19
Характеристичне навантаження	—	3,0	1,2	3,6
Квазіпостійне навантаження	—	1,0	1,3	1,3
Разом:				4,9
Повне навантаження	—	—	—	8,09
Округлено прийнято	—	—	—	$q = 8,25$

Приймаємо у різних напрямках полиці однакову арматуру, а також враховуємо, що на опорах моменти можуть бути прийняті рівними нулю, для визначення величини згинаючого моменту в середині полиці методом граничної рівноваги може бути виражена формула у вигляді:

$$\frac{ql_1^2 \cdot (3l_2 - l_1)}{12} = 2M(l_2 + l_1)$$

Звідкіля згинаючий момент у полосі шириною $b = 1 \text{ м} = 100 \text{ см}$:

$$M = \frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{24(l_2 + l_1)}$$

або, підставляючи значення q , l_1 и l_2 :

$$M = \frac{825 \cdot 0,95^2 \cdot (3 \cdot 1,19 - 0,95)}{24 \cdot (1,19 + 0,95)} = 0,38 \text{ кН} \cdot \text{м} = 38 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Арматуру із сталі класу Вр-I розташовуємо в середині товщини полиці. При цьому:

$$h_0 = \frac{h_n}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ мм} = 2,5 \text{ см};$$

$$L_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{38}{10 \cdot 10 \cdot 2,5^2} = 0,061$$

Підбираємо $\eta = 0,965$.

Необхідний переріз арматури виділеної полоси:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{38}{38,5 \cdot 0,965 \cdot 2,5} = 0,409 \text{ см}^2$$

Підбираємо сітку:

$$C = \frac{3B_p - 1 - 150}{3B_p - 1 - 150} (A_s = 0,47 \text{ см}^2)$$

3.8 Розрахунок колони

Вихідні данні:

- а) бетон класу В30; $R_b = 17 \text{ МПа}$;
- б) арматура класу А400С; $R_{sc} = 365 \text{ МПа}$;
- в) поперечна арматура класу А240С.

3.8.1 Визначення зусилля в колоні першого поверху

Навантаження визначається в найбільш небезпечному перерізі – в основі колони – та збирається з вантажної площі яка має квадратну форму зі сторонами, які дорівнюють прольоту балок – $5,8 \times 5,8 \text{ м}$.

Визначення навантаження на колону

Таблиця 3.8.2 – Звідна таблиця навантажень на колону

Вид навантаження	Нормативне зусилля, кН	Коефіцієнт надійності	Розрахункове зусилля, кН
1. Постійне			
1. Вага плити і підлоги $q_n * l_b * h_b * n_{п} = 6,96 * 5,8 * 5,8 * 3$	702,4	1,1	772,64
2. Вага балок $q_n * l_b * n_{п} = 4 * 5,8 * 1 * 3$	69,6	1,1	76,56
3. Вага колони $q_n * n_{п} * H_{п} = 25 * 0,6 * 0,6 * 3,3 * 3$	89,1	1,1	98
Всього:	861		947,2
2. Тимчасове короткочасне:			
1. Снігове $1 * l_b * h_b = 0,5 * 5,8 * 5,8$	16,82	1,4	23,6
Всього:	16,82		23,6
3. Тимчасове довготривале :			
1. Корисне $(V_{п-3,0}) * l_b * h_b * (n_{п}-1) = (4,56-3,0) * 5,8 * 5,8 * (3-1)$	104,96	1,2	125,96
Вид навантаження	Нормативне, кН	Розрахункове, кН	
1. Постійне	861	947	
2. Тимчасове короткочасне	17	24	
3. Тимчасове довготривале	105	126	
4. Довготривале	$N_{ln} = 966$	$N_l = 1073$	
5. Повне	$N_n = 983$	$N = 1097$	

3.8.2 Визначення розмірів поперечного перерізу колони

Площа поперечного перерізу колони визначається, згідно [22], за формулою:

$$A = \frac{N}{\eta * \varphi * (R_b + \mu * R_{sc})};$$

де

$\eta = 1$ при висоті перерізу колони $h > 20$ см;

φ - коефіцієнт, який враховує гнучкість елемента, довготривалість дії навантаження та характер армування; $\varphi = 1$

$\mu = 0,015$ – коефіцієнт армування, оптимальне значення; $\mu = 0,01 \dots 0,02$

$$A = \frac{N}{\eta * \varphi * (R_b + \mu * R_{sc})} = \frac{10970}{1 * 1 * (17 + 0,015 * 365)} = 488,09;$$

$$b = h = \sqrt{488,09} = 22,09 \text{ см}; \text{ приймається } b = h = 60 \text{ см}; A_s = 3600 \text{ см}^2.$$

3.8.3 Визначення площі арматури

$$A_s = \frac{N}{\eta * \varphi * R_{sc}} - A * \frac{R_b}{R_{sc}};$$

Коефіцієнти η та φ визначаються для вище прийнятих розмірів перерізу колони:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) * \frac{R_{sc}}{R_b} * \mu \leq \varphi_r;$$

де φ_b - коефіцієнт, який враховує гнучкість та довготривалість дії навантаження та характер армування .

Для відношення $\frac{N_l}{N} = \frac{1069}{1093} = 0,98 = 1$

Та гнучкості $\frac{l_0}{h} = \frac{0,7Hn}{h} = \frac{0,7 * 3,3}{0,60} = 3,85 \quad \varphi_b = 0,17$

φ_r - Коефіцієнт , який враховує гнучкість елемента , довготривалість дії навантаження та характер армування .

Площа арматури восьми стержнів

$$A_s = 2 A_{s1} .$$

$$\varphi = 0,17 + 2(0,17 - 0,17) * \frac{365}{17} * 0,015 = 0,17.$$

Площа арматури

$$A_s = \frac{N}{\eta * \varphi * R_{sc}} - A * \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{10970}{1 * 0,17 * 365} - 3600 * \frac{17}{365} = 9,13 \text{ см}^2 .$$

Приймаємо $2\varnothing 25 \text{ A500C}$, $A_s = 9,8 \text{ см}^2$.

$$\mu = A_s / A = 9,8 / 9,13 = 0,018$$

Величина μ знаходиться в межах $\mu = 0,01 \dots 0,02$. Тому прийняті розміри поперечного перерізу колони $b = h = 60 \text{ см}$, приймаються остаточними.

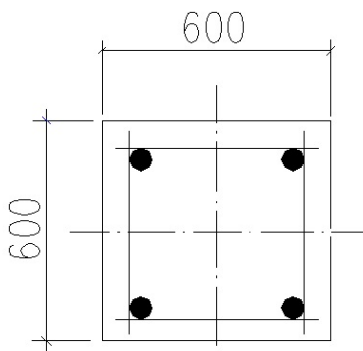


Рисунок 3.8.3 – Поперечний переріз колони

Згідно із завданням на проектування були виконані розрахунки монолітного перекриття та монолітної колони

3.9 Розрахунок багатопустотної плити перекриття

3.9.1 Вихідні данні

Конструкції експлуатуються в неагресивному середовищі. До тріщиностійкості плит пред'являються вимоги третьої категорії. По ступені відповідальності будинок відноситься до II класу і коефіцієнт надійності по призначенню $\gamma_n = 0,95$.

Корисне тимчасове навантаження на перекриття прийнято 200 кг/м^2 , згідно[20].

Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_{fm} = 1,2$.

- Бетон класу В30:

$$R_b = 17,0 \text{ МПа}; \gamma_{b2} = 0,9; R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}; R_{b,ser} = 22 \text{ МПа};$$

$$R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}; E_b = 29000 \text{ МПа}.$$

- Арматура попередньо напружена із сталі класу А800:

$$R_s = 680 \text{ МПа}; R_{s,ser} = 785 \text{ МПа}; E_s = 190\,000 \text{ МПа}$$

- Арматура сіток і каркасів із сталі класу В_p-1:

$$R_s = 375 \text{ МПа}; \text{ - при } \varnothing 3\text{мм};$$

$$R_s = 365 \text{ МПа}; \text{ - при } \varnothing 4\text{мм};$$

$$R_s = 360 \text{ МПа}; \text{ - при } \varnothing 5\text{мм};$$

$$E_s = 170\,000 \text{ МПа}.$$

3.9.2. Визначення навантажень

Навантаження на збірне міжповерхове перекриття наведено в таблиці 3.9.1

Таблиця 3.9.1 – Навантаження на перекриття

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, Н/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_{fm}	Розрахункове навантаження, Н/м^2
Постійне навантаження			
Керамічна плитка $t = 10\text{мм}$; $\rho = 2000\text{кг/м}^3$	200	1,2	240
Вид навантаження	Характеристичне навантаження, Н/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_{fm}	Розрахункове навантаження, Н/м^2
Прошарування CERESIT $t = 8\text{мм}$; $\rho = 1600\text{кг/м}^3$	128	1,3	167
Цементно-пісчанний розчин $t = 20\text{мм}$; $\rho = 1600\text{кг/м}^3$	320	1,2	384
Керамзитобетон $t = 40\text{мм}$;	240	1,2	288

$\rho = 600\text{кг/м}^3$			
З/б плита $t = 220\text{мм}; \rho = 2500\text{кг/м}^3$	5500	1,2	6600
Разом:	$g^x = 6388$	—	$g^{\text{ГР}} = 7679$
Змінне			
а) короткочасне	$V^{\text{sh.x}} = 1150$	1,2	$V^{\text{sh.ГР}} = 1380$
б) квазіпостійне	$V^{\text{lx}} = 850$	1,2	$V^{\text{lrp}} = 1020$
Разом:	$V^x = 2000$	—	$V^{\text{ГР}} = 2400$
Всього	$q^x = 8388$	—	$q^{\text{ГР}} = 10079$

При $\gamma_n = 0,95$ і ширині плити перекриття 1,5м, навантаження на 1м.п. буде складати:

- від повного характеристичного значення навантаження

$$q^x = 8388 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 11\,953 \text{ Н/м};$$

- від повного граничного розрахункового навантаження

$$q^{\text{ГР}} = 10079 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 14\,363 \text{ Н/м};$$

- від постійного та довготривалого характеристичного значення навантаження

$$q^l = (6388 + 850) \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 10\,314 \text{ Н/м};$$

- від короткочасного характеристичного значення навантаження

$$q^{\text{sh}} = 1150 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 1639 \text{ Н/м};$$

На рис. 3.9.1 зображено конструктивну схему плити перекриття при її обпиранні на ригель 165мм. За розрахунковий проліт плити приймається відстань між центрами опор плити перекриття:

$$l_0 = 5,68 - \frac{0,17}{2} \cdot 2 = 5,51\text{м}.$$

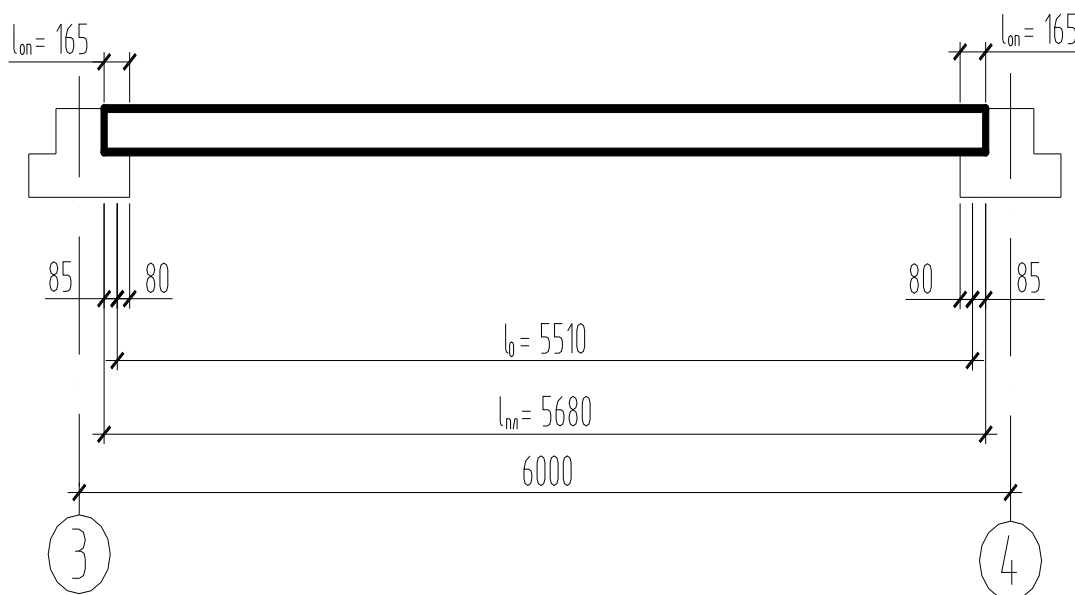


Рисунок 3.9.1 – Конструктивна схема плити

Розрахункова схема кругло-пустотної плити перекриття наведена на рис. 4.9.2.

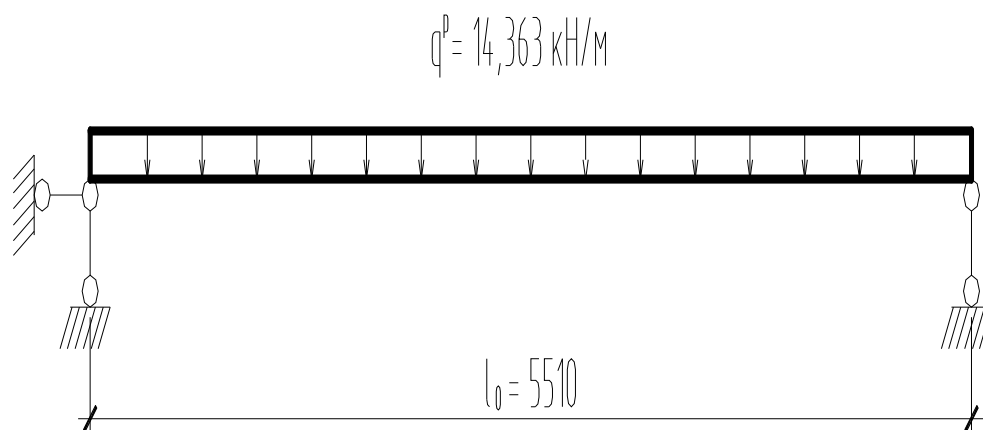


Рис. 3.9.2. Розрахункова схема плити перекриття

Загальний момент від повного граничного розрахункового навантаження:

$$M^{zp} = \frac{q^{zp} \cdot l_0^2}{8} = \frac{14,363 \cdot 5,51^2}{8} = 54,51 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Загальний момент від повного характеристичного значення навантаження:

$$M^x = \frac{q^x \cdot l_0^2}{8} = \frac{11,953 \cdot 5,51^2}{8} = 45,36 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Загальний момент від постійного та довготривалого характеристичного значення навантаження:

$$M^l = \frac{q^l \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,314 \cdot 5,51^2}{8} = 39,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Загальний момент від короточасного характеристичного значення навантаження:

$$M^{sh} = \frac{q^{sh} \cdot l_0^2}{8} = \frac{1,639 \cdot 5,51^2}{8} = 6,22 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила від дії повного граничного розрахункового навантаження:

$$Q^{sp} = \frac{q^{sp} \cdot l_0}{2} = \frac{14,363 \cdot 5,51}{2} = 39,57 \text{ кН}$$

3.9.3. Розрахунок міцності плити по нормальним перетинам

Для розрахунку кругло-пустотної плити перекриття фактичний перетин приводять до таврового перерізу.

Визначаємо розміри приведенного таврового перерізу:

$$h_1 = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ см};$$

$$h_f = h'_f = \frac{(22 - 14,3)}{2} = 3,85 \text{ см};$$

$$b = 149 - 7 \cdot 14,3 = 48,9 \text{ см};$$

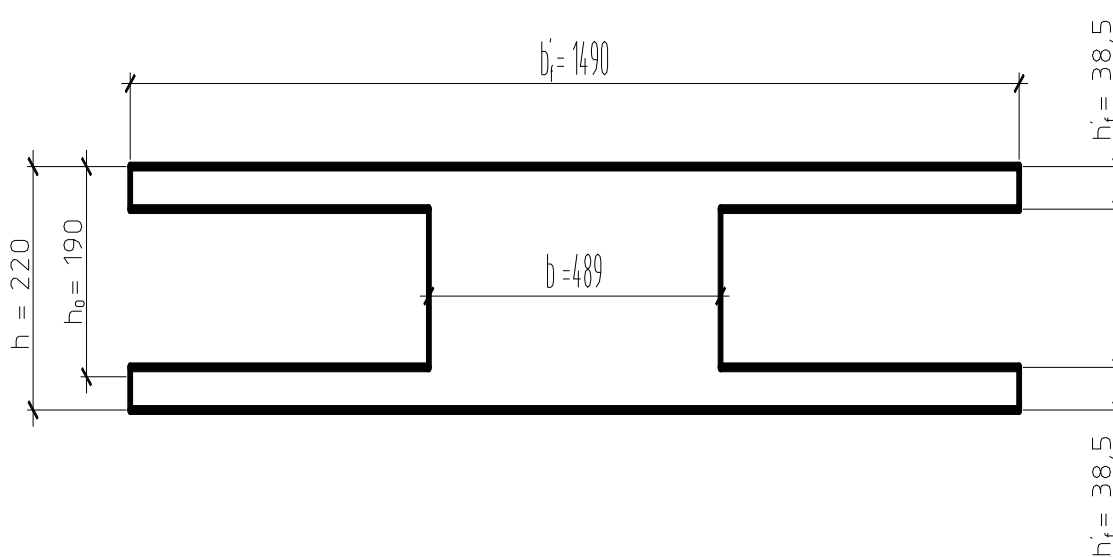


Рисунок 3.9.3 – Розрахунковий перетин кругло-пустотної плити перекриття

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = 220 - 30 = 190 \text{ мм.}$$

Приймаємо початкову попередню напругу арматурі, що передається на піддон:

$$\sigma_{sp} = 0,85 \cdot R_{s,ser} = 0,85 \cdot 785 = 667,25 \text{ МПа},$$

що повинно бути менше, ніж $R_{s,ser} - p = 785 - 94 = 691 \text{ МПа}$,

але більше, ніж $0,3 \cdot R_{s,ser} = 0,3 \cdot 785 = 236 \text{ МПа}$,

де: $p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{5,6} = 94 \text{ МПа}$; l – відстань між зовнішніми гранями упорів.

Визначаємо величину граничної висоти стиснутої зони бетону, згідно [23]:

$$\omega = \alpha_1 - 0,08 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,85 - 0,08 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,725$$

де: α_1 – для важкого бетону 0,85;

$$\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 667,25 - 271,9 = 140,85 \text{ МПа}$$

де: $\Delta\sigma_{sp}$ для стрижневої арматури визначається по формулі

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{667,25}{680} - 1200 = 271,9 \text{ МПа}$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc.u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,725}{1 + \frac{140,85}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,725}{1,1}\right)} = 0,66 \Rightarrow \alpha_R = 0,442$$

де: $\sigma_{sc.u}$ – гранична напруга в арматурі стиснутої зони, прийнята для елементів з важкого бетону при $\gamma_{b2} = 0,9$ рівним 500 МПа.

Попередньо визначаємо положення нейтральної вісі. Для цього визначаємо згинальний момент M_f , що може бути сприйнятий полицею, виходячи з припущення, що нейтральна вісь проходить по нижній грані полиці.

$$M_f = \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) \geq M^{ep}$$

$$M_f = 0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,49 \cdot 0,0385 \cdot (0,19 - 0,5 \cdot 0,0385) = 149,8 \geq 54,51 \text{ кН/м}$$

умова виконується, отже, нейтральна вісь проходить у полиці, і перетин розглядається як прямокутний, шириною $b = b'_f = 149 \text{ см}$.

Перевіряємо умову:

$$\alpha_m = \frac{M^{ep}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{54,51}{0,9 \cdot 17000 \cdot 1,49 \cdot 0,19^2} = 0,066 < \alpha_R = 0,442$$

$$\alpha_m = 0,066 \Rightarrow \xi = 0,07 \Rightarrow \zeta = 0,965$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи, що враховує опір арматури вище границі текучості:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot \xi}{\xi_R} - 1\right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,07}{0,66} - 1\right) = 1,03 < 1,15$$

тому приймаємо $\gamma_{s6} = 1,15$

Визначаємо площу робочої попередньо напруженої арматури:

$$A_s = \frac{M^{ep}}{\gamma_{s6} \cdot \zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{54,51}{1,15 \cdot 0,965 \cdot 680000 \cdot 0,19} = 3,80 \text{ см}^2$$

приймаємо 4Ø12 А800 із площею $A_s^f = 4,52 \text{ см}^2$

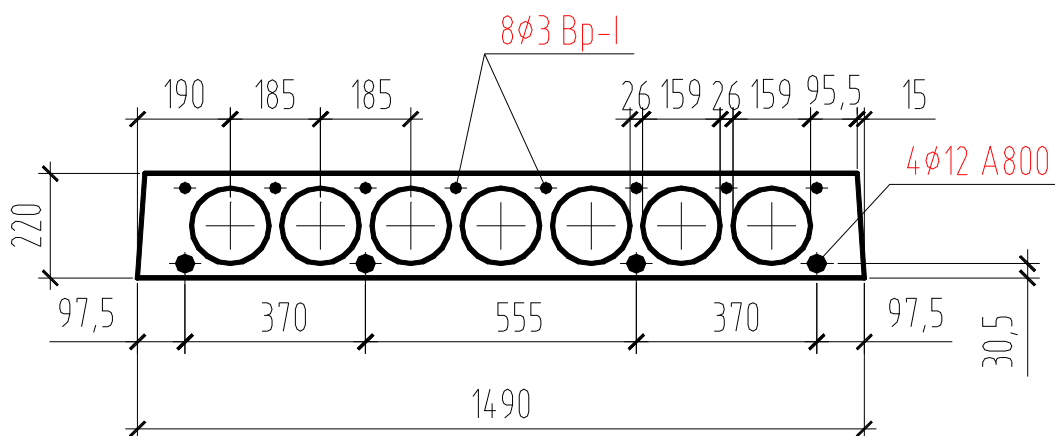


Рисунок 4.9.4 – До визначення геометричних характеристик

3.9.4. Визначення геометричних характеристик поперечного перетину

Геометричні характеристики приведенного перетину визначаємо по приведеним нижче формулам, відповідно до рис. 3.9.5.

Якщо в перетині площа арматури складає менш 0,8% від площі бетону, то допускається при визначенні геометричних характеристик перетину не враховувати арматуру.

Перевіряємо умову:

$$A_b \cdot 0,8\% > A_s + A_{sp} + A'_s$$

$$A_b = (149 \cdot 3,85 \cdot 2 + 48,9 \cdot 14,3) \cdot \frac{0,8}{100} = 14,8 > A_s + A_{sp} + A'_s = 0,424 + 4,52 + 0,565 = 5,5 \text{ см}^2$$

умова виконується, тому геометричні характеристики визначаємо не враховуючи арматуру.

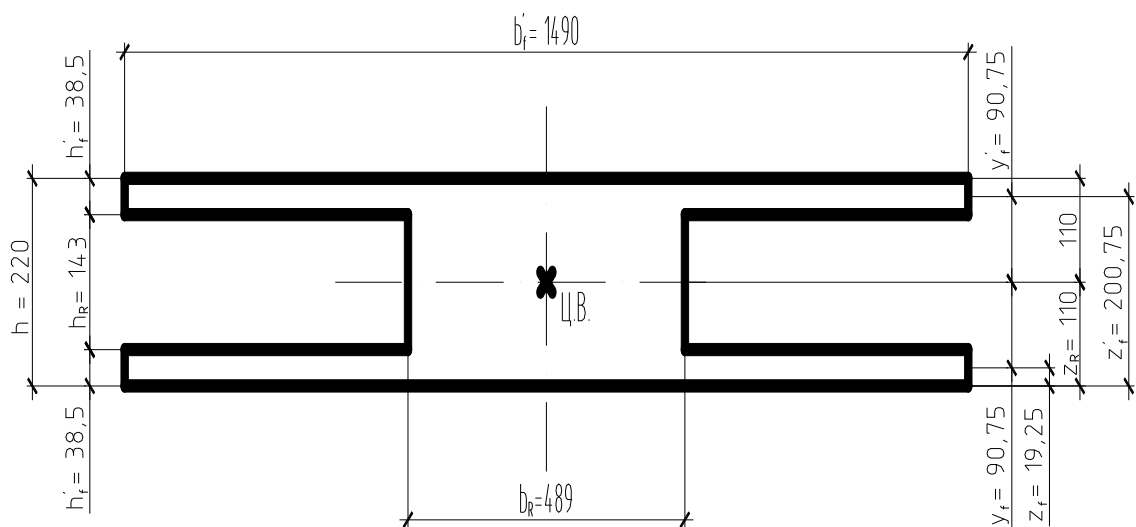


Рисунок 3.9.5 – Наведений переріз пустотної плити

- площа приведенного перетину

$$A_{red} = \sum (A_{bi})$$

$$A_{red} = 149 \cdot 3,85 + 14,3 \cdot 48,9 + 149 \cdot 3,85 =$$

$$= 573,65 + 699,3 + 573,65 = 1846,6 \text{ см}^2$$

- статичний момент площі приведенного перетину відносно розтягнутої грані

$$S_{red} = \sum (A_{bi} \cdot z_i)$$

$$S_{red} = 573,65 \cdot 1,925 + 699,3 \cdot 11 + 573,65 \cdot 20,075 = 20312,6 \text{ см}^3$$

де z_i – відстань від центру ваги розглянутого перетину бетону до розтягнутої грані

- відстань від розтягнутої грані до центру ваги приведенного перетину

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{20312,6}{1846,6} = 11,0 \text{ см}$$

- відстань від стиснутої грані до центру ваги приведенного перетину

$$y' = h - y = 22 - 11 = 11,0 \text{ см}$$

■ момент інерції приведенного перетину відносно вісі, що проходить через його центр ваги

$$I_{red} = \sum \left(\frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + b_i \cdot h_i \cdot y_i^2 \right)$$

$$I_{red} = \frac{149 \cdot 3,85^3}{12} + 149 \cdot 3,85 \cdot 9,075^2 + \frac{48,9 \cdot 14,3^3}{12} + 48,9 \cdot 14,3 \cdot 0^2 +$$

$$+ \frac{149 \cdot 3,85^3}{12} + 149 \cdot 3,85 \cdot 9,075^2 = 107820 \text{ см}^4$$

де y_i – відстань від центру ваги розглянутого перетину бетону до центру ваги приведенного перетину.

■ момент опору приведенного перетину для нижньої грані

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{107820}{11} = 9801,8 \text{ см}^3$$

■ момент опору приведенного перетину для верхньої грані

$$W_{red}^{sap} = \frac{I_{red}}{y'} = \frac{107820}{11} = 9801,8 \text{ см}^3$$

■ пружньопластичний момент опору визначаємо по спрощених формулах, використовуючи коефіцієнт γ , що враховує вплив непружних деформацій бетону розтягнутої зони і залежить від форми поперечного перетину

- для розтягнутої нижньої грані

$$W_{pl}^{inf} = \gamma \cdot W_{red}^{inf} = 1,5 \cdot 9801,8 = 14702,7 \text{ см}^3$$

- для розтягнутої верхньої грані

$$W_{pl}^{sap} = \gamma \cdot W_{red}^{sap} = 1,5 \cdot 9801,8 = 14702,7 \text{ см}^3$$

3.9.5. Витрати попередньої напруги і зусилля обтиснення

Перші витрати ($\sigma_{loss,1}$)

Розрахунок проведено згідно [24].

1. Витрати від релаксації напруг в арматурі при натягу на упори

$$\sigma_1 = 0,1 \cdot \sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 589 - 20 = 38,9 \text{ МПа}$$

2. Витрати від температурного перепаду, тобто від різниці температури натягнутої арматури і пристроїв, що сприймаються зусилля натягу при пропарюванні або прогріві бетону:

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа}$$

3. Витрати від деформації анкерів, розташованих у натяжних пристроїв

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E = \frac{3,1}{6300} \cdot 1,9 \cdot 10^5 = 93,4 \text{ МПа}$$

де $\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot d = 1,25 + 0,15 \cdot 10 = 3,1 \text{ мм}$.

4. Витрати від тертя арматури об стінки каналів або поверхню конструкції, дорівнюють нулеві $\sigma_4 = 0 \text{ МПа}$.

5. Витрати від деформації сталевих форм залежить від конструкції і довжини форми (опалубки), при відсутності даних про технології виготовлення приймаються рівними $\sigma_5 = 30 \text{ МПа}$.

6. Витрати від швидко натікаючої повзучості бетону залежать від умов твердіння, рівня напруг і класу бетону.

Зусилля попереднього обтиснення:

$$P = (\sigma_{sp} - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5)) \cdot A_{sp} = \\ = (667,25 - (38,9 + 81 + 93,4 + 0 + 30)) \cdot 10^3 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} = 191,6 \text{кН}.$$

Відстань від центру ваги приведенного перетину до центру ваги арматури, що попередньо напружується:

$$e_{op} = y - a_{sp} = 11 - 3 = 8,0 \text{см}.$$

Рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плити:

$$g_{nl} = 3,0 \cdot 1,1 \cdot 1,5 = 4,95 \text{кН/м}.$$

Згинальний момент у плиті від власної ваги:

$$M_g = \frac{g_{nl} \cdot l_p^2}{8} = \frac{4,95 \cdot 5,68^2}{8} = 20,0 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Напруги в бетоні на рівні попередньо напруженої арматури:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op} - M_g}{W_{red}^{inf}} = \frac{191,6 \cdot 10^{-3}}{1846,6 \cdot 10^{-4}} + \frac{191,6 \cdot 10^{-3} \cdot 8 \cdot 10^{-2} - 20,0 \cdot 10^{-3}}{9801,8 \cdot 10^{-6}} = \\ = 1,03 + (-0,48) = 0,55 \text{МПа}$$

тому що напруги в бетоні менше нуля, то приймаємо витрати від повзучості бетону, що швидко натікає $\sigma_6 = 0 \text{МПа}$.

Сумарні перші витрати:

$$\sigma_{loss,1} = 38,9 + 81 + 93,4 + 0 + 30 + 0 = 243,3 \text{МПа}.$$

Другі витрати ($\sigma_{loss,2}$)

7. Витрати від релаксації напруг в арматурі при натягу на упори, приймаються рівними $\sigma_7 = 0 \text{МПа}$.

8. Витрати від усадки бетону і відповідного укорочення елемента залежать від виду бетону, способу натягу арматури й умов твердіння, приймаємо рівним $\sigma_8 = 35 \text{МПа}$.

9. Витрати від повзучості бетону залежать від виду бетону, умов твердіння і рівня напруг.

Зусилля обтиснення:

$$P_1 = (\sigma_{sp} - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 + \sigma_7 + \sigma_8)) \cdot A_{sp} = \\ = (667,25 - (38,9 + 81 + 93,4 + 0 + 30 + 0 + 0 + 35)) \cdot 10^3 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} = 175,8 \text{кН}.$$

Напруги в бетоні:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} - M_g}{W_{red}^{inf}} = \frac{175,8 \cdot 10^{-3}}{1846,6 \cdot 10^{-4}} + \frac{175,8 \cdot 10^{-3} \cdot 8 \cdot 10^{-2} - 20,0 \cdot 10^{-3}}{9801,8 \cdot 10^{-6}} = \\ = 0,94 + (-0,61) = 0,33 \text{МПа}$$

тому що напруги в бетоні менше нуля, то приймаємо витрати від повзучості бетону $\sigma_9 = 0 \text{МПа}$.

Сумарні другі витрати:

$$\sigma_{loss,2} = 0 + 35 + 0 = 35 \text{МПа}.$$

Повні витрати напруг:

$$\sigma_{loss} = 243,3 + 35 = 278,3 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтиснення з урахуванням усіх витрат:

- при $\gamma_{sp} = 0,9$

$$P_2 = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{loss}) \cdot A_{sp} = 0,9 \cdot (667,25 - 278,3) \cdot 4,52 \cdot 10^{-1} = 157,5 \text{ кН};$$

- при $\gamma_{sp} = 1,0$

$$P_2 = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{loss}) \cdot A_{sp} = 1,0 \cdot (667,25 - 278,3) \cdot 4,52 \cdot 10^{-1} = 175,8 \text{ кН.}$$

3.9.6. Остаточний розрахунок міцності плити по нормальним перетинам

Визначаємо напруги в арматурі з урахуванням усіх витрат:

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \gamma_{SP} \cdot \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 0,9 \cdot (667,25 - 278,3) = 729,9 \text{ МПа}$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{667,25 - 278,3}{680} - 1200 = -342 < 0, \text{ приймаємо } \Delta\sigma_{sp} = 0.$$

Визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони бетону з урахуванням фактичної напруги в попередньо напруженій арматурі:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,725}{1 + \frac{729,9}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,725}{1,1}\right)} = 0,48$$

де $\omega = 0,725$ і $\sigma_{sc,u} = 500$ - див.п.3 пояснювальної записки.

Визначаємо відносну висоту стиснутої зони:

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot A_{sp} + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_{0,sp}} = \\ &= \frac{1,15 \cdot 680 \cdot 10^{-1} \cdot 4,52 + 375 \cdot 10^{-1} \cdot 0,424 - 375 \cdot 10^{-1} \cdot 0,565}{0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,49 \cdot 0,19} = 0,080 < \xi_R = 0,48 \end{aligned}$$

при $\xi = 0,080$ по інтерполяції знаходимо $\alpha_m = 0,077$.

Перевіряємо умову (момент, що сприймається перетином повинний бути не менш, ніж максимальний момент від повного розрахункового навантаження):

$$\begin{aligned} M &= \alpha_m \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_{0,sp}^2 + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_{0,sp} - a'_s) \geq M^{zp} \\ M &= 0,077 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,49 \cdot 0,19^2 + 375 \cdot 10^{-1} \cdot 0,565 \cdot (0,19 - 0,02) = \\ &= 63,36 + 3,6 = 66,94 \text{ кН} \cdot \text{м} > M^{zp} = 54,51 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

умова виконується, отже міцність поперечного перетину плити забезпечена.

3.9.7. Розрахунок міцності плити перекриття по похилим перетинам

На при опорних ділянках плити перекриття з кожної сторони встановлюють по 5 каркасів з поперечними стержнями $\varnothing 4$ мм з арматури класу В_p-І. Крок поперечних стрижнів $S = 10$ см.

Визначаємо коефіцієнти:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{29000} = 5,9$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b_R \cdot S} = \frac{4 \cdot 0,126}{49,8 \cdot 10} = 0,001;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 5,9 \cdot 0,001 = 1,03;$$

$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,847$ - коефіцієнт, що оцінює здатність різних видів бетону до перерозподілу зусиль.

Перевіряємо умову:

$$Q^{sp} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b_R \cdot h_{0,sp}$$

$$39,57 \leq 0,3 \cdot 1,03 \cdot 0,847 \cdot 17000 \cdot 0,498 \cdot 0,19 = 421 \text{кН}$$

умова виконується, отже, прийняті розміри перетину достатні.

Для перевірки умови:

$$Q^{sp} \leq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b_R \cdot h_{0,sp}$$

- φ_{b3} - коефіцієнт, прийнятий рівним для важкого бетону 0,6;

- φ_f - коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць, визначається по формулі:

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(b'_f - b_R) \cdot h'_f}{b_R \cdot h_{0,sp}} = 0,75 \cdot \frac{(61,35 - 49,8) \cdot 3,85}{49,8 \cdot 19} = 0,035 < 0,5$$

$$b'_f = b_R + 3 \cdot h'_f = 49,8 + 3 \cdot 3,85 = 61,35$$

- φ_n - коефіцієнт, що враховує вплив повздовжніх зусиль, визначається по формулі:

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{P_2}{\gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b_R \cdot h_{0,sp}} = 0,1 \cdot \frac{162,5}{0,9 \cdot 1200 \cdot 0,498 \cdot 0,19} = 0,16 < 0,5$$

Перевіряємо умову:

$$39,57 \leq 0,6 \cdot (1 + 0,035 + 0,16) \cdot 0,9 \cdot 1200 \cdot 0,498 \cdot 0,19 = 73,3 \text{кН}$$

умова виконується, отже міцність плити перекриття по похилим перетинам забезпечено.

3.9.8. Розрахунок за II-ю групою граничних станів

Розрахунок на утворення тріщин при дії зовнішніх навантажень

Визначаємо момент тріщино утворення по формулі:

$M_{crc} = \gamma_{b2} \cdot R_{bt,n} \cdot W_{pl}^{inf} + P_2 \cdot (e_{op} + r) = 0,9 \cdot 1800 \cdot 14702,7 \cdot 10^{-6} + 175,8 \cdot (0,08 + 0,053) = 47,2 \text{кН} \cdot \text{м де}$
: r – відстань від нижньої границі ядра перетину до центру ваги приведенного перетину:

$$r = \varphi \cdot \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = \frac{9801,8}{1846,6} = 5,3 \text{см};$$

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{3,3}{22} = 1,45 > 1 \text{ приймаємо } \varphi = 1$$

σ_b - напруги в бетоні:

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M^n - P_2 \cdot e_{op}}{W_{rad}^{sap}} = \frac{175,8 \cdot 10^{-3}}{1846,6 \cdot 10^{-4}} + \frac{45,36 \cdot 10^{-3} - 175,8 \cdot 10^{-3} \cdot 0,08}{9801,8 \cdot 10^{-6}} = 0,94 + 3,16 = 4,1 \text{МПа.}$$

Перевіряємо умову тріщино утворення:

$$M_{crc} = 47,2 \text{кН} \cdot \text{м} > M^x = 45,36 \text{кН} \cdot \text{м}$$

отже, у стадії експлуатації в розтягнутій плиті перекриття від повного навантаження тріщини, нормальні до повздовжньої вісі елемента, не утворюються.

Розрахунок за деформаціями плити перекриття

Повна кривизна елемента при відсутності тріщин в розтягнутій зоні визначається, згідно [25], за формулою:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4$$

де $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - кривизна від короткочасної дії характеристичного значення навантаження;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - кривизна від дії постійного та довготривалого тимчасового характеристичного значення навантаження;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - кривизна, що обумовлена вигином елемента від зусилля попереднього обтиснення;

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ - кривизна, що обумовлена вигином елемента в наслідок усадки та повзучості бетону від зусилля попереднього обтиснення.

Кривизна від короткочасної дії характеристичного значення навантаження визначається за формулою:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M^{sh}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} = \frac{6,22 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 29 \cdot 10^9 \cdot 107820 \cdot 10^{-8}} = 0,00023(1/м)$$

де φ_{b1} - коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону, приймається згідно з [26].

Кривизна від дії постійного та довготривалого тимчасового характеристичного значення навантаження визначається за формулою:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M^l \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} = \frac{39,14 \cdot 10^3 \cdot 2}{0,85 \cdot 29 \cdot 10^9 \cdot 107820 \cdot 10^{-8}} = 0,00295(1/м)$$

де φ_{b2} - коефіцієнт, що враховує вплив довготривалої повзучості бетону, приймається згідно з [26].

Кривизна, що обумовлена вигином елемента від зусилля попереднього обтиснення визначається за формулою:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 \cdot e_{op}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} = \frac{180,6 \cdot 10^3 \cdot 0,08}{0,85 \cdot 29 \cdot 10^9 \cdot 107820 \cdot 10^{-8}} = 0,00054(1/м)$$

Кривизна, що обумовлена вигином елемента в наслідок усадки та повзучості бетону від зусилля попереднього обтиснення визначається за формулою:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_b'}{h_{0,sp}}$$

де ε_b та ε_b' - відповідно, відносні деформації бетону, що викликані повзучістю бетону, на рівні центру ваги розтягнутої арматури та крайнього стиснутого волокна бетону, визначається за формулами:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s} \qquad \varepsilon_b' = \frac{\sigma_b'}{E_s}$$

де σ_b - приймається чисельно рівним сумі витрат попереднього напруження $\sigma_6, \sigma_8, \sigma_9$ на рівні центру ваги розтягнутої арматури;

σ_b' - приймається чисельно рівними сумі витрат попереднього напруження $\sigma_6', \sigma_8', \sigma_9'$ на рівні крайнього стиснутого волокна бетону.

Визначаємо напруження на рівні центру ваги розтягнутої арматури:

$$\sigma_b = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 0 + 35 + 0 = 35 \text{ МПа.}$$

Тоді відносні деформації бетону на рівні розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s} = \frac{35}{1,9 \cdot 10^5} = 1,84 \cdot 10^{-4}$$

Витрати для напруженої арматури (якби вона мала бути на рівні крайнього стиснутого волокна бетону) дорівнюють нулю, тому і відносні деформації бетону $\varepsilon_b' = 0$.

Таким чином, кривизна становить:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_b'}{h_{0,sp}} = \frac{1,84 \cdot 10^{-4}}{0,19} = 0,00097(1/м)$$

Повна кривизна елемента від навантаження на ділянці з тріщинами в розтягнутій зоні, включаючи вигин:

$$\frac{1}{r} = 0,00023 + 0,00295 - 0,00054 - 0,00097 = 0,00167(1/м)$$

Для елемента постійного перерізу при рівномірно розподіленому навантаженні допускається визначення прогину по кривизні для перерізу в середині прогону за формулою:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \frac{5}{48} \cdot l_0^2 \leq f_u$$

$$f = 0,00167 \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,51^2 = 0,53 \text{ мм} < f_u = \frac{l_0}{250} = \frac{5510}{250} = 22,1 \text{ мм}$$

Умова виконується, тому плита перекриття може експлуатуватися.

3.10 Розрахунок та конструювання ригеля

3.10.1. Вихідні данні

Ригель являє собою балку таврового профілю з полицею вниз, на яку опираються плити перекриття. У відповідності з конструктивним рішенням сполучення ригелю з колонами між торцем ригелю та колоною залишається зазор 20мм. Тоді, конструктивна довжина ригелю

$$L = L_1 - h_k - 40 \text{ мм,}$$

де h_k - розмір перерізу колони в площинні примикання ригеля.

Висоту перерізу ригелю приймаємо:

$$h = (1/8 \dots 1/15) \cdot L_1.$$

Цей розмір приймається кратним 50 мм, при висоті більше 600мм – кратним 100мм. Ширину ребра ригеля приймають:

$$b = (1/2 \dots 1/3) \cdot h.$$

3.10.2. Розрахункова схема. Визначення навантажень та розрахункових зусиль

Схема обпирання ригеля на колони зображена на рис. 3.10.1. Ригель, обпираючись на консолі колони, працює як згинаючий елемент. Враховуючи можливість вільного повороту опорних перерізів ригеля, його потрібно розраховувати як одно пролітну балку на шарнірних опорах.

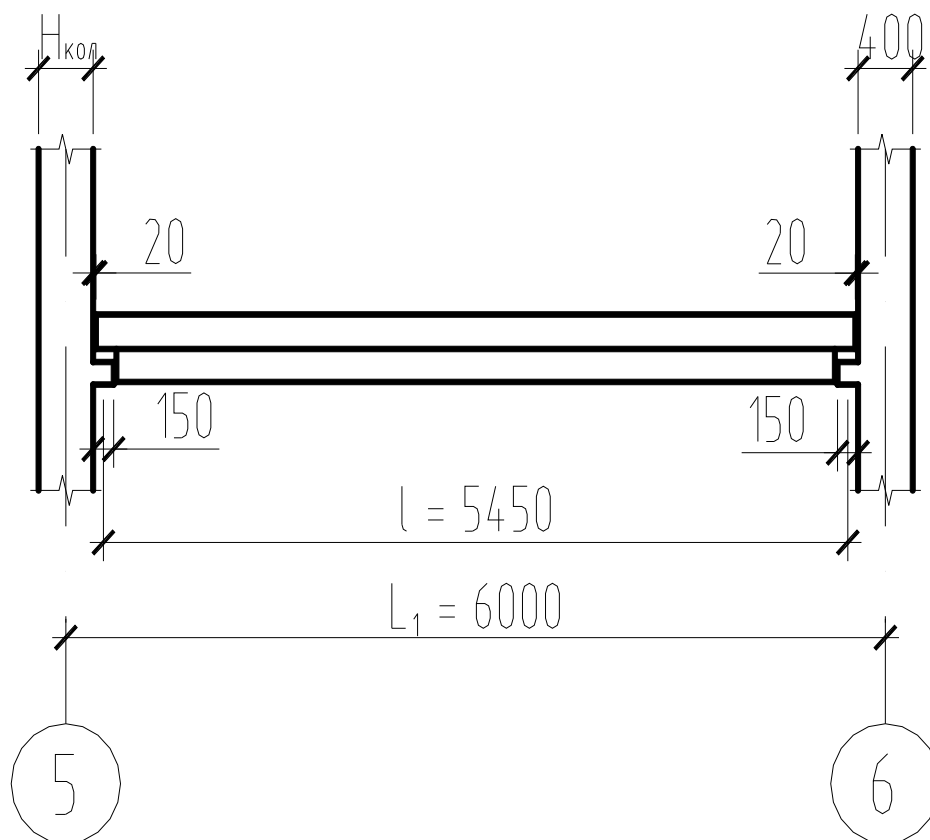


Рисунок 3.10.1 – Конструктивна схема ригелю

Розрахунковим прольотом ригелю (l) є відстань між центрами його обпирання на консолях колон. Тоді (усі розміри у міліметрах)

$$l = L_1 \{0,5 \cdot h_k + [(150 - 20) \cdot 0,5 + 20]\} \cdot 2 = L_1 - (0,5 \cdot h_k + 85) \cdot 2,$$

де h_k - розмір перерізу колони в площині рами.

Частина площі перекриття, з якої навантаження передається на ригель, складає вантажну площу ригеля. Навантаження на ригель передається від плит перекриття, які обпираючись на ригель, працюють як прості балки. Тому навантаження на ригель збирається з половини прольоту плит з кожної сторони ригеля, тобто ширина вантажної площі ригеля дорівнює кроку ригелів (L_2).

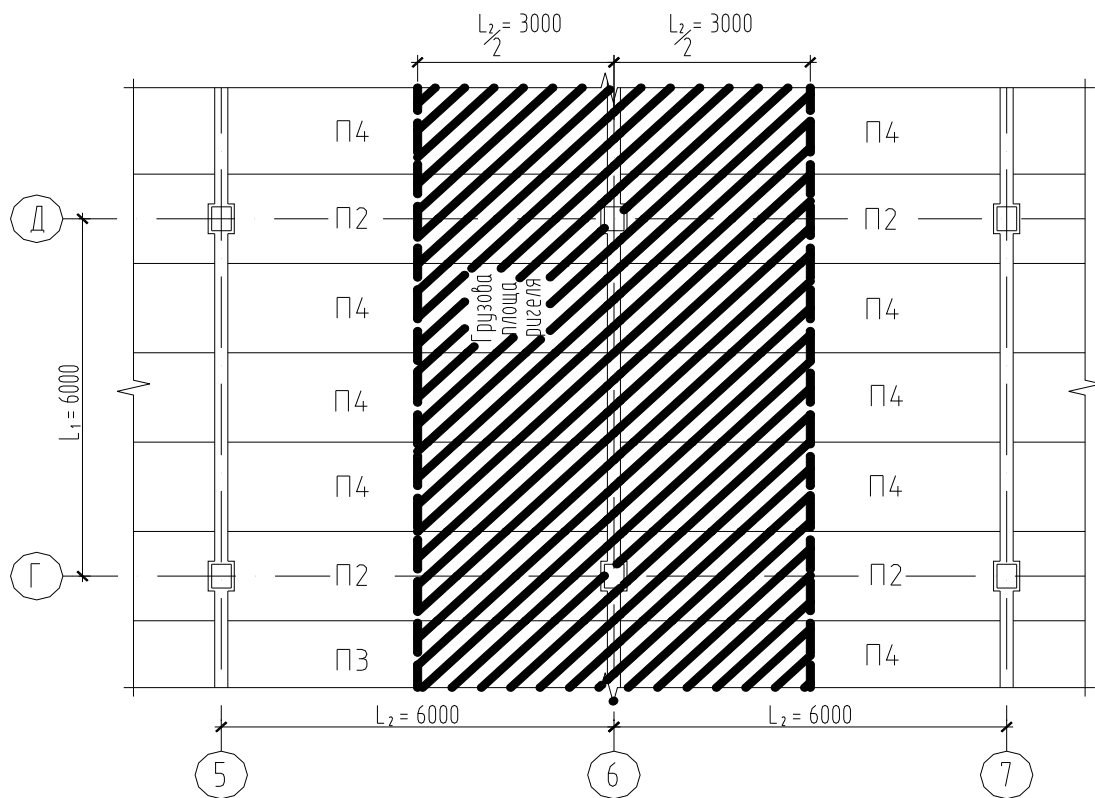


Рисунок 3.10.2 – Вантажна площа ригеля

Розрахункова схема ригеля показана на рис. 3.10.3. Навантаження на ригель складається з постійного (g) та тимчасового навантаження (V)

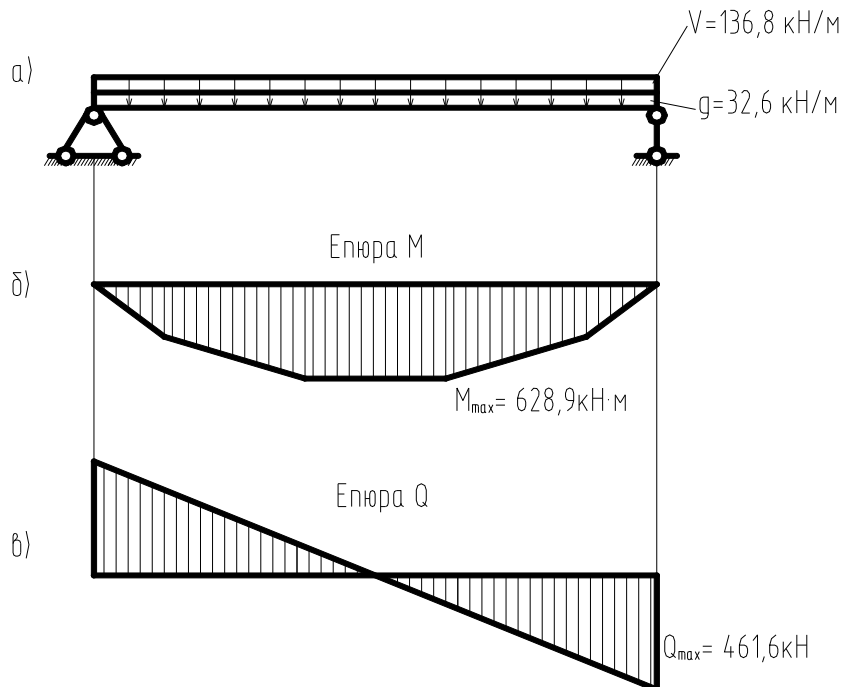


Рисунок 3.10.3 – Розрахункова схема ригеля

До постійних навантажень, діючих на ригель, входять:

- вага ригелю;
- вага плити перекриття;
- вага підлоги.

Розрахункове рівнорозподілене навантаження на 1 м погонної довжини ригелю, кН/м:

$$V = V_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot L_2;$$

$$g = g_{\text{пер}} \cdot L_2 + g_{\text{пуг}},$$

де - V_n - тимчасове корисне нормативне навантаження на перекриття, кН/м²;

$g_{\text{пер}}$ - постійне навантаження від ваги плити та підлоги, кН/м²;

$g_{\text{пуг}}$ - навантаження від ваги 1м погонної довжини ригеля;

γ_f - коефіцієнт надійності по навантаженню;

γ_n - коефіцієнт надійності по призначенню;

L_2 - крок ригелів, м.

Розрахункове навантаження від ваги 1м погонної довжини ригеля:

Визначення розрахункових зусиль в ригелі.

Розрахунковий проліт ригеля по формулі:

$$l = L_1 - (0,5 \cdot h_k + 85) \cdot 2 = 6000 - (0,5 \cdot 400 + 85) \cdot 2 \approx 5450 \text{ мм.}$$

Визначення постійних навантажень:

Розрахункове навантаження від ваги ригеля по формулі:

$$g_{\text{пуг}} = A_p \cdot \rho_{\text{жб}} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = [0,5 \cdot (0,31 + 0,3) \cdot 0,3 + 0,5 \cdot (0,58 + 0,52) \cdot 0,3] \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 6,8 \text{ кН / м.}$$

Розрахункове навантаження від ваги плити по формулі:

$$g_{\text{пл}} = (G_{\text{пл}} / A_{\text{пл}} + 0,1 \dots 0,15) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = (26,8 / 1,5 \cdot 5,7 + 0,1) \cdot 1,1 \cdot 0,9 = 3,2 \text{ кН / м}^2.$$

Розрахункове навантаження від ваги підлоги ($\sum g_{\text{сл}}$), який складається з шару керамічної плитки $\delta_1 = 10 \text{ мм}$; ($\rho_1 = 20 \text{ кН / м}^3$), прошарування CERESIT $\delta_2 = 8 \text{ мм}$; ($\rho_2 = 16 \text{ кН / м}^3$), цементно-пісчанний розчин $\delta_3 = 20 \text{ мм}$; ($\rho_3 = 16 \text{ кН / м}^3$), керамзитобетон $\delta_4 = 40 \text{ мм}$; ($\rho_4 = 6 \text{ кН / м}^3$) по формулі:

$$\begin{aligned} \sum g_{\text{сл}} &= (\delta_1 \cdot \rho_1 + \delta_2 \cdot \rho_2 + \delta_3 \cdot \rho_3 + \delta_4 \cdot \rho_4) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \\ &= (0,01 \cdot 20 + 0,008 \cdot 16 + 0,02 \cdot 16 + 0,04 \cdot 6) \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 1,1 \text{ кН / м}^2 \end{aligned}$$

Тоді розрахункове постійне навантаження від плити та підлоги по формулі:

$$g_{\text{пер}} = g_{\text{пл}} + \sum g_{\text{сл}} = 3,2 + 1,1 = 4,3 \text{ кН / м}^2$$

Розрахункове постійне навантаження на 1м погонної довжини ригеля по формулі:

$$g = g_{\text{пер}} \cdot L_2 + g_{\text{пуг}} = 4,3 \cdot 6 + 6,8 = 32,6 \text{ кН / м.}$$

Розрахункове корисне навантаження на 1м погонної довжини ригелю по формулі:

$$V = V_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot L_2 = 2,0 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 6 = 136,8 \text{ кН / м.}$$

Повне розрахункове навантаження на ригель по формулі:

$$q = V + g = 136,8 + 32,6 = 169,4 \text{ кН / м.}$$

Розрахунковий згинальний момент в ригелі по формулі:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{169,4 \cdot 5,45^2}{8} = 628,9 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Розрахункова поперечна сила на опорі ригеля по формулі:

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{169,4 \cdot 5,45}{2} = 461,6 \text{ кН}.$$

Оскільки $q = 169,4 \text{ кН/м} > q = 110 \text{ кН/м}$, то приймаємо висоту ригелю $h = 600 \text{ мм}$.

3.10.3. Розрахунок міцності ригелю по нормальному перерізу

Для забезпечення міцності ригелю по нормальним перерізам необхідно розрахувати потрібну площу повздовжньої робочої арматури.

Ригель має тавровий переріз з полицею в розтягнутій зоні рис. 3.10.4. При розрахунку міцності полиця в розтягнутій зоні не враховується, тоді в якості розрахункового перерізу приймаємо прямокутний переріз з розмірами $b \times h$ рис. 3.10.5.

Робоча висота перерізу ригелю:

$$h_0 = h - a$$

Визначення площі перерізу повздовжньої переднапруженої арматури в ригелі виконуємо по спрощеній методиці без розрахунку витрат попереднього напруження.

Ригель виготовляється з бетону класу В35. При дії довготривалого та короткотривалого навантаження $\gamma_{b2} = 0,9$. $R_b = 19,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}$; $E_b = 31000 \text{ МПа}$.

Арматура із сталі класу А800: $R_s = 680 \text{ МПа}$; $R_{sn} = 785 \text{ МПа}$; $E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9}{0,31} = 6,1.$$

Приймаємо: $R_b = \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,9 \cdot 19,5 = 17,55 \text{ МПа}$;

$$R_{bt} = \gamma_{b2} \cdot R_{bt} = 0,9 \cdot 1,3 = 1,17 \text{ МПа};$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,71.$$

При електротермічному способу натягання арматури приймаємо: $\sigma_{sp} \leq 700 \text{ МПа}$, приймаємо $\sigma_{sp} = 680 \text{ МПа}$.

$$p = \frac{30 + 360}{l} = \frac{30 + 360}{5,56} \approx 95 \text{ МПа}.$$

$\sigma_{sp} + p = 680 + 95 = 775 \text{ МПа} < R_{sn} = 785 \text{ МПа}$ – умова виконується.

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{p}{\sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0,5 \cdot \frac{95}{680} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}}\right) = 0,105 > 0,1$$

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,105 = 0,895.$$

Попередня напруга в арматурі з урахуванням γ_{sp} :

$$\sigma'_{sp} = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp} = 0,895 \cdot 680 = 609 \text{ МПа}.$$

Попереднє напруження в арматурі класу А800 з урахуванням повних втрат приймаємо:

$$\sigma''_{sp} \approx 0,7 \cdot \sigma'_{sp} = 0,7 \cdot 609 = 426 \text{ МПа}.$$

Так як $\gamma_{b2} = 0,9 < 0,1$, то приймаємо $\sigma_{sc.u} = 500 \text{ МПа}$.

$$\sigma_{sp} = R_s + 400 - \sigma''_{sp} = 680 + 400 - 426 = 654 \text{ МПа}.$$

$$\xi = \frac{\omega}{\left[1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc.u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)\right]} = \frac{0,71}{\left[1 + \frac{654}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)\right]} = 0,486.$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot h_0^2 \cdot b} = \frac{0,6289}{17,55 \cdot 0,545^2 \cdot 0,3} = 0,402.$$

При $\alpha_m = 0,402$ по таблиці Д.3 [2] приймаємо по інтерполяції
 $\eta = 0,720$ $\xi = 0,56$

$\xi = 0,56$ $\xi = 0,486$ - умова не виконується.

Тому збільшуємо h_0 і приймаємо його $h_0 = 575 \text{ мм}, = 0,575 \text{ м}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot h_0^2 \cdot b} = \frac{0,6289}{17,55 \cdot 0,575^2 \cdot 0,3} = 0,36.$$

При $\alpha_m = 0,36$ по таблиці Д.3 [2] приймаємо по інтерполяції
 $\eta = 0,765$ $\xi = 0,47$

$\xi = 0,47$ $\xi_R = 0,486$ - умова виконується.

$$\gamma_{sb} = \eta_s - (\eta_s - 1) \cdot (2 \cdot \xi / \xi_R - 1) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot (2 \cdot 0,47 / 0,486 - 1) = 1,009 < \eta_s = 1,15.$$

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{sb} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{0,6289}{1,009 \cdot 680 \cdot 0,765 \cdot 0,575} = 0,002084 \text{ м}^2 = 20,84 \text{ см}^2.$$

Приймаємо: 2 Ø28 А800 + 2 Ø25 А800. $A_{sp}^f = 22,14 \text{ см}^2 > A_{sp} = 20,84 \text{ см}^2$.

Розташування напруженої арматури в перерізі ригеля показано на рис. 4.10.6.

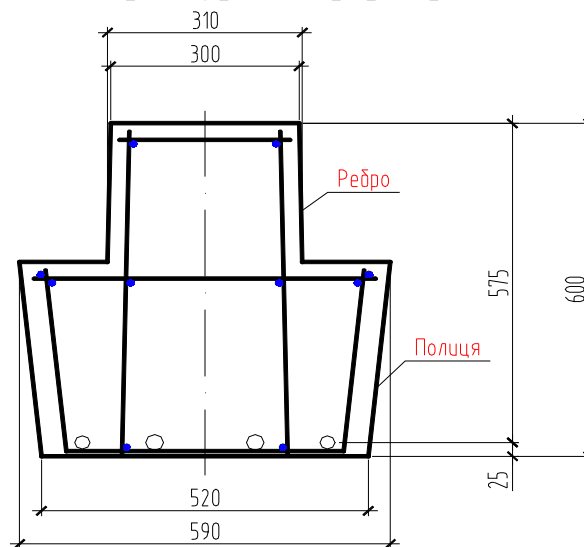


Рисунок 3.10.4 – Схема армування ригелю

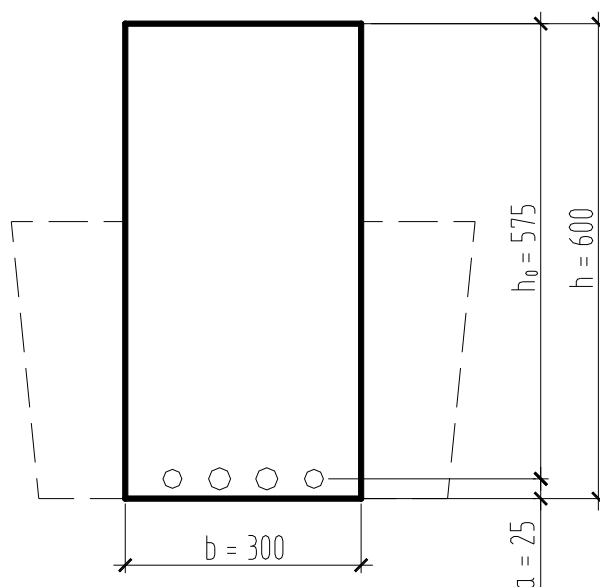


Рисунок 3.10.5 – Розрахунковий переріз ригеля

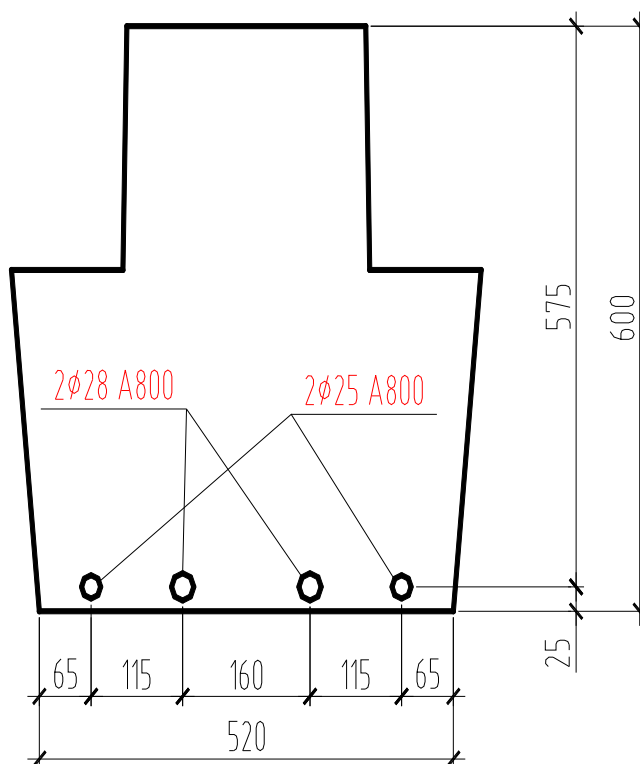


Рисунок 3.10.6 – Розташування напруженої арматури в перерізі ригеля

3.10.4. Розрахунок міцності ригелю по нахиленому перерізу

Для забезпечення міцності ригеля по нахиленому перерізу необхідно запроєктувати плоскі каркаси для армування ребер ригеля., тобто визначити кількість цих каркасів та розрахувати діаметр та шаг поперечних стрижнів в каркасах, згідно з [22]. Оскільки розрахунок ведеться після розрахунку міцності нормальних перетинів, більшість даних вже відомі, а клас поперечної арматури слід брати А240, А400, В_p-І.

Відомо: $b \times h = 30 \times 60 \text{ см}$; $h_0 = 57,5 \text{ см}$; $Q_{\max} = 461,6 \text{ кН}$; $R_b = 17,55 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 1,17 \text{ МПа}$; $E_b = 0,31 \cdot 10^5$; поперечні стрижні каркасів приймаємо з сталі класу А400; при діаметрі хомутив не більше 8мм: $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$; $E_{sw} = 2 \cdot 10^5$; для важкого бетону $\beta = 0,01$; $\varphi_{b2} = 2,0$; $\varphi_{b3} = 0,6$; $\varphi_{b4} = 1,5$; з попереднього розрахунку: $g = 32,6 \text{ кН / м}$; $V = 136,8 \text{ кН / м}$.

Зусилля обтиснення з урахуванням повних втрат:

$$p = \sigma_{sp}'' \cdot A_{sp} = 426000 \cdot 22,14 \cdot 10^{-4} = 943 \text{ кН}.$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 17,55 = 0,8245.$$

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot p}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = \frac{0,1 \cdot 943}{1170 \cdot 0,3 \cdot 0,575} = 0,467 < 0,5.$$

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot (1 + 0,467) \cdot 1170 \cdot 0,3 \cdot 0,575^2}{461,6} = 55,3 \text{ см}$$

Приймаємо армування ригелю двома зварними каркасами з хомутами Ø8 А400 ($a_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$).

$$A_{sw} = n \cdot a_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 1,006 \text{ см}^2.$$

Шаг поперечних стрижнів на при опорних ділянках довжиною $0,25 \cdot l$:

$$S_1 \leq h / 3 = 60 / 3 = 20 \text{ см} < S_{\max} = 55,3 \text{ см}.$$

В середній частині прольоту:

$$S_2 \leq 0,75 \cdot h = 0,75 \cdot 60 = 45 \text{ см}.$$

Приймаємо $S_1 = 20 \text{ см}$; $S_2 = 40 \text{ см}$.

Коефіцієнт армування поперечною арматурою:

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_1} = \frac{1,006}{30 \cdot 20} = 0,0017.$$

$$\varphi_{w1} = \frac{1 + 5 \cdot \mu \cdot E_{sw}}{E_b} = 1 + \frac{5 \cdot 0,0017 \cdot 2}{0,31} = 1,0548.$$

$$q_1 = g + 0,5 \cdot V = 32,6 + 0,5 \cdot 136,8 = 101 \text{ кН / м}.$$

Розрахункова поперечна сила, діюча в найбільш віддаленому від опори кінці нахиленого перерізу (при $c = h_0$):

$$Q_1 = Q_{\max} - q_1 \cdot h_0 = 461,6 - 101 \cdot 0,575 = 403,5 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність ригелю по стиснутій нахилений полосі:

$$Q_1 = 403,5 \text{ кН} < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,0548 \cdot 0,8245 \cdot 17550 \cdot 0,3 \cdot 0,575 = 789,9 \text{ кН}.$$

міцність забезпечена.

Зусилля в хомутах, віднесені до одиниці довжини ригеля на при опорній ділянці:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_1} = \frac{285000 \cdot 1,006 \cdot 10^{-4}}{0,2} = 143,4 \text{ кН / м}.$$

$$M_b = \frac{2 \cdot h_0^2 \cdot q_{sw} \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} = \frac{2 \cdot 0,575^2 \cdot 143,4 \cdot 2}{0,6} = 316 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 143,4 = 80,3 \text{ кН / м} < q_1 = 101 \text{ кН / м}.$$

Звідки:

$$C = \sqrt{\frac{M_b}{(q_1 + q_{sw})}} = \sqrt{\frac{316}{101 + 143,4}} = 1,14 \text{ м.}$$

$$\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} \cdot h_0 = \frac{2}{0,6} \cdot 0,575 = 1,92 \text{ м} > C = 1,14 \text{ м.}$$

Приймаємо $C = 1,14 \text{ м.}$

Поперечна сила, сприймаєма бетоном:

$$Q = \frac{M}{C} = \frac{316}{1,14} = 277,2 \text{ кН.}$$

$$Q_{b, \min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot (1 + 0,467) \cdot 1170 \cdot 0,3 \cdot 0,575 = 177,6 \text{ кН} < 277,2 \text{ кН} \quad -$$

умова виконується.

Довжина проекції небезпечної похилої тріщини:

$$C_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{316}{143,4}} = 1,48 \text{ м} > 2 \cdot h_0 = 1,15 \text{ м.}$$

Приймаємо $C_0 = 1,15 \text{ м.}$

Розрахункова поперечна сила в найбільш віддаленому від опори кінці похилої тріщини при довжині проекції тріщини, рівній C_0 :

$$Q_2 = Q_{\max} - q_1 \cdot C_0 = 461,6 - 101 \cdot 1,15 = 345,5 \text{ кН.}$$

$Q_b + q_{sw} \cdot C_0 = 277,2 + 143,4 \cdot 1,15 = 442,11 \text{ кН} > 345,5 \text{ кН}$ - міцність ригеля на дію поперечної сили в похилому перерізі виконується.

Площа анкеруючих стрижнів для опорної закладної деталі ригеля:

$$A_{sa} = \frac{0,2 \cdot R_{sp} \cdot A_{sp}}{R_{sa}} = \frac{0,2 \cdot 680 \cdot 22,14}{365} = 8,25 \text{ см}^2.$$

Враховуючи, що прийнята A_{sp} більше потрібної по розрахунку, приймаємо анкеруючі стрижні 4 Ø16 А400. $A_{sp}^f = 8,04 \text{ см}^2$.

Висновки до розділу. В даному розділі наведено: аналіз інженерно-геологічних умов площадки, визначення глибини закладання фундаменту, розрахунок опору ґрунту, визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту, визначення осадки фундаменту, конструктивна схема Санітарно-побутового корпусу, розрахунок сходового маршу об'єднаного з площадками, розрахунок колони, розрахунок багатопустотної плити перекриття, розрахунок та конструювання ригелю.

4. Технологічна частина

4.1 Склад, зміст і порядок проектування

Склад, зміст і порядок проектування організації будівництва і провадження робіт регламентується основними положеннями [27].

Проект організації будівництва (ПОБ) розробляється при двухстадійному проектуванні на стадії проекту тією проектною організацією, що виконує даний проект у цілому, або спеціалізованою організацією за договором з генеральним проектувальником.

Вихідні матеріали ПОБ:

- дані про обсяги й строки проведення підготовчих робіт;
- відомості про наявність і тип основних будівельних і транспортних машин у підрядника (механовооруженности);
- відомості про джерела постачання будівництва електроенергією й водою;
- інші вимоги замовника й підрядника (необхідність проектування тимчасового житла, виробничих будинків і споруджень і ін.);
- директивні строки будівництва.

ПОБ повинен містити рішення про тривалість будівництва й методи виробництва основних видів робіт і розрахунки необхідних ресурсів (трудової, матеріальної, енергетичних, механізації).

Визначення обсягів робіт і розрахунки потреби в матеріальних і енергетичних ресурсах провадяться спрощеними способами:

- за даними проектів аналогічних будинків і споруджень;
- по діючим «Справочникам укрупненних показателей сметной стоимости и рас хода ресурсов»;
- по укрупнених кошторисних нормах.

Потреби в машинах, механізмах і транспорті, а також в енергетичних і інших ресурсах визначаються розрахунковим шляхом або по діючих нормативах на 1 млн. гривень річного обсягу БМР.

Число працюючих на будівництві визначають на основі середньорічного вироблення.

Проект виконання робіт розробляється підрядною організацією або з її доручення спеціалізованими проектними організаціями за рахунок накладних видатків генерального підрядника.

Вихідними матеріалами для складання проекту провадження робіт служать:

- раніше затверджений проект, у тому числі й ПОБ;
- робочі креслення й кошториси;
- дані про поставку технологічного, енергетичного й іншого встаткування;
- дані про поставку збірних конструкцій, деталей, виробів і напівфабрикатів;
- дані будівельних машин і механізмів, можливості його розширення й використання;

- діючі нормативні документи (СНіПи, інструкції й вказівки по виробництву й прийманню будівельних, спеціальних і монтажних робіт, у тому числі по охороні праці в будівництві).

ПВР складається із трьох основних видів технологічних документів: графіків (календарних планів), будженпланів і технологічних карт. Залежно від величини, призначення й складності об'єкта проект може містити неоднакове сполучення цих документів з різним ступенем деталізації.

Обсяги робіт у ПВР визначають по робочих кресленнях, специфікаціям і кошторисам, розрахунок всіх видів ресурсів ведуть по виробничих нормах.

Склад і зміст ПВР залежить від складності об'єкта. У його склад входять:

1. Технологічні карти на складні роботи й на роботи, виконувані по нових технологіях;
2. Схеми розміщення знаків для виконання геодезичних робіт;
3. Документи по контролі якості будівельно-монтажних робіт;
4. Будівельний генеральний план;
5. Пояснювальна записка, у якій приводяться:
 - основні рішення по провадженню робіт, у тому числі виконуваних узимку;
 - уточнені розрахунки потреби в електроенергії, воді, парі, стисненому повітрі;
 - рішення по устрої висвітлення будівельного майданчика;
 - перелік тимчасових споруджень;
 - техніко-економічні показники.

ПВР на підготовчі роботи виконують у тій же номенклатурі, що й для основних робіт, але в меншому обсязі.

4.2 Технологічна карта на бетонування монолітного залізобетонного перекриття та колон

Склад робіт, що увійшли в технологічну карту

До складу робіт, розглянутих картою, входять наступні технологічні процеси:

- установка крупно щитової опалубки для колон,
- в'язання арматурного каркаса ,
- установка крупно щитової опалубки перекриттів,
- в'язання арматурного каркаса перекриття,
- укладання бетонної суміші в конструкції,
- витримування й догляд за бетоном,
- розпалубка конструкцій.

Складування і запас матеріалів

Основні матеріали, складовані на будівельному майданчику:

- пункти прийому бетону;
- пакети арматур.

Ці матеріали завозяться на будівельний майданчик відповідно до заявки, як мінімум на дві захватки.

Розвантаження й складування виробляється в районі складальної площадки, що представляє собою спланована й ущільнена ділянка, що перебуває в зоні роботи крана.

4.3. Методи і послідовність провадження робіт

Пристрій опалубки й армування колон і перекриттів

Установка опалубки перекриттів, розташованих на висоті до 5,5 м від нижчестоящого перекриття, виробляється без попереднього пристрою лісів. Щити опалубки перекриттів укладають на стіни, після чого під них підводять інвентарні розсувні стійки, розсунуті на необхідну довжину. Точна установка щитів опалубки досягається підгвинчуванням домкратів під стійками. Опалубку перекриттів установлюють із переносних драбин.

Армування колон виробляється разом з монтажем опалубки. Арматури подається краном, в'яжеться в просторові каркаси.

Армування перекриттів виробляється після пристрою опалубки перекриттів.

Арматури подається краном, в'яжеться в сітки, виставляється на бетонних прокладках, закріплюється й вивіряється.

Бетонування

Для доставки бетонної суміші, використовуються автобетонозмішувачі СБ-92, місткістю барабана 5 м³. Бетонна суміш подається до місця бетонування за допомогою баштового крана в баддях ємністю 1,5 м³.

Колони в розбірно-переставній опалубці бетонують без перерви, ділянками висотою не більше 2 м. Ущільнюють бетонну суміш глибинними вібраторами.

При бетонуванні колон зверху, нижню частину опалубки спочатку заповнюють на висоту 10-20 см цементним розчином складу 1:2-1:3 щоб уникнути утворення в цій частині пористого бетону зі скупченням великого заповнювача.

Витримування бетону й оборотність опалубки

Розпалубку починають після досягнення бетоном необхідної міцності. Тому що швидкість твердіння бетону в основному залежить від температури зовнішнього повітря, то час, через яке виконується розпалубка, установлюється по СНіП:

для плит прольотом до 3 м, 70% міцності від нормативної при температурі бетону 20°С досягається при 7 добі від дня бетонування.

При видаленні стійок, що підтримують опалубку забетонуваних перекриттів багатопверхових будинків, керуються наступними правилами:

- видаляти стійки опалубки перекриття, що перебуває безпосередньо під бетонованим перекриттям, не допускається;

▪ стійку опалубки наступного нижче лежачого перекриття можна видаляти лише частково, при цьому під всіма балками прольотом 4 м і більше залишають стійки безпеки, розташовані одна від іншої на відстані не більше 5 м;

▪ стійки опалубки інших нижче лежачих перекриттів можна видаляти повністю, якщо міцність цих перекриттів досягла проектної.

Контроль якості готових виробів

Припустимі відхилення, згідно [28], в розмірах при пристрої монолітних залізобетонних стін і перекриттів:

- відхилення від проектних параметрів по довжині й ширині щита + 5мм;
- зсув осей опалубки від проектного положення стін + 5мм;
- відхилення у відстанях між окремими стрижнями мм: робітниками + 20мм, розподільними + 20мм;
- відхилення у відстанях між ребрами арматур при армуванні в кілька рядів по висоті + 20мм;
- відхилення в певних місцях у товщині захисного шару + 10мм;
- відхилення від заданої рухливості бетонної суміші + 10мм;
- відхилення в розмірах стержнів арматури:

	При діаметрі до 16мм	При діаметрі від 18 до 40мм	При діаметрі понад 40мм
По довжині виробу, мм	±10	±10	±50
По ширині виробу, мм	±5	±10	±20

Тривалість вібрування до припинення осідання бетонної суміші й появи цементного молочка на поверхні бетону.

4.4. Техніка безпеки при виконанні робіт

Бетонні роботи

При подачі, укладанні й догляді за бетоном, заготівлі й установці арматури, а також установці й розбиранню опалубки необхідно передбачати заходи щодо попередження впливу на працівників наступних небезпечних і шкідливих виробничих факторів, пов'язаних з характером роботи:

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більше;
- конструкції, що пересуваються, і вантажі;
- обвалення незакріплених конструкцій і вантажів;
- падіння вище розташованих матеріалів й інструмента;

- перекидання машин, падіння їхніх частин;
- підвищена напруга в електричному ланцюзі, замикання яке може пройти через тіло людини.

При наявності небезпечних виробничих факторів безпека монтажних робіт повинна бути забезпечена на підставі виконання наступних рішень, що втримуються в організаційно-технічній документації, по охороні праці:

- визначення марки крана, місця установки й небезпечних зон при його роботі;
- визначення засобів механізації для транспортування, подачі й укладання бетонної суміші;
- визначення несучої здатності й розробки проекту опалубки, а так само послідовності її установки й порядку розбирання;
- забезпечення безпеки робочих місць на висоті;
- розробка заходів і засобів по догляду за бетоном у холодну й теплу пору року.

При монтажі опалубки, а також установки арматурних каркасів варто керуватися наступними вимогами:

- на захватці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб;
- при зведенні будинку забороняється виконувати роботи, пов'язані зі знаходженням людей в одній захватці, над якою виробляється переміщення, монтаж, установка й тимчасове закріплення елементів конструкцій;
- монтаж конструкцій кожного вище лежачого поверху багатопверхового будинку варто робити після закріплення всіх установлених монтажних елементів по проекті й досягнення бетоном несучих конструкцій міцності, зазначеної в ПВР;
- монтаж сходових маршів і площадок будинку повинен здійснюватися одночасно з монтажем конструкцій будинку. На змонтованих сходових маршах варто негайно встановлювати огороження;
- розміщення на опалубці встаткування й матеріалів не передбачених ПВР, а також знаходження людей, що безпосередньо не беруть участь у провадженні робіт на встановлених конструкціях опалубки, не допускається.

Для переходу працівників з одного робочого місця на інше необхідно застосовувати сходи, перехідні містки й трапи, що відповідають вимогам [29].

При пристрої опалубки стін необхідно передбачати пристрій робочих настилів шириною не менш 0.8 м з огороженнями.

Опалубка перекриттів повинна бути обгороджена по всьому периметру. Всі отвори в робочій підлозі опалубки повинні бути закриті. При необхідності залишати ці отвори відкритими їх варто затягувати дротяною сіткою.

Ходити по покладених арматурах допускається тільки по спеціальних настилах шириною не менш 0.6 м, покладеним на арматурний каркас.

Знімні вантажозахватні пристрої, стропи й тара, призначені для подачі бетону вантажопідйомними кранами, повинні бути виготовлені й оглянуті згідно [30].

Естакада для подачі бетонної суміші автосамоскида повинна бути обладнана відбійними брусами. між відбійними брусами й огороженнями повинні бути передбачені проходи не менш 0.6м. На тупикових естакадах повинні бути встановлені поперечні бруси.

При очищенні кузова автосамоскида від залишків бетонної суміші працівника забороняється перебуває в кузові транспортного засобу.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати із урахуванням умов їхнього підйому, складування й транспортування до місця монтажу.

Бункери (бадді) для бетонної суміші повинні відповідати вимогам державних стандартів. Переміщення завантаженої або порожньої бункери дозволяється тільки при закритому затворі.

При укладанні бетону з бункера відстань між нижньою крайкою бункера й раніше покладеного бетону повинне бути не більше 1м, якщо інші відстані не передбачені ПВР.

Щодня перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевірити стан тари, опалубки й засобів підмащення.

При установці елементів опалубки в кілька ярусів кожен наступний ярус варто встановлювати після закріплення нижнього.

Розбирання опалубки повинна виконуватися після досягнення бетоном заданої міцності.

При розбиранні опалубки необхідно приймати міри проти випадкового падіння елементів опалубки, обвалення підтримуючих лісів і конструкцій.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведуче проведення не допускається, а при перервах і переході на інше місце вібратори необхідно відключати.

4.5. Вибір монтажного крана за технологічними параметрами

Висота підйому гака крана, м:

$$H_{кр} = h_0 - h_б - h_к - h_{ст},$$

де h_0 - висота опори, на якій встановлюється конструкція, що монтується (висота будинку) від рівня стоянки крину, м;

$h_б$ – монтажна висота (рівень поверху, що возводиться плюс 2,5 м), м;

$h_к$ - висота монтуємого елемента (висота бункера поворотного), м;

$h_{ст}$ - розрахункова висота стропування, м.

Вантажопідйомність крана, т:

$$Q = q_r + q_m + q_d,$$

де q_r - маса вантажу, що піднімає, т;

q_t - маса вантажозахватного механізму, т;

q_d - маса додаткових пристроїв тари, т.

$$Q = 3,0 + 0,2 = 3,2m$$

Обрано кран КБ-403А.

Основні технічні характеристики крана, прийняті відповідно до паспортних даних:

- припустимий ухил місця установки крана:
 - поздовжній - 0,002
 - поперечний - 0,002;
- вантажопідйомність, т:
 - при найбільшому вильоті стріли - 3,0
 - максимальна - 4,5;
- висота підйому, м:
 - при найбільшому вильоті стріли - 52,5
 - при найменшому вильоті стріли - 68,4;
- виліт стріли, м:
 - найбільший - 30,0
 - найменший - 16,56;
- база - 6,0 м;
- колія рейкового шляху - 6,0 м;
- маса крана в робочому стані - 115,5 т.

4.6 Вибір засобів механізації для виконання робіт

Для планування майданчика вибираємо бульдозер типу ДЗ-18(Д-493А)

Для уривки котловану вибираємо екскаватор зворотна лопата, екскаватор ЕО-4121А.

Технічна характеристика екскаватора ЕО-4121А

Місткість ковша, м ³	— 0.65
Довжина гусеничного ходу, м	— 3.42
Ширина гусеничного ходу, м	— 2.93
Габаритні розміри, м:	
-довжина А	— 6.8
-ширина В	— 3.0
-висота	— 3.0
Висота вивантаження, м	— 6.0
Найбільша глибина копання, м	
- траншеї	— 5.8
Найбільший радіус копання, м	— 15.0
Радіус вивантаження, м	— 6.7
Тривалість циклу екскавації	— 20
Ціна машино-години, грн.	— 10.99

Кран для проведення будівельно - монтажних робіт підбирається у два етапи. На першому етапі за факторами технічного порядку визначають необхідні параметри крану. На другому етапі, шляхом економічного порівняння підібраних варіантів, визначають, який з них буде більш ефективним.

Підбір кранів за технічними характеристиками.

Вантажопідйомність

$$Q_{кр.} = Q_{ел.} + Q_{ос.}$$

де $Q_{ел.}$ – маса самого важкого елемента. Маса 1м³ цегли 1,8 тон є най важчим елементом.

$Q_{ос.}$ – маса монтажного пристосування $Q_{ос.}=0,05т.$

$$Q_{кр.} = 2,63+0,2 = 2,7т$$

Висота підйому крюка.

$$H_{кр} = h_0 + h_3 + h_{ел} + h_{вз},$$

де h_0 – перевищення позначки опори елемента, який монтують, над рівнем стоянки крана, м.; (3,3 x 6 = 19,8м)

h_3 – запас по висоті, необхідний для заведення конструкції на установлення або перенесення її через змонтовані конструкції, м (не менш 0,5 м);

$h_{ел}$ - висота елемента в монтажному положенні, м;

$h_{вз}$ - висота вантажозахватного пристрою в робочому положенні, м.

$$H_{к} = 19,8 + 2,5 + 1,2 + 3,5 = 27м$$

3. Потрібний виліт стріли крана:

$$L_c = l_1 + l_2 + l_3;$$

де l_1 - половина ширини колії баштового крана, м.;

l_2 - відстань між зовнішньою поверхнею будинку і краєм прилеглої рейки, м.;

l_3 - відстань від зовнішньої поверхні будинку до вісі елемента, що монтується, м.

$$L_c = 3.0 + 2.5 + 20.4 = 25.9 м;$$

Обрано кран КБ-403А.

Основні технічні характеристики крана, прийняті відповідно до паспортних даних:

- припустимий ухил місця установки крана:

 поздовжній - 0,002

 поперечний - 0,002;

- вантажопідйомність, т:

 при найбільшому вильоті стріли - 3,0

 максимальна - 4,5;

- висота підйому, м:

 при найбільшому вильоті стріли - 52,5

 при найменшому вильоті стріли - 68,4;

- виліт стріли, м:

- найбільший - 30,0
- найменший - 16,56;
- база - 6,0 м;
- колія рейкового шляху - 6,0 м;
- маса крана в робочому стані - 115,5 т.

4.7. Об'єктний будівельний генеральний план

Будгенпланом називають генеральний план площадки, на якому показане розміщення основних монтажних і вантажопідйомних механізмів, тимчасових будинків, споруджень і установок, що возводяться і використовується у період будівництва.

Об'єктний будгенплан дає детальні рішення по організації тієї частини будівельного господарства, що безпосередньо пов'язана зі спорудженням даного об'єкта й охоплює територію, що примикає до нього. Складається він з одного або декілька будинків і споруд на стадії робочого проекту в складі проекту провадження робіт (ПВР) будівельною організацією.

Вихідними даними для розробки об'єктного БГП служать загальномайданчиковий БГП, виконаний на попередній стадії проектування, КП і технологічні карти з ПВР даного об'єкта, уточнені розрахунки споживи в ресурсах, а також робочі креслення будинку чи споруд. Об'єктний БГП складається або підрядчиком з його доручення проектно-технологічною організацією або об'єднання міністерства в останньому випадку він узгоджується з генпідрядником і зацікавленими субпідрядними організаціями.

Розрахунково-пояснювальна записка містить уточнені розрахунки споживи на основі натуральних обсягів робіт з робочої документації й кошторисів; конкретні технічні рішення на вибір механізованих установок, тимчасових будинків, споруджень, доріг, силової й освітлювальної мережі, водо- і теплопостачання, телефонізації й т.д.

Проектування об'єктного будгенплана включає наступне:

- розрахунок потреби й проектування складських приміщень, тимчасових будинків і споруд, установок виробничого призначення;
- розрахунок потреби й проектування тимчасових ліній електро-, водо- і теплопостачання;
- проектування тимчасових доріг, ліній зв'язку й диспетчеризації.

В об'єктному будгенплані приводяться детальні рішення по організації будівництва об'єкта й прилягаючої до нього території.

4.7.1. Розрахунок тимчасових адміністративних та санітарно-побутових приміщень

Найменування і кількість тимчасових будівель та споруд на будівельному майданчик залежить від розрахункової кількості робітників, що визначається за календарним графіком. При цьому умовно приймаємо, що в найбільш завантажену зміну працюють 70% робітників та 80% інженерно-технічних

робітників (ІТР), службовців та молодшого обслуговуючого персоналу (МОП).

Таблиця 4.7.1 – Розрахунок тимчасових будівель та споруд

№ п\п	Найменування тимчасових будівель	R_i	Норми на одного робітника, m^2	Розрахункова площа, m^2	Тип будівлі, яку приймаємо	Розмір будівлі, m^2	Кількість будівель	Прийнята загальна площа, m^2	Примітка
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Контора будівництва	19	4	76	З	57,6	1	57,6	
2	Гардеробна	67	0,6	40	К	14,4	3	43,2	
3	Майстерня	2	9	18	П	22	1	22	
4	Кімната прийняття їжі	67	1	67	П	25	3	75	
5	Душова	12	3	26	К	24,4	1	24,4	

Умовні позначення: к – контейнерні; п – пересувні; з – збірно-розбірні.
Необхідна площа будівель та споруд визначається за формулою:

$$F_i = R_i \cdot n_i,$$

де F_i – необхідна площа i -го найменування тимчасової будівлі, m^2 ;
 R_i – розрахункова кількість робітників i -тої категорії, люд.;
 n_i – норма площі тимчасової будівлі на одного робітника, m^2 .

Найменування та тип тимчасових споруд приймаються з урахуванням їх призначення та урахування.

Об'єм тимчасових будівель та споруд має бути мінімально можливим, але повністю забезпечувати виробничі та побутові умови роботи та відпочинку робітників.

4.7.2. Розрахунок тимчасових складів матеріалів та конструкцій

На стадії ПОС необхідна площа складів S_i (m^2) для основних матеріалів, виробів та конструкцій визначається, згідно [31], за наступними формулами:

$$S_i = F \cdot n_i,$$

де S_i – необхідна площа складських приміщень i -го виду, м^2 ;

F – загальний об'єм будівель і споруд, що будуються, тис. м^3 ;

n_i – норма складських приміщень i -го виду на 1000 м^3 споруд, що возводяться.

Розрахунок тимчасових складів, матеріалів та конструкцій

Таблиця 4.7.2

Вид складу, матеріали, вироби, обладнання	Площа складу, м^2	Загальна площа складу, м^2
1. Закриті склади:		
а) опалювальні:		
– хімікати, спецодяг	0,8	29,15
б) не опалювальні:		
– войлок, пакля, теплоізоляційні матеріали, гіпсові вироби, інструмент, цвяхи	0,9	32,79
– будівельний інвентар	0,2	7,29
– верстатне обладнання	0,3	10,93
2. Навіси:		
скло – рубероїд, гідроізоляційні матеріали, плитки,	1,5	54,66
– столярні та теслярські вироби	0,6	21,86
– бітум, мастики	0,6	21,86
– підйомно-транспортне та технологічне обладнання	0,7	25,51

4.7.3. Розрахунок тимчасового водопостачання

Розрахунок тимчасового водопостачання на стадії проекту провадження робіт зводиться до визначення потреби води для виробничих ($Q_{вир}$), господарських ($Q_{госп}$) і пожежних ($Q_{пож}$) цілей, а також до визначення діаметра водогінної напірної мережі.

Видаток води для виробничих цілей:

$$Q_{вир} = 1,2 \cdot \sum \frac{Q_{ср} \cdot K_1}{8,2 \cdot 3600},$$

де $1,2$ – коефіцієнт, що враховує невраховані видатки;

$Q_{ср}$ – середня виробнича витрата води в зміну в літрах. Вона визначається підсумовуванням всіх планованих витрат на виробничо-технологічні потреби в добу з урахуванням норм;

K_1 – коефіцієнт, що враховує змінну нерівномірність витрат води.

$$Q_{\text{вир}} = 1,2 \cdot 18900 \cdot 1,6 / (8,2 \cdot 3600) = 0,85 \text{ л/сек}$$

Витрати води для господарсько-побутових цілей:

$$Q_{\text{госп}} = \frac{R_{\text{max}}}{3600} \left(\frac{n_1 \cdot K_1}{8,2} + n_2 \cdot K_2 \right),$$

де R_{max} – найбільша кількість працюючих у зміну робітників під час зведення основного будинку, що визначається за графіком потреби в робітників, розробленому після календарного графіка;

n_1 – норма споживання води на 1 чоловік у зміну (для площадок з каналізацією – 20...30 ... 30 літрів і без каналізації – 10...15 ... 15 літрів);

n_2 – норма споживання води на прийом одного душу (приймають 30 л);

K_2 – коефіцієнт, що враховує відношення кількості робітників, що використовують душ, до найбільшої кількості робітників у зміну ($K_2 = 0,3 \dots 0,4$)

$$Q_{\text{госп}} = 67 / 3600 (30 \cdot 1,6 / 8,2 + 30 \cdot 0,4) = 0,33 \text{ л/сек}$$

Витрати води для протипожежних цілей визначається з розрахунку одночасної дії не менш двох пожежних гідрантів з видатком води 5 л/сек на кожний струмінь:

$$Q_{\text{пож}} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ л/сек}.$$

Загальна витрата води:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}} + Q_{\text{пож}}.$$

Якщо витрати води на протипожежні цілі перевищує сумарну потребу на виробничі й господарсько-побутові потреби, то загальний видаток води для розрахунку діаметра тимчасового водопроводу може бути прийнятий тільки виходячи з потреби на протипожежні потреби:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{пож}}.$$

Якщо ж витрати води на протипожежні цілі не перевищує сумарної потреби на виробничі й господарсько-побутові потреби, то загальний видаток води може бути прийнятий рівним:

$$Q_{\text{заг}} = 0,5 \cdot (Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}}) + Q_{\text{пож}}.$$

$$Q_{\text{заг}} = 0,5 \cdot (0,85 + 0,33) + 10 = 10,59 \text{ л/сек}$$

Розрахунок необхідного діаметра тимчасового водопроводу на уведенні (у метрах) визначається по формулі:

$$D = \sqrt{\frac{4Q_{заг}}{\pi \cdot V \cdot 1000}},$$

де π - 3,14;

V – швидкість руху води по трубах (для більших діаметрів – 1,5...2...2, а малих - 0,7...1,2 м/с).

$$D = \sqrt{[4 \cdot 10,59 / (3,14 \cdot 1,2 \cdot 1000)]} = 0,12 = 12 \text{ см.}$$

Отриманий розрахунком необхідний діаметр тимчасового водопроводу необхідно округлити у бік збільшення до найближчого діаметра відповідно до Держстандарту.

4.7.4. Розрахунок тимчасового електропостачання

Проектування тимчасового електропостачання здійснюють у наступному порядку:

- 1) визначають максимальну потужність джерел електроенергії, необхідну для задоволення потреби будівництва окремо на різних його періодах;
- 2) виявляють джерела одержання електроенергії;
- 3) визначають необхідна кількість і потужність трансформаторних підстанцій;
- 4) розташовують на будгеплані трансформаторні підстанції, силові й освітлювальні мережі, інвентарні електричні устрої;
- 5) вибирають тип і перетин провідів.

Розрахунок електричних навантажень (P_n) провадиться по встановленій потужності електричних приймачів і коефіцієнтам попиту по видах споживачів по формулі:

$$P_n = \alpha \cdot \left(\sum \frac{k_{1c} \cdot P_c}{\cos \varphi_c} + \sum \frac{k_{2c} \cdot P_t}{\cos \varphi_t} + \sum k_{3c} \cdot P_{ов} + \sum P_{он} \right),$$

де α – коефіцієнт, що враховує втрати в мережі ($\alpha = 1,05 \dots 1 \dots 1,1$);

k_{1c}, k_{2c}, k_{3c} – коефіцієнти попиту;

P_c – потужність силових споживачів, кВт;

P_t – потужність для технологічних потреб, кВт;

$P_{ов}$ – потужність устроїв внутрішнього висвітлення, кВт;

$P_{он}$ – потужність устроїв зовнішнього висвітлення, кВт;

$\cos \varphi_c, \cos \varphi_t$ – коефіцієнти потужності.

Визначивши потрібну потужність (P_n), вибирають необхідне джерело харчування.

$$P_n = 1,1[0,5 \cdot 324/0,7 + 0,5 \cdot 500/0,85 + 0,054 \cdot 0,7 + 4,3] = 835,24 \text{ кВт}$$

Трансформаторні підстанції варто максимально наближати до споживачів. Найбільш доцільним радіусом їхньої дії вважається радіус рівний 400-500 м.

Для висвітлення будівельного майданчика визначають необхідна кількість прожекторів (N):

$$N = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_l},$$

де p – питома потужність (при висвітленні прожекторами ПЗС-35 приймають $p = 0,25 \dots 0,4 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{лк})$, а прожекторами ПЗС-45 – $p = 0,2 \dots 0,3 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{лк})$);

E – необхідна середня освітленість у люксах;

S – розмір площадки, що підлягає висвітленню, м^2 ;

P_l – потужність лампи прожектора, Вт (при висвітленні прожекторами ПЗС-35

$P_l = 500$ і 1000 Вт, а прожекторами ПЗС-45 $P_l = 1000$ і 1500 Вт).

$$N = 0,4 \cdot 20 \cdot 936/100 = 8 \text{ шт.}$$

4.7.5. Охорона праці і навколишнього середовища протипожежні заходи

1. Пристрій дорогий і транспортування вантажів.

До початку будівельних робіт повинні бути споруджені під'їзди до будівельного майданчика і внутрішньобудівельні дороги, забезпечуючий вільний доступ транспортних засобів до всіх об'єктів, що будуються, і майданчиків для складування і зберігання матеріалів. У в'їзду на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху транспортних засобів, а на узбіччях дорогий і проїздах - добре видимі дорожні знаки, що регламентують порядок руху відповідно до Правил дорожнього руху.

Для потреб будівництва слід використовувати існуючі дороги постійного призначення. Якщо це неможливо, то будують часові автомобільні дороги, причому їх проектують так, щоб машини мали круговий проїзд. При пристрої тупикових шляхів підвищується небезпека нещасних випадків. Часові автомобільні дороги доцільно споруджувати на монтажному майданчику з інвентарних дорожніх залізобетонних плит. Ширину проїжджої частини внутрішньобудівельних доріг приймають 4м при односторонньому русі і 6м при двосторонньому русі транспорту. Радіуси закруглень приймаються не меншого 6м, а при русі панелевозов і інших великогабаритних автомобілів - не меншого 12м. Для стоянки автомобілів на час розвантаження матеріалів влаштовують майданчики у під'їзних доріг.

2. Зберігання складованих матеріалів і виробів.

Проектом організації робіт повинне передбачатися зберігання матеріалів і виробів на будмайданчику в мінімально можливих кількостях. Розміщення складів якомога ближче до центрів споживання і оснащення їх механізацією дозволяє понизити кількість навантажувально-розвантажувальних операцій і організувати безпечне складування.

Згідно [32] і [33] майданчики, призначені для зберігання будматеріалів, навантажувально-розвантажувальних робіт, повинні спланувати, мати твердий ґрунт, здатний сприймати проектне навантаження від вантажів і підйомно-транспортних засобів, або повинні бути покриті твердим і рівним матеріалом.

У відповідних місцях встановлюються написи «В'їзд», «Виїзд», «Розворот» і т.д. На майданчиках для укладання вантажів повинні бути забезпечені межі штабелів, проходів, проїздів між ними. Не дозволяється розміщувати вантажі в проходах і проїздах. У зимовий час територію майданчика очищають від снігу і льоду.

Укладання матеріалів проводиться з урахуванням їх маси і здатності деформуватися під впливом маси вищерозміщеного вантажу. Чим важче матеріал, тим менше повинна бути його висота, щоб забезпечити стійкість, полегшити і забезпечити складування і відпустку матеріалів.

Складування матеріалів, конструкцій і устаткування повинно здійснюватися відповідно до вимог стандартів або технічні умови на матеріали, вироби, устаткування. Способи укладання вантажів повинні забезпечувати: безпека тих, що працюють, стійкість штабелів, пакетів; механізацію навантажувально-розвантажувальних робіт; можливість застосування засобів захисту і пожежної техніки; дотримання вимогам до охоронних і небезпечних зон. Підкладки і накладки в штабелях в складованих матеріалах і конструкції слід розташовувати в одній вертикальній площині.

3. Небезпечні зони на будівельному майданчику.

При організації будівельного майданчика, розміщенні ділянок і робочих місць, проїздів, проходів необхідно встановити небезпечні для людей зони. Під небезпечною зоною розуміють частину простору, в якому діють постійно або виникають періодично чинники, що створюють загрозу життя і здоров'ю тих, що працюють. Небезпечні зони позначають знаками безпеки і написами встановленої форми. Все небезпечні для людей зони розділяються на дві групи: зони з постійно діючими небезпечними виробничими чинниками; зони з потенційно діючими небезпечними виробничими чинниками.

До першої зони можна віднести зони неізолюваних токоведущих частин електроустановок, ліній електропередач; місця переміщення машин і устаткування, їх частин і робочих органів; місця виділення шкідливих небезпечних речовин, що перевищують ГДК, зони дії шуму з інтенсивністю вище допустимій і т.д. Виробництво будівельно-монтажних робіт в цих зонах, як правило, не допускається. До другої групи можна віднести ділянки поблизу будівель, що будуються, споруд, а також ділянки, території, над якими ведуться монтажні роботи. Зони з постійно діючими небезпечними виробничими чинниками в уникнення допуску сторонніх осіб повинні бути захищені огорожами [34], що запобігають доступу людей в небезпечну зону.

Висновки до розділу. В даному розділі наведено: технологічну карту на бетонування монолітного залізобетонного перекриття та колон, методи і послідовність провадження робіт, будівельний генеральний план, вибір засобів механізації для виконання робіт.

5. Дослідницький розділ

В Санітарно-будівельному комплексі планується визначити, в залежності від виду плит перекриття, який варіант економічно-доцільніший, беручи до уваги фактичні витрати бетону та арматури, а також трудомісткість і вартість виконаних робіт, монолітний чи збірний. Були розглянуті такі варіанти улаштування перекриття:

По 1-му варіанту перекриття прийнято збірним. Яке складається з наступних елементів: плити багатопустотної, ригеля та монолітних ділянок.

По 2-му варіанту перекриття прийнято монолітним ребристим. Яке складається з головних та другорядних балок, плити перекриття.

Також нижче наведено розрахунок монолітної ребристої плити покриття та наведено технологію монтажу. Проведено аналіз та доцільність використання того чи іншого варіанту.

5.1. Розрахунок та проектування монолітної плити перекриття

5.1.1. Вихідні данні для проектування

Кількість прогонів головної балки – 5.

Кількість прогонів другорядної балки – 10.

Розмір прогону головної балки – 6,0м.

Розмір другорядної балки – 6,0м.

Призначення будівлі – адміністративне.

Клас бетону – В25.

Клас робочої арматури – А400С.

Характеристика матеріалів:

Для бетону класу В25 згідно табл.Д1 Методичні вказівки «Розрахунок і проектування монолітного ребристого перекриття багатопверхових будівель з повним каркасом» приймаємо:

- розрахунковий опір на стиск - $R_b = 14,5 \text{ МПа}$;

- розрахунковий опір на розтяг - $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$;

- коефіцієнт умов роботи бетону - $\gamma_{b2} = 0,9$.

Для робочої арматури класу А400С (балки, колони, фундамент) згідно табл. Д2 розрахунковий опір - $R_s = 375 \text{ МПа}$.

Арматура плити класу В_p-I, розрахунковий опір на розтяг згідно табл. Д2 Методичні вказівки «Розрахунок і проектування монолітного ребристого перекриття багатопверхових будівель з повним каркасом»:

при Ø3мм $R_s = 375 \text{ МПа}$; при Ø4мм $R_s = 365 \text{ МПа}$; при Ø5мм $R_s = 360 \text{ МПа}$.

5.1.2. Компонування конструктивної схеми перекриття

Проектування монолітного ребристого перекриття передбачає конструювання конструктивної схеми, розрахунок і конструювання балочної плити, другорядної та головної балок.

Монолітне ребристе перекриття komponується з поперечними головними та повздовжніми другорядними балками, щоб товщина плити була найменшою, тобто проліт плити призначається в межах 1,7...2,7 м. Другорядні балки розміщують по осях колон і в третинах прольоту головної балки. Тому при прольоті в осях балки $l_{з.б.} = 6,0\text{ м}$ крок другорядних балок приймаємо $S_{др.б.} = 6,0/3 = 2,0\text{ м}$.

Попередньо задаємося розмірами перерізу балок:

а) головної балки:

- висота перерізу:

$$h_{з.б.} = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) \cdot L_{з.б.} = \frac{1}{10} \cdot 6,0 = 0,6(\text{м})$$

висоту перерізу головної балки приймаємо 0,6м;

- ширина перерізу:

$$b_{з.б.} = (0,4 \dots 0,5) \cdot h_{з.б.} = 0,5 \cdot 0,6 = 0,3(\text{м})$$

ширину перерізу головної балки приймаємо 0,3м;

б) другорядної балки:

- висота перерізу:

$$h_{др.б.} = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20} \right) \cdot L_{др.б.} = \frac{1}{15} \cdot 6,0 = 0,4(\text{м})$$

висота перерізу другорядної балки приймаємо 0,4м;

- ширина перерізу:

$$b_{др.б.} = (0,4 \dots 0,5) \cdot h_{др.б.} = 0,5 \cdot 0,4 = 0,2(\text{м})$$

ширину перерізу другорядної балки приймаємо 0,2м.

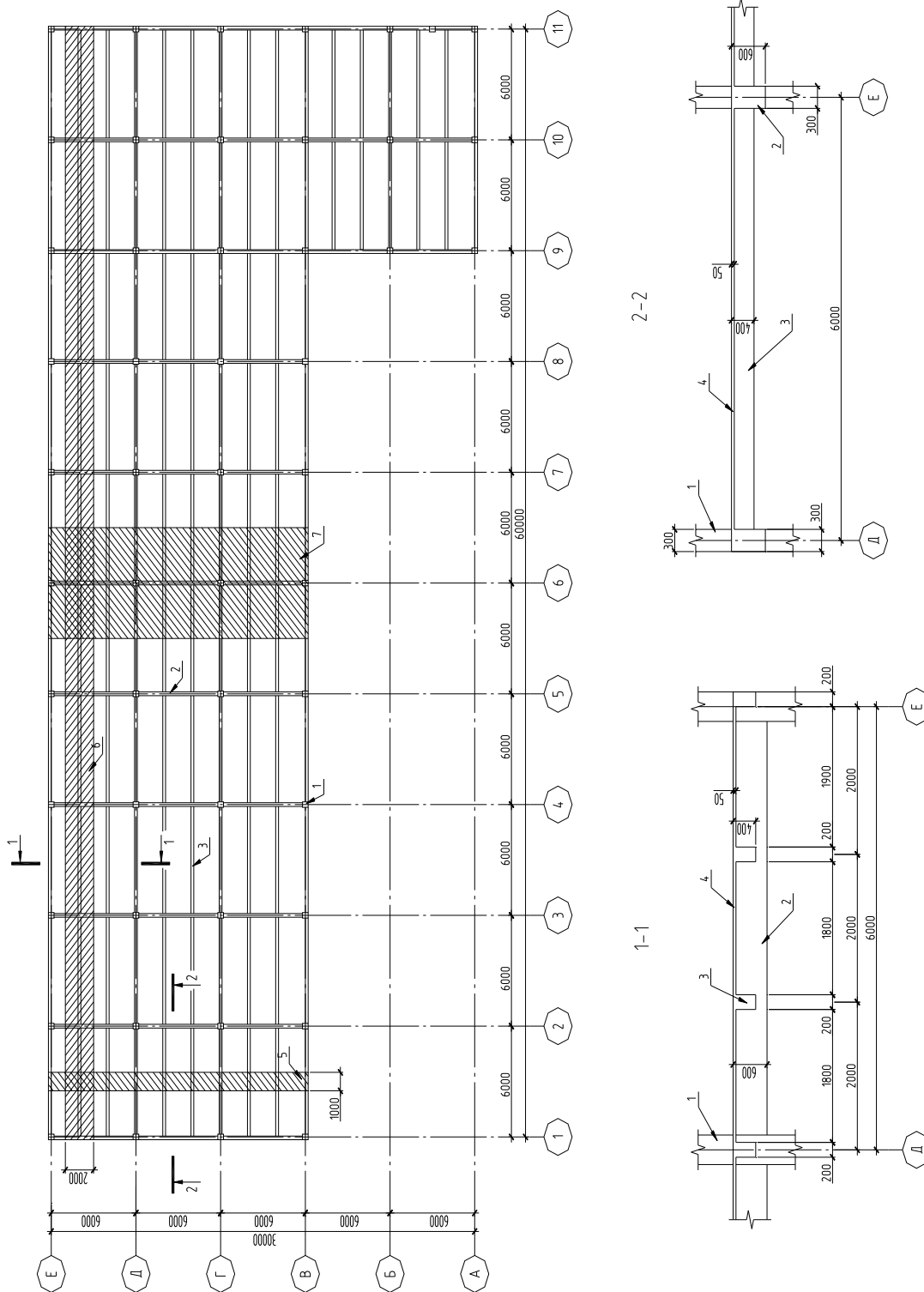


Рисунок 5.1.1 – Конструктивна схема монолітного ребристого перекриття:
 1 - колона; 2 - головна балка; 3 - другорядна балка; 4 - плита перекриття; 5
 - розрахункова смуга плити перекриття; 6 - розрахункова смуга другорядної
 балки; 7 - вантажна смуга головної балки

5.1.3. Розрахунок та проектування монолітної плити перекриття

Визначення навантажень, що діють на плиту:

При товщині монолітної плити перекриття $\delta_{пл} = 50\text{мм}$, як для цивільних будинків, та складу підлоги, визначення навантаження на 1м^2 плити перекриття виконано в таблиці 5.1.1

Таблиця 5.1.1 – Навантаження, що діють на 1м^2 плити перекриття

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_{fn}	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійне навантаження			
- керамічна плитка $\delta = 10\text{мм}; \rho = 20 \text{кН/м}^3$	0,2	1,2	0,24
- прошарування CERESIT $\delta = 8\text{мм}; \rho = 16 \text{кН/м}^3$	0,128	1,3	0,166
- цементно-пісчаний розчин $\delta = 20\text{мм}; \rho = 16 \text{кН/м}^3$	0,32	1,2	0,39
- керамзитобетон $\delta = 40\text{мм}; \rho = 6 \text{кН/м}^3$	0,24	1,2	0,288
- плита перекриття $\delta_{пл} = 50\text{мм}; \rho = 25 \text{кН/м}^3$	1,25	1,1	1,38
Разом:			$g = 2,464$
Тимчасове навантаження	2,0	1,2	$V = 2,4$

Повне розрахункове навантаження на 1м^2 монолітної залізобетонної плити з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 0,95$ складає:

$$g = g \cdot \gamma_n = 2,464 \cdot 0,95 = 2,341(\text{кН} / \text{м}^2)$$

$$V = V \cdot \gamma_n = 2,4 \cdot 0,95 = 2,28(\text{кН} / \text{м}^2)$$

$$q = g + V = 2,341 + 2,28 = 4,621(\text{кН} / \text{м}^2)$$

Для розрахунку багато прогінної плити беремо смугу шириною 1м (поз.5 рис.1). Розрахункове навантаження на 1м.п. вибраної смуги плити дорівнює:

$$g = 2,341(\text{кН} / \text{м}^2) \quad V = 2,28(\text{кН} / \text{м}^2) \quad q = 4,621(\text{кН} / \text{м}^2)$$

Визначення згинальних моментів в плиті від зовнішнього навантаження, та перевірка заданої товщини плити:

Розрахунковий проліт монолітної плити приймаємо рівним:

$$l_{пл} = 2000 - 200 = 1800(\text{мм})$$

Конструктивна та розрахункова схеми багато прогінної плити, та еюра згинальних моментів зображені на рис. 3.11.2.

Для балочних не розрізних плит отриманні значення вигинаючі моментів у прольотах та на опорах з урахуванням жорсткого защемлення плити по крайнім осям:

$$M_A = -\frac{(g + V) \cdot l_{пл}^2}{5} = -\frac{(2,341 + 2,28) \cdot 1,8^2}{5} = -2,99(\text{кН} \cdot \text{м})$$

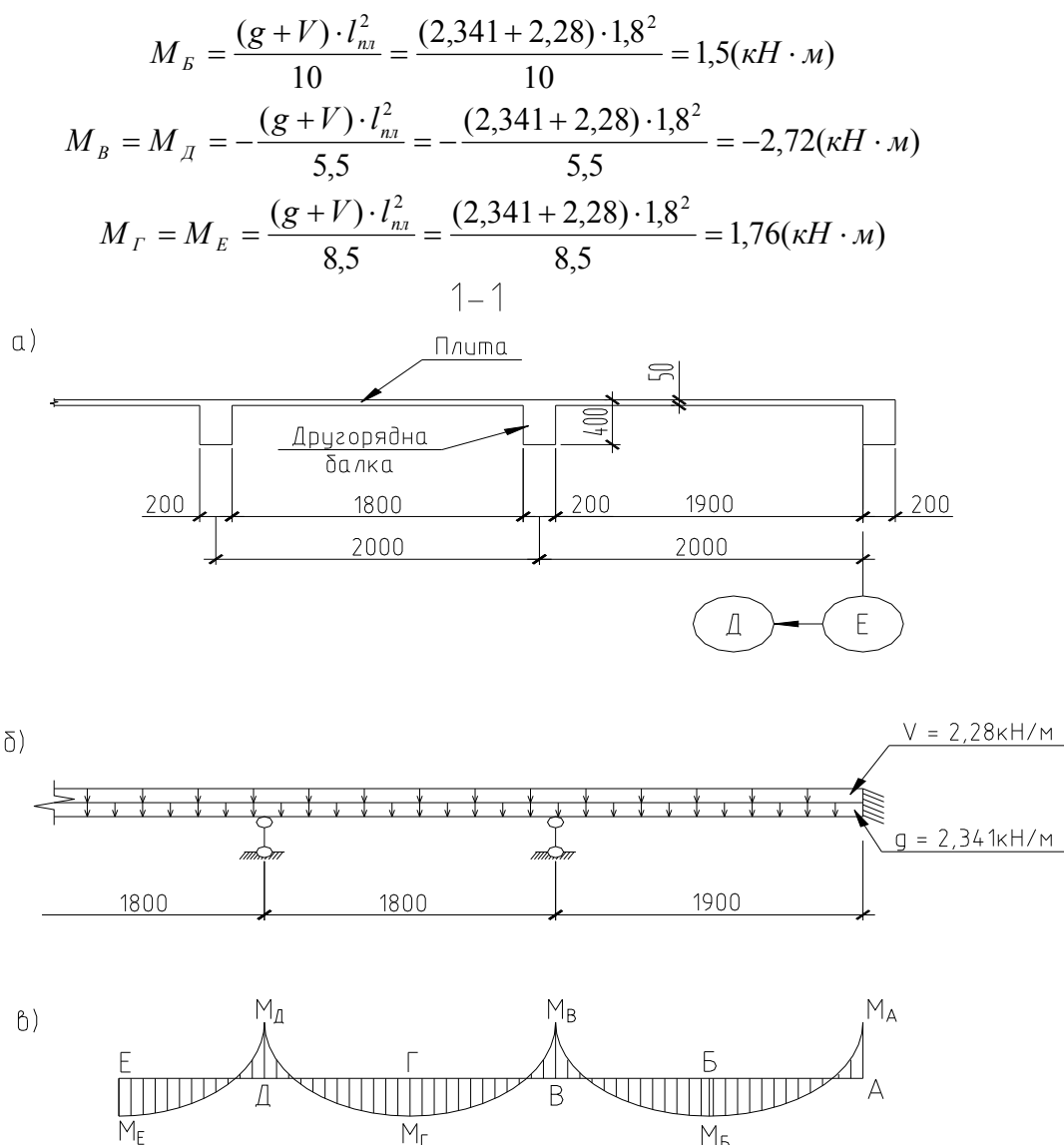


Рисунок 5.1.2 – Балочна плита: а) – конструктивна схема; б) – розрахункова схема; в) – епюра згинаючих моментів

Оптимальний процент армування для плит, затиснутих по 4-м сторонам складає $\mu = 0,3 \div 0,6\%$. Товщину плити обчислюємо за максимальним моментом $M_A = -2,99 (\text{кН} \cdot \text{м})$.

Відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi = \frac{\mu \cdot R_s}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot 100\%} = \frac{0,5 \cdot 360}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 100} = 0,138 (\text{кН} \cdot \text{м})$$

де: $\mu = 0,5\%$; $R_s = 360 \text{ МПа}$ (для арматури класу В_p-I Ø5 мм); γ_{b2} – коефіцієнт умови роботи бетону.

$$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = 0,138 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,138) = 0,128$$

Визначаємо робочу висоту плити:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{2,99}{0,128 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 0,04 (\text{м}) = 40 (\text{мм})$$

Товщина плити, згідно рис. 4.5.3 складає:

$$h = h_0 + \frac{d}{2} + a = 40 + \frac{10}{2} + 20 = 65(\text{мм})$$

де d – діаметр робочої арматури, приймаємо 10.

a – захисний шар бетону приймаємо 20мм.

Товщину плити назначаємо кратну 10мм, тому приймаємо $h = 70\text{мм}$.

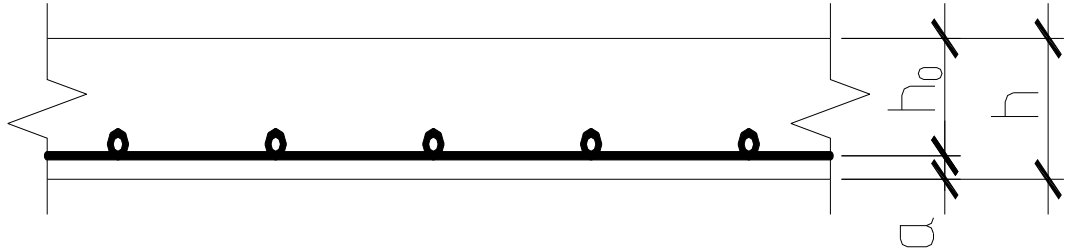


Рисунок 5.1.3 – До вибору товщини плити

При прийнятті товщини плити $h = 70\text{мм}$, робоча висота становить:

$$h_0 = h - \frac{d}{2} - a = 70 - \frac{10}{2} - 20 = 45(\text{мм}) = 0,045(\text{м})$$

В плитах затиснутих по всьому контуру монолітно зв'язаними з ними балками, виникає розпір при $\frac{h_{пл}}{l_{пл}} > \frac{1}{30}$,

де $h_{пл}$ - прийнята товщина плити;

$l_{пл}$ - робочий проліт монолітної плити.

У нашому випадку:

$$\frac{h_{пл}}{l_{пл}} = \frac{7}{180} = 0,0389 > 0,0333 = \frac{1}{30}$$

Умова виконується, значить, в монолітній плиті виникає розпір.

При виникненні розпору в монолітних плитах, затиснутих по всьому контуру, значення діючих вигинаючих моментів слід зменшити на 20%.

$$M_A = 0,8 \cdot (-2,99) = -2,392(\text{кН} \cdot \text{м})$$

$$M_B = 0,8 \cdot 1,5 = 1,2(\text{кН} \cdot \text{м})$$

$$M_B = M_D = 0,8 \cdot (-2,72) = -2,18(\text{кН} \cdot \text{м})$$

$$M_G = M_E = 0,8 \cdot 1,76 = 1,41(\text{кН} \cdot \text{м})$$

Підбір площі робочої арматури, та конструювання плити перекриття:

Робоча висота плити складає: $h_{0пл} = 4,5(\text{см}) = 0,045(\text{м})$

Армування плити приймаємо у відповідності з огинаючою епюрою діючих згинаючих моментів.

На першій опорі (точці А) $M_{\max} = -2,392 \cdot 10^{-3}(\text{МН} \cdot \text{м})$

Визначимо коефіцієнти для розрахунку згинальних елементів:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2,392 \cdot 10^{-3}}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,045^2} = 0,091$$

За даними табл. ДЗ [1] при $\alpha_m = 0,091$ приймаємо $\zeta = 0,953$.

Знаходимо площу робочої арматури:

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{2,392}{360 \cdot 10^3 \cdot 0,953 \cdot 0,045} = 0,000155(\text{м}^2) = 1,55(\text{см}^2)$$

На середніх опорах (точки В та Д) $M_B = M_D = -2,18 \cdot 10^3 (МН \cdot м)$

Визначимо коефіцієнти для розрахунку згинальних елементів:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2,18 \cdot 10^{-3}}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,045^2} = 0,0825$$

За даними табл. Д3 [1] при $\alpha_m = 0,0825$ приймаємо $\zeta = 0,957$.

Знаходимо площу робочої арматури:

$$A_{s2} = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{2,18}{360 \cdot 10^3 \cdot 0,957 \cdot 0,045} = 0,000141 (м^2) = 1,41 (см^2)$$

Багатопрогінні балочні монолітні плити товщиною до 100мм з робочою арматурою до 6мм включно рекомендується армувати зварними рулонними сітками.

Згідно табл. Д4 та Д5 [1], приймаємо зварні рулонні сітки марки $C1 \frac{5BpI - 100}{3BpI - 350}$, де фактична площа арматури становить $A_s^f = 1,96 (см^2) > A_{s1} = 1,55 (см^2)$, та $C2 \frac{6A400C - 150}{3BpI - 350}$, де фактична площа арматури становить $A_s^f = 1,89 (см^2) > A_{s2} = 1,41 (см^2)$.

Додаткові сітки знаходимо по формулі:

$$A_s = A_{s1} - A_{s2};$$

$$A_s = 1,55 - 1,41 = 0,14 (см^2)$$

приймаємо додаткові сітки $C3 \frac{3BpI - 350}{4BpI - 150}$

Прийняті рулонні сітки розкручують вздовж головних балок через усі прольоти по низу плити і зверху над усіма опорами, на крайній опорі робочу арматуру треба завести в другорядну балку для забезпечення анкерування. Довжина анкерування (l_{an}) залежить від класів арматури та бетону, умов роботи конструкції, діаметру арматури. Довжину анкерування робочої арматури сіток приймаємо 250мм. На рис. 5.1.4 наведено приклад анкерування арматурних стрижнів сіток.

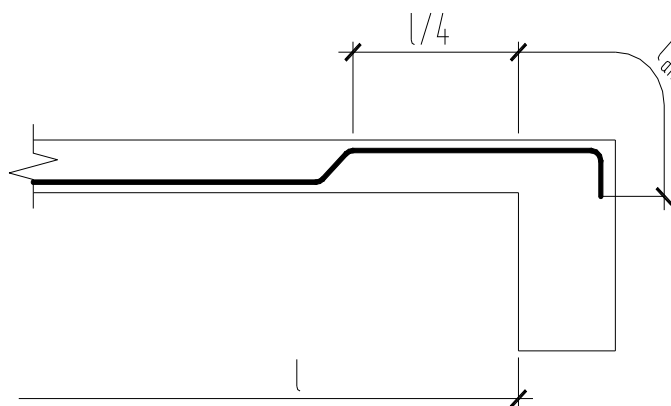


Рисунок 5.1.4 – Анкерування робочих стрижнів сіток

Проліт у простві між суміжними головними балками бажано армувати двома або трьома сітками. Ширина сітки обмежена розміром 3800мм, довжина – вагою рулону 900...1300кг, але не більше ніж 12000мм.

Напуск сіток по ширині приймається не менше 50мм при діаметрі розподільної арматури до 4мм і не менше 100мм – при діаметрі більше ніж 4мм.

Напуск сіток по довжині не рекомендується виконувати в розтягнутій зоні, тому напуску сіток виконуємо в зоні «нульових» моментів. Довжина напуску (l_n) залежить від класів арматури та бетону, умов роботи конструкції, та діаметру арматури. Довжину напуску робочої арматури сіток приймаємо 250мм. На рис. 5.1.5 наведено приклад напуску арматурних сіток.

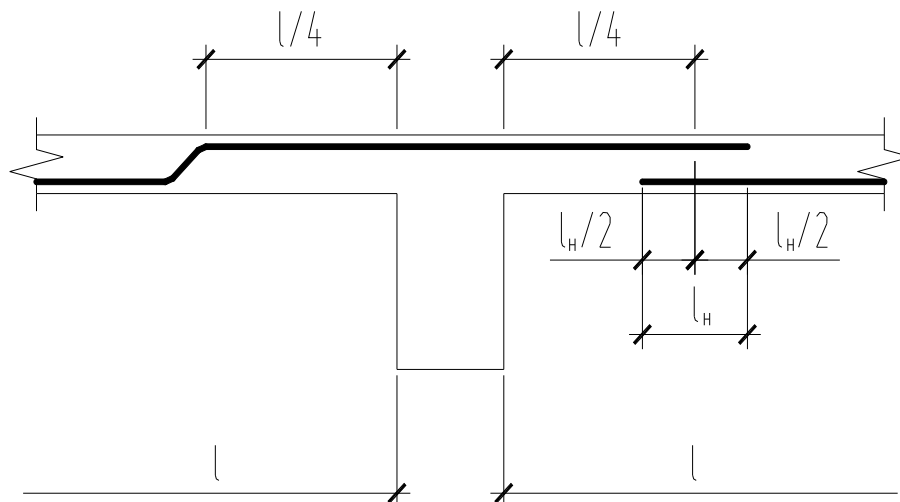


Рисунок 5.1.5 – Навпуск арматурних сіток вздовж робочих стрижнів

5.2. Розрахунок та проектування другорядної балки перекриття

5.2.1. Визначення зусиль в другорядній балці за допомогою програмного комплексу «Ліра»

Визначення зусиль в другорядній балці за допомогою програмного комплексу «Ліра» включає в себе збір постійного та тимчасового навантаження та сам розрахунок, який полягає у визначенні розрахункових сполучень зусиль (РСЗ).

Навантаження на другорядну балку перекриття передається з вантажної смуги (рис. 1) шириною, що дорівнює кроку другорядних балок $S_{др.б.} = 2,0м$

- постійне навантаження від плити перекриття та підлоги:

$$G_1 = g \cdot S_{др.б.} \cdot \gamma_n = 2,464 \cdot 2,0 \cdot 0,95 = 4,68(\kappa H / м)$$

- постійне навантаження від другорядної балки:

$$G_2 = b_{др.б.} \cdot (h_{др.б.} - \delta_{пл}) \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot p = 0,2 \cdot (0,4 - 0,07) \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 25 = 1,72(\kappa H / м)$$

- разом постійне навантаження:

$$G = G_1 + G_2 = 4,68 + 1,72 = 6,4(\kappa H / м)$$

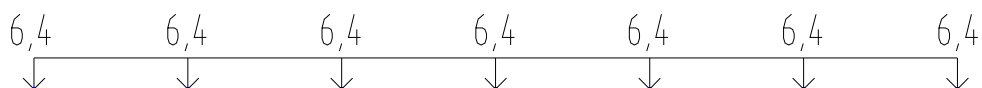
- тимчасове навантаження:

$$V = v \cdot S_{др.б.} \cdot \gamma_n = 2,4 \cdot 2,0 \cdot 0,95 = 4,56(\kappa H / м)$$

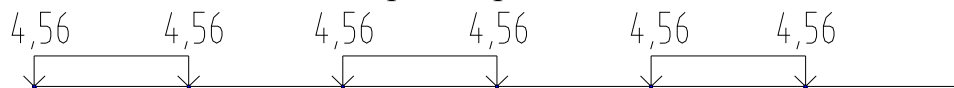
Для розрахунку другорядної балки задаємо постійне навантаження у всіх прольотах та різні варіанти тимчасових навантажень (у парних прольотах, у непарних прольотах, у двох суміжних прольотах та ін.).

Розглянемо 6 варіантів:

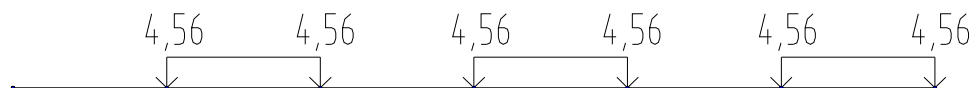
- постійне навантаження у всіх прольотах:



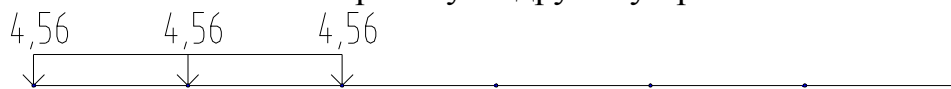
- тимчасове навантаження в непарних прольотах:



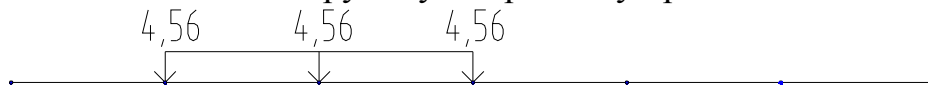
- тимчасове навантаження в парних прольотах:



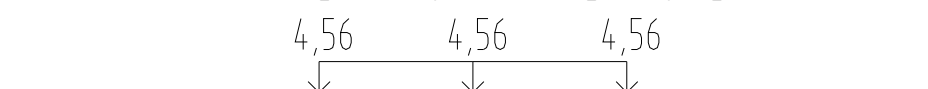
- тимчасове навантаження в першому та другому прольотах:



- тимчасове навантаження в другому та третьому прольотах:



- тимчасове навантаження в третьому та четвертому прольотах:



В результаті виконаного розрахунку за допомогою програмного комплексу «Ліра» були одержані РСЗ, які наведені в таблиці 5.2.1

Таблиця 5.2.1 – Розрахункові сполучення зусиль в другорядній балці

№ елем	№ сечен	Тип РСУ	Кран/сейсм	Склад РСУ	Критерій	Зусилля		№№ завантаження
						My (т*м)	Qz (т)	
1	1	2	-	длит	2	-3.942	3.853	1 2 3 5
1	1	2	-	длит	13	-3.749	4.006	1 2 3 4
1	2	2	-	длит	2	-3.012	3.585	1 2 3 5
1	2	2	-	длит	13	-2.795	3.629	1 2 3 4
1	3	2	-	длит	2	-2.153	3.116	1 2 3 6
1	3	2	-	длит	13	-2.149	3.317	1 2 3 5
1	3	2	-	длит	17	-1.934	3.253	1 2 3 4
1	4	2	-	длит	2	-1.408	2.848	1 2 3 6
1	4	2	-	длит	13	-1.353	3.048	1 2 3 5
1	4	2	-	длит	17	-1.168	2.876	1 2 3 4
1	5	2	-	длит	2	-0.729	2.580	1 2 3 6
1	5	2	-	длит	13	-0.625	2.780	1 2 3 5
1	5	2	-	длит	17	-0.496	2.499	1 2 3 4
2	1	2	-	длит	2	-0.729	2.580	1 2 3 6
2	1	2	-	длит	13	-0.625	2.780	1 2 3 5
2	1	2	-	длит	17	-0.496	2.499	1 2 3 4
2	2	2	-	длит	1	0.114	1.795	1 3 4
2	2	2	-	длит	2	-0.147	1.681	1 2 7
2	2	2	-	длит	13	0.023	2.404	1 2 3 5
2	2	2	-	длит	17	0.081	2.123	1 2 3 4

Продовження таблиці 5.2.1

№ елем	№ сечен	Тип РСУ	Кран/сейсм	Склад РСУ	Критерій	Зусилля		№№ завантаження
						My (т*м)	Qz (т)	
2	3	2	-	длит	13	0.427	2.043	1 2 3 6
2	3	2	-	длит	17	0.565	1.746	1 2 3 4
2	4	2	-	длит	1	1.037	1.650	1 2 3 5
2	4	2	-	длит	13	0.904	1.775	1 2 3 6
2	4	2	-	длит	17	0.954	1.370	1 2 3 4
2	5	2	-	длит	1	1.402	1.274	1 2 3 5
2	5	2	-	длит	13	1.314	1.506	1 2 3 6
2	5	2	-	длит	17	1.250	0.993	1 2 3 4
3	1	2	-	длит	1	1.402	1.274	1 2 3 5
3	1	2	-	длит	13	1.314	1.506	1 2 3 6
3	1	2	-	длит	17	1.250	0.993	1 2 3 4
3	2	2	-	длит	1	1.673	0.897	1 2 3 5
3	2	2	-	длит	13	1.643	1.130	1 2 3 6
3	2	2	-	длит	17	1.464	0.725	1 2 3 4
3	3	2	-	длит	1	1.879	0.753	1 2 3 6
3	3	2	-	длит	13	1.672	0.769	1 2 3 7
3	3	2	-	длит	17	1.612	0.456	1 2 3 4
3	4	2	-	длит	1	2.020	0.377	1 2 3 6
3	4	2	-	длит	13	1.831	0.501	1 2 3 7
3	4	2	-	длит	17	1.693	0.188	1 2 3 4
3	5	2	-	длит	1	2.067	0.000	1 2 3 6
3	5	2	-	длит	13	1.598	0.338	1 3 7
3	5	2	-	длит	14	1.598	-0.338	1 2 5
3	5	2	-	длит	17	1.706	-0.080	1 2 3 4
4	1	2	-	длит	1	2.067	0.000	1 2 3 6
4	1	2	-	длит	13	1.598	0.338	1 3 7
4	1	2	-	длит	14	1.598	-0.338	1 2 5
4	1	2	-	длит	17	1.706	-0.080	1 2 3 4
4	2	2	-	длит	1	2.020	-0.377	1 2 3 6
4	2	2	-	длит	14	1.831	-0.501	1 2 3 5
4	2	2	-	длит	17	1.652	-0.349	1 2 3 4
4	3	2	-	длит	1	1.879	-0.753	1 2 3 6
4	3	2	-	длит	14	1.672	-0.769	1 2 3 5
4	3	2	-	длит	17	1.532	-0.617	1 2 3 4
4	4	2	-	длит	1	1.673	-0.897	1 2 3 7
4	4	2	-	длит	14	1.643	-1.130	1 2 3 6
4	4	2	-	длит	17	1.344	-0.885	1 2 3 4
4	5	2	-	длит	1	1.402	-1.274	1 2 3 7
4	5	2	-	длит	14	1.314	-1.506	1 2 3 6
4	5	2	-	длит	17	1.089	-1.153	1 2 3 4
5	1	2	-	длит	1	1.402	-1.274	1 2 3 7
5	1	2	-	длит	14	1.314	-1.506	1 2 3 6
5	1	2	-	длит	17	1.089	-1.153	1 2 3 4
5	2	2	-	длит	1	1.037	-1.650	1 2 3 7

Продовження таблиці 5.2.1

№ елем	№ сечен	Тип РСУ	Кран/сейсм	Склад РСУ	Критерій	Зусилля		№№ завантаження
						Му (т*м)	Qz (т)	
5	2	2	-	длит	17	0.767	-1.422	1 2 3 4
5	3	2	-	длит	1	0.577	-2.027	1 2 3 7
5	3	2	-	длит	14	0.427	-2.043	1 2 3 6
5	3	2	-	длит	17	0.378	-1.690	1 2 3 4
5	4	2	-	длит	1	0.114	-1.795	1 2 8
5	4	2	-	длит	2	-0.147	-1.681	1 3 5
5	4	2	-	длит	14	0.023	-2.404	1 2 3 7
5	4	2	-	длит	17	-0.078	-1.958	1 2 3 4
5	5	2	-	длит	2	-0.729	-2.580	1 2 3 6
5	5	2	-	длит	14	-0.625	-2.780	1 2 3 7
5	5	2	-	длит	17	-0.601	-2.227	1 2 3 4
6	1	2	-	длит	2	-0.729	-2.580	1 2 3 6
6	1	2	-	длит	14	-0.625	-2.780	1 2 3 7
6	1	2	-	длит	17	-0.601	-2.227	1 2 3 4
6	2	2	-	длит	2	-1.408	-2.848	1 2 3 6
6	2	2	-	длит	14	-1.353	-3.048	1 2 3 7
6	2	2	-	длит	17	-1.191	-2.495	1 2 3 4
6	3	2	-	длит	2	-2.153	-3.116	1 2 3 6
6	3	2	-	длит	14	-2.149	-3.317	1 2 3 7
6	3	2	-	длит	17	-1.848	-2.763	1 2 3 4
6	4	2	-	длит	2	-3.012	-3.585	1 2 3 7
6	4	2	-	длит	14	-2.795	-3.629	1 2 3 8
6	4	2	-	длит	17	-2.573	-3.032	1 2 3 4
6	5	2	-	длит	2	-3.942	-3.853	1 2 3 7
6	5	2	-	длит	14	-3.749	-4.006	1 2 3 8
6	5	2	-	длит	17	-3.364	-3.300	1 2 3 4
7	1	2	-	длит	2	-3.942	3.853	1 2 3 5
7	1	2	-	длит	13	-3.749	4.006	1 2 3 4
7	2	2	-	длит	2	-3.012	3.585	1 2 3 5
7	2	2	-	длит	13	-2.795	3.629	1 2 3 4
7	3	2	-	длит	2	-2.153	3.116	1 2 3 6
7	3	2	-	длит	13	-2.149	3.317	1 2 3 5
7	3	2	-	длит	17	-1.934	3.253	1 2 3 4
7	4	2	-	длит	2	-1.408	2.848	1 2 3 6
7	4	2	-	длит	13	-1.353	3.048	1 2 3 5
7	4	2	-	длит	17	-1.168	2.876	1 2 3 4
7	5	2	-	длит	2	-0.729	2.580	1 2 3 6
7	5	2	-	длит	13	-0.625	2.780	1 2 3 5
7	5	2	-	длит	17	-0.496	2.499	1 2 3 4
8	1	2	-	длит	2	-0.729	2.580	1 2 3 6
8	1	2	-	длит	13	-0.625	2.780	1 2 3 5
8	1	2	-	длит	17	-0.496	2.499	1 2 3 4
8	2	2	-	длит	1	0.114	1.795	1 3 4
8	2	2	-	длит	2	-0.147	1.681	1 2 7

Продовження таблиці 5.2.1

№ елем	№ сечен	Тип РСУ	Кран/сейсм	Склад РСУ	Критерій	Зусилля		№№ завантаження
						Му (Т*м)	Qz (Т)	
8	2	2	-	длит	17	0.081	2.123	1 2 3 4
8	3	2	-	длит	1	0.577	2.027	1 2 3 5
8	3	2	-	длит	13	0.427	2.043	1 2 3 6
8	3	2	-	длит	17	0.565	1.746	1 2 3 4
8	4	2	-	длит	1	1.037	1.650	1 2 3 5
8	4	2	-	длит	13	0.904	1.775	1 2 3 6
8	4	2	-	длит	17	0.954	1.370	1 2 3 4
8	5	2	-	длит	1	1.402	1.274	1 2 3 5
8	5	2	-	длит	13	1.314	1.506	1 2 3 6
8	5	2	-	длит	17	1.250	0.993	1 2 3 4
9	1	2	-	длит	1	1.402	1.274	1 2 3 5
9	1	2	-	длит	13	1.314	1.506	1 2 3 6
9	1	2	-	длит	17	1.250	0.993	1 2 3 4
9	2	2	-	длит	1	1.673	0.897	1 2 3 5
9	2	2	-	длит	13	1.643	1.130	1 2 3 6
9	2	2	-	длит	17	1.464	0.725	1 2 3 4
9	3	2	-	длит	1	1.879	0.753	1 2 3 6
9	3	2	-	длит	13	1.672	0.769	1 2 3 7
9	3	2	-	длит	17	1.612	0.456	1 2 3 4
9	4	2	-	длит	1	2.020	0.377	1 2 3 6
9	4	2	-	длит	13	1.831	0.501	1 2 3 7
9	4	2	-	длит	17	1.693	0.188	1 2 3 4
9	5	2	-	длит	1	2.067	0.000	1 2 3 6
9	5	2	-	длит	13	1.598	0.338	1 3 7
9	5	2	-	длит	14	1.598	-0.338	1 2 5
9	5	2	-	длит	17	1.706	-0.080	1 2 3 4
10	1	2	-	длит	1	2.067	0.000	1 2 3 6
10	1	2	-	длит	13	1.598	0.338	1 3 7
10	1	2	-	длит	14	1.598	-0.338	1 2 5
10	1	2	-	длит	17	1.706	-0.080	1 2 3 4
10	2	2	-	длит	1	2.020	-0.377	1 2 3 6
10	2	2	-	длит	14	1.831	-0.501	1 2 3 5
10	2	2	-	длит	17	1.652	-0.349	1 2 3 4
10	3	2	-	длит	1	1.879	-0.753	1 2 3 6
10	3	2	-	длит	14	1.672	-0.769	1 2 3 5
10	3	2	-	длит	17	1.532	-0.617	1 2 3 4
10	4	2	-	длит	1	1.673	-0.897	1 2 3 7
10	4	2	-	длит	14	1.643	-1.130	1 2 3 6
10	4	2	-	длит	17	1.344	-0.885	1 2 3 4
10	5	2	-	длит	1	1.402	-1.274	1 2 3 7
10	5	2	-	длит	14	1.314	-1.506	1 2 3 6
10	5	2	-	длит	17	1.089	-1.153	1 2 3 4
11	1	2	-	длит	1	1.402	-1.274	1 2 3 7
11	1	2	-	длит	14	1.314	-1.506	1 2 3 6

Продовження таблиці 5.2.1

№ елем	№ сечен	Тип РСУ Кран/сейсм		Склад РСУ	Критерій	Зусилля		№№ завантаження
						Му (т*м)	Qz (т)	
11	2	2	-	длит	1	1.037	-1.650	1 2 3 7
11	2	2	-	длит	14	0.904	-1.775	1 2 3 6
11	2	2	-	длит	17	0.767	-1.422	1 2 3 4
11	3	2	-	длит	1	0.577	-2.027	1 2 3 7
11	3	2	-	длит	14	0.427	-2.043	1 2 3 6
11	3	2	-	длит	17	0.378	-1.690	1 2 3 4
11	4	2	-	длит	1	0.114	-1.795	1 2 8
11	4	2	-	длит	2	-0.147	-1.681	1 3 5
11	4	2	-	длит	14	0.023	-2.404	1 2 3 7
11	4	2	-	длит	17	-0.078	-1.958	1 2 3 4
11	5	2	-	длит	2	-0.729	-2.580	1 2 3 6
11	5	2	-	длит	14	-0.625	-2.780	1 2 3 7
11	5	2	-	длит	17	-0.601	-2.227	1 2 3 4
12	1	2	-	длит	2	-0.729	-2.580	1 2 3 6
12	1	2	-	длит	14	-0.625	-2.780	1 2 3 7
12	1	2	-	длит	17	-0.601	-2.227	1 2 3 4
12	2	2	-	длит	2	-1.408	-2.848	1 2 3 6
12	2	2	-	длит	14	-1.353	-3.048	1 2 3 7
12	2	2	-	длит	17	-1.191	-2.495	1 2 3 4
12	3	2	-	длит	2	-2.153	-3.116	1 2 3 6
12	3	2	-	длит	14	-2.149	-3.317	1 2 3 7
12	3	2	-	длит	17	-1.848	-2.763	1 2 3 4
12	4	2	-	длит	2	-3.012	-3.585	1 2 3 7
12	4	2	-	длит	14	-2.795	-3.629	1 2 3 8
12	4	2	-	длит	17	-2.573	-3.032	1 2 3 4
12	5	2	-	длит	2	-3.942	-3.853	1 2 3 7
12	5	2	-	длит	14	-3.749	-4.006	1 2 3 8
12	5	2	-	длит	17	-3.364	-3.300	1 2 3 4
13	1	2	-	длит	2	-3.942	3.853	1 2 3 5
13	1	2	-	длит	13	-3.749	4.006	1 2 3 4
13	2	2	-	длит	2	-3.012	3.585	1 2 3 5
13	2	2	-	длит	13	-2.795	3.629	1 2 3 4
13	3	2	-	длит	2	-2.153	3.116	1 2 3 6
13	3	2	-	длит	13	-2.149	3.317	1 2 3 5
13	3	2	-	длит	17	-1.934	3.253	1 2 3 4
13	4	2	-	длит	2	-1.408	2.848	1 2 3 6
13	4	2	-	длит	13	-1.353	3.048	1 2 3 5
13	4	2	-	длит	17	-1.168	2.876	1 2 3 4
13	5	2	-	длит	2	-0.729	2.580	1 2 3 6
13	5	2	-	длит	13	-0.625	2.780	1 2 3 5
13	5	2	-	длит	17	-0.496	2.499	1 2 3 4
14	1	2	-	длит	2	-0.729	2.580	1 2 3 6
14	1	2	-	длит	13	-0.625	2.780	1 2 3 5
14	1	2	-	длит	17	-0.496	2.499	1 2 3 4

Продовження таблиці 5.2.1

№ елем	№ сечен	Тип РСУ	Кран/сейсм	Склад РСУ	Критерій	Зусилля		№№ завантаження
						My (т*м)	Qz (т)	
14	2	2	-	длит	2	-0.147	1.681	1 2 7
14	2	2	-	длит	13	0.023	2.404	1 2 3 5
14	2	2	-	длит	17	0.081	2.123	1 2 3 4
14	3	2	-	длит	1	0.577	2.027	1 2 3 5
14	3	2	-	длит	13	0.427	2.043	1 2 3 6
14	3	2	-	длит	17	0.565	1.746	1 2 3 4
14	4	2	-	длит	1	1.037	1.650	1 2 3 5
14	4	2	-	длит	13	0.904	1.775	1 2 3 6
14	4	2	-	длит	17	0.954	1.370	1 2 3 4
14	5	2	-	длит	1	1.402	1.274	1 2 3 5
14	5	2	-	длит	13	1.314	1.506	1 2 3 6
14	5	2	-	длит	17	1.250	0.993	1 2 3 4
15	1	2	-	длит	1	1.402	1.274	1 2 3 5
15	1	2	-	длит	13	1.314	1.506	1 2 3 6
15	1	2	-	длит	17	1.250	0.993	1 2 3 4
15	2	2	-	длит	1	1.673	0.897	1 2 3 5
15	2	2	-	длит	13	1.643	1.130	1 2 3 6
15	2	2	-	длит	17	1.464	0.725	1 2 3 4
15	3	2	-	длит	1	1.879	0.753	1 2 3 6
15	3	2	-	длит	13	1.672	0.769	1 2 3 7
15	3	2	-	длит	17	1.612	0.456	1 2 3 4
15	4	2	-	длит	1	2.020	0.377	1 2 3 6
15	4	2	-	длит	13	1.831	0.501	1 2 3 7
15	4	2	-	длит	17	1.693	0.188	1 2 3 4
15	5	2	-	длит	1	2.067	0.000	1 2 3 6
15	5	2	-	длит	13	1.598	0.338	1 3 7
15	5	2	-	длит	14	1.598	-0.338	1 2 5
15	5	2	-	длит	17	1.706	-0.080	1 2 3 4
16	1	2	-	длит	1	2.067	0.000	1 2 3 6
16	1	2	-	длит	13	1.598	0.338	1 3 7
16	1	2	-	длит	14	1.598	-0.338	1 2 5
16	1	2	-	длит	17	1.706	-0.080	1 2 3 4
16	2	2	-	длит	1	2.020	-0.377	1 2 3 6
16	2	2	-	длит	14	1.831	-0.501	1 2 3 5
16	2	2	-	длит	17	1.652	-0.349	1 2 3 4
16	3	2	-	длит	1	1.879	-0.753	1 2 3 6
16	3	2	-	длит	14	1.672	-0.769	1 2 3 5
16	3	2	-	длит	17	1.532	-0.617	1 2 3 4
16	4	2	-	длит	1	1.673	-0.897	1 2 3 7
16	4	2	-	длит	14	1.643	-1.130	1 2 3 6
16	4	2	-	длит	17	1.344	-0.885	1 2 3 4
16	5	2	-	длит	1	1.402	-1.274	1 2 3 7
16	5	2	-	длит	14	1.314	-1.506	1 2 3 6
16	5	2	-	длит	17	1.089	-1.153	1 2 3 4

Продовження таблиці 5.2.1

№ елем	№ сечен	Тип РСУ	Кран/сейсм	Склад РСУ	Критерій	Зусилля		№№ завантаження
						My (Т*м)	Qz (Т)	
17	1	2	-	длит	14	1.314	-1.506	1 2 3 6
17	1	2	-	длит	17	1.089	-1.153	1 2 3 4
17	2	2	-	длит	1	1.037	-1.650	1 2 3 7
17	2	2	-	длит	14	0.904	-1.775	1 2 3 6
17	2	2	-	длит	17	0.767	-1.422	1 2 3 4
17	3	2	-	длит	1	0.577	-2.027	1 2 3 7
17	3	2	-	длит	14	0.427	-2.043	1 2 3 6
17	3	2	-	длит	17	0.378	-1.690	1 2 3 4
17	4	2	-	длит	1	0.114	-1.795	1 2 8
17	4	2	-	длит	2	-0.147	-1.681	1 3 5
17	4	2	-	длит	14	0.023	-2.404	1 2 3 7
17	4	2	-	длит	17	-0.078	-1.958	1 2 3 4
17	5	2	-	длит	2	-0.729	-2.580	1 2 3 6
17	5	2	-	длит	14	-0.625	-2.780	1 2 3 7
17	5	2	-	длит	17	-0.601	-2.227	1 2 3 4
18	1	2	-	длит	2	-0.729	-2.580	1 2 3 6
18	1	2	-	длит	14	-0.625	-2.780	1 2 3 7
18	1	2	-	длит	17	-0.601	-2.227	1 2 3 4
18	2	2	-	длит	2	-1.408	-2.848	1 2 3 6
18	2	2	-	длит	14	-1.353	-3.048	1 2 3 7
18	2	2	-	длит	17	-1.191	-2.495	1 2 3 4
18	3	2	-	длит	2	-2.153	-3.116	1 2 3 6
18	3	2	-	длит	14	-2.149	-3.317	1 2 3 7
18	3	2	-	длит	17	-1.848	-2.763	1 2 3 4
18	4	2	-	длит	2	-3.012	-3.585	1 2 3 7
18	4	2	-	длит	14	-2.795	-3.629	1 2 3 8
18	4	2	-	длит	17	-2.573	-3.032	1 2 3 4
18	5	2	-	длит	2	-3.942	-3.853	1 2 3 7
18	5	2	-	длит	14	-3.749	-4.006	1 2 3 8
18	5	2	-	длит	17	-3.364	-3.300	1 2 3 4

Для проведення розрахунку другорядної балки з даних табл. 5.2.1 визначасмо максимальні згинальні моменти в кожному з 5-ти перетинів, та максимальну поперечну силу на опорах:

- максимальний момент на першій опорі $M_1 = -39,416(\text{кН} \cdot \text{м})$;
- максимальний момент на середніх опорах $M_2 = 20,671(\text{кН} \cdot \text{м})$;
- максимальний момент у першому прольоті $M_3 = 18,788(\text{кН} \cdot \text{м})$;
- максимальний момент у середніх прольотах $M_4 = 20,200(\text{кН} \cdot \text{м})$;
- максимальний від'ємний момент у прольотах $M_5 = -7,291(\text{кН} \cdot \text{м})$;
- максимальна поперечна сила $Q_{\max} = 40,058(\text{кН})$.

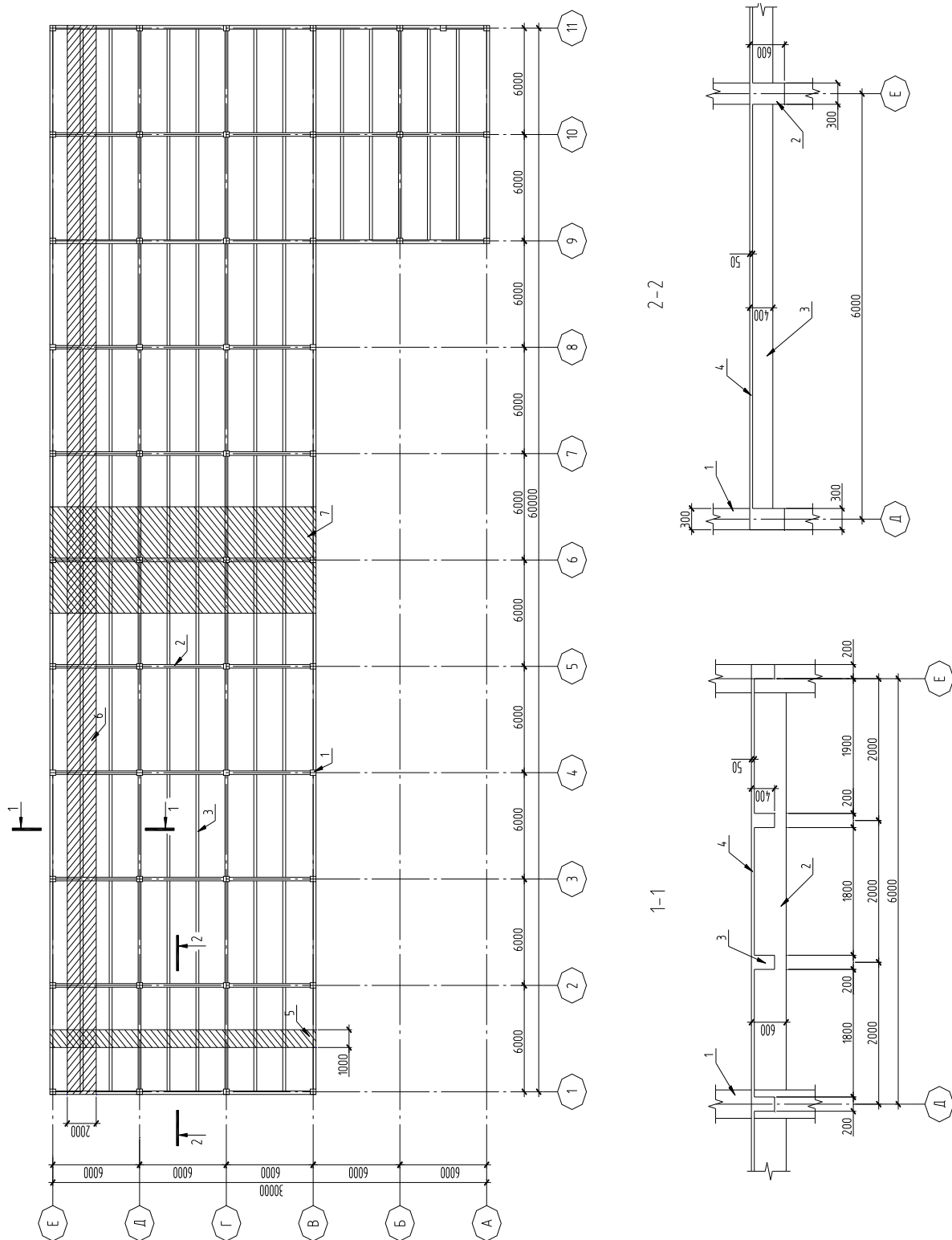


Рис. 5.2.1. Конструктивна схема монолітного ребристого перекриття:
 1 - колона; 2 - головна балка; 3 - другорядна балка; 4 - плита перекриття; 5 - розрахункова смуга плити перекриття; 6 - розрахункова смуга другорядної балки; 7 - вантажна смуга головної балки.

5.2.2. Розрахунок другорядної балки перекриття по перетинам, нормальним до повздовжньої осі

Розрахункові схеми перетинів другорядної балки зображені на рис. 4.12.2.

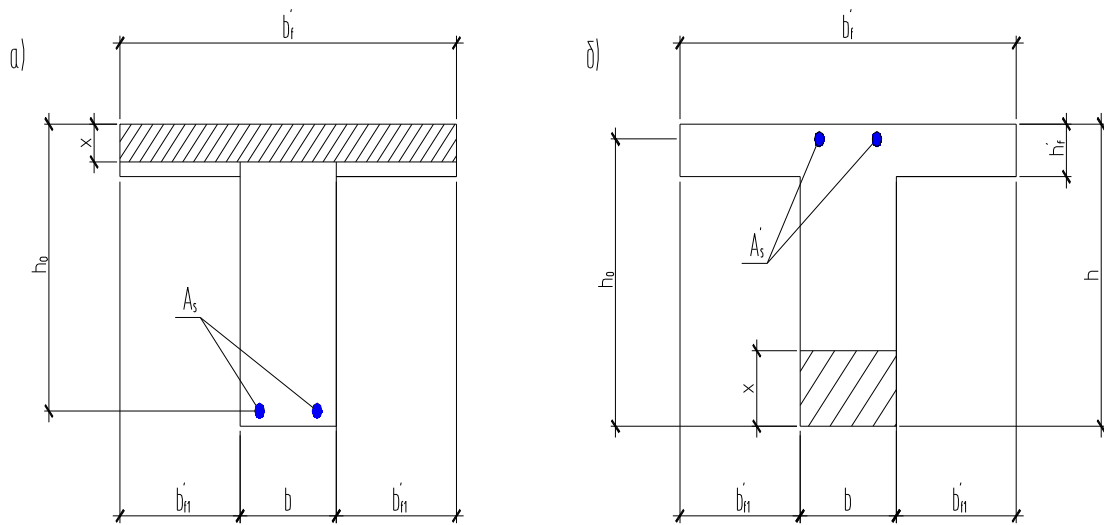


Рисунок 5.2.2 – Розрахункові перетини другорядної балки:
а – в прольоті; б – на опорі.

Робоча висота перерізу другорядної балки:

- в прольоті $h_{0,np} = h - a = 0,40 - 0,03 = 0,37(м)$;
- на опорі $h_{0,on} = h - a = 0,40 - 0,04 = 0,36(м)$.

В прольоті переріз тавровий, розрахункова ширина полки (рис.2) визначається по формулі:

$$b'_f = b + 2 \cdot b'_{f1}$$

Консольні звіси полки приймаються:

$$1) b'_{f1} \leq \frac{L_{op.б.}}{6} = \frac{6,0}{6} = 1,0(м);$$

$$2) \text{ при } h'_f = 0,05 \geq 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 0,4 = 0,04 \text{ знаходимо } b'_{f1} = \frac{S_{op.б.} - b_{op.б.}}{2} = \frac{2,0 - 0,2}{2} = 0,9(м)$$

приймаємо найменше $b'_{f1} = 0,9(м)$, тоді $b'_f = b + 2 \cdot b'_{f1} = 0,2 + 2 \cdot 0,9 = 2,0(м)$.

Для розрахунку міцності по нормальним перетинам в прольоті другорядної балки визначаємо положення нейтральної осі з умови:

$$M \leq \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)$$

$$20,200кН \cdot м \leq 0,9 \cdot 14500 \cdot 2,0 \cdot 0,07 \cdot (0,37 - 0,5 \cdot 0,07) = 612,1кН \cdot м,$$

Умова виконується, нейтральна вісь знаходиться в межах полки.

Виконуємо підбір робочої арматури.

1) Переріз в першому прольоті ($M_3 = 18,788кН \cdot м$)

$$\alpha_m = \frac{M_3}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_{0,np}^2} = \frac{18,788}{14500 \cdot 0,9 \cdot 2,0 \cdot 0,37^2} = 0,005$$

за даними табл. ДЗ [1] при $\alpha_m = 0,005$ приймаємо $\zeta = 0,995$.

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_3}{R_s \cdot \zeta \cdot h_{0,np}} = \frac{18,788}{375000 \cdot 0,995 \cdot 0,37} = 0,000136(\text{м}^2) = 1,36(\text{см}^2)$$

приймаємо арматуру 2Ø10 А400С, $A_s^f = 1,57(\text{см}^2)$.

2) Переріз в середніх прольотах ($M_4 = 20,200 \text{кН} \cdot \text{м}$)

$$\alpha_m = \frac{M_4}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_{0,np}^2} = \frac{20,200}{14500 \cdot 0,9 \cdot 2,0 \cdot 0,37^2} = 0,006$$

за даними табл. ДЗ [1] при $\alpha_m = 0,006$ приймаємо $\zeta = 0,995$.

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_4}{R_s \cdot \zeta \cdot h_{0,np}} = \frac{20,200}{375000 \cdot 0,995 \cdot 0,37} = 0,000146(\text{м}^2) = 1,46(\text{см}^2)$$

приймаємо арматуру 2Ø10 А400С, $A_s^f = 1,57(\text{см}^2)$.

3) Переріз на першій опорі ($M_1 = -39,416 \text{кН} \cdot \text{м}$)

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_{0,on}^2} = \frac{39,416}{14500 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,36^2} = 0,117$$

за даними табл. ДЗ [1] при $\alpha_m = 0,117$ приймаємо $\zeta = 0,935$.

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_{0,on}} = \frac{39,416}{375000 \cdot 0,935 \cdot 0,36} = 0,000312(\text{м}^2) = 3,12(\text{см}^2)$$

приймаємо арматуру 2Ø16 А400С, $A_s^f = 4,02(\text{см}^2)$.

4) Переріз на середніх опорах ($M_2 = 20,671 \text{кН} \cdot \text{м}$)

$$\alpha_m = \frac{M_2}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_{0,on}^2} = \frac{20,671}{14500 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,36^2} = 0,061$$

за даними табл. ДЗ [1] при $\alpha_m = 0,061$ приймаємо $\zeta = 0,965$.

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_2}{R_s \cdot \zeta \cdot h_{0,on}} = \frac{20,671}{375000 \cdot 0,965 \cdot 0,36} = 0,000159(\text{м}^2) = 1,59(\text{см}^2)$$

приймаємо арматуру 2Ø12 А400С, $A_s^f = 2,26(\text{см}^2)$.

5) Максимальний від'ємний момент у прольотах ($M_5 = -7,291 \text{кН} \cdot \text{м}$)

$$\alpha_m = \frac{M_5}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_{0,on}^2} = \frac{7,291}{14500 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,36^2} = 0,022$$

за даними табл. ДЗ [1] при $\alpha_m = 0,022$ приймаємо $\zeta = 0,990$.

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_5}{R_s \cdot \zeta \cdot h_{0,on}} = \frac{7,291}{365000 \cdot 0,990 \cdot 0,36} = 0,5(\text{см}^2)$$

приймаємо арматуру 2Ø6 А400С, $A_s^f = 0,57(\text{см}^2)$.

5.2.3. Розрахунок другорядної балки перекриття по перетинам, похилим до повздожньої осі

Другорядна балка армується в'язаними каркасами, згідно конструктивних вимог мінімальний діаметр хомутив призначаємо $d_w = 6\text{мм}$, із арматури класу А240С.

Площа одного стрижня $A_{sw1} = 0,283\text{см}^2$, розрахунковий опір поперечної арматури на розтяг $R_{sw} = 175\text{МПа}$.

Відповідно до конструктивних вимог, крок хомутив приймаємо:

- на при опорних ділянках $S_1 \leq h/2 = 0,4/2 = 0,2(\text{м})$;
- в середній частині прольоту $S_2 \leq 0,75 \cdot h = 0,75 \cdot 0,4 = 0,3(\text{м})$.

Приймаємо $S_1 = 0,15\text{м}$, $S_2 = 0,3\text{м}$.

Якщо в перерізі розташований один хомут, то в розрахунку приймається площа двох стрижнів $A_{sw} = 2 \cdot 0,283 = 0,566\text{см}^2$.

Визначаємо коефіцієнт армування:

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_1} = \frac{0,566}{20 \cdot 15} = 0,0019$$

Зусилля в хомутах:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_1} = \frac{175000 \cdot 0,566 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 66,0(\text{кН} / \text{м}).$$

Довжина проекції небезпечної похилої тріщини:

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0,on}^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 1000 \cdot 0,2 \cdot 0,36^2}{66,0}} = 0,86(\text{м})$$

Перевіряємо умову $c_0 = 0,86(\text{м}) \leq 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,36 = 0,72(\text{м})$, умова не виконується, тому приймаємо $c_0 = 2 \cdot h_0 = 0,72(\text{м})$.

Перевіряємо умову:

$$q_{sw} = (66,0\text{кН} / \text{м}) \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b}{2} = \frac{0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 1000 \cdot 0,2}{2} = 56,7(\text{кН} / \text{м})$$

умова виконується.

Максимальна поперечна сила, що виникає в балці ($Q_{\max} = 40,058\text{кН}$)

1 етап. Розрахунок міцності другорядної балки на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами.

Перевірка достатності розмірів поперечного перерізу, щоб запобігти руйнування бетону від дії стискаючих зусиль $Q_{\max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0,on}$.

Для цього спочатку визначаємо коефіцієнти:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{30000} = 7,0; \quad \varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 7,0 \cdot 0,0019 = 1,07;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,87$$

Перевіряємо умову $40,058 \leq 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,87 \cdot 0,9 \cdot 14500 \cdot 0,2 \cdot 0,36 = 262,4(\text{кН})$ умова виконується – розміри поперечного перерізу балки достатні.

2 етап. Розрахунок міцності другорядної балки на дію поперечної сили по похилій тріщині:

$$Q_{\max} \leq Q_b + Q_{sw}$$

Поперечна сила, яка сприймається бетоном стиснутої зони:

$$Q_b = \frac{2 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0,on}^2}{c_0} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 1050 \cdot 0,2 \cdot 0,36^2}{0,72} = 68,0(\kappa H)$$

Поперечна сила, що сприймається поперечною арматурою:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 66,0 \cdot 0,72 = 47,5(\kappa H).$$

Перевіряємо умову $40,058\kappa H \leq 68,0 + 47,5 = 115,5(\kappa H)$, умова виконується, тому міцність другорядної балки по похилому перерізу забезпечено.

3 етап. Розрахунок міцності другорядної балки на дію згинального моменту по похилій тріщині.

Розрахунок похилих перерізів на дію моменту виконується в місцях обриву повздовжньої арматури:

$$M \leq M_s + M_{sw}$$

Момент, який сприймається повздовжньою арматурою на при опорній ділянці:

$$M_s = R_s \cdot A_s \cdot Z_s$$

де Z_s - плече внутрішньої пари сил, яке визначається за формулою:

$$Z_s = h - a - 0,5 \cdot x$$

$$\text{де } x \text{ дорівнює } x = \frac{R_s \cdot A_s}{b \cdot R_b} = \frac{365 \cdot 4,02}{20 \cdot 14,5} = 5,1(\text{см})$$

$$\text{тоді } Z_s = 40 - 4 - 5,1 = 30,9(\text{см}).$$

Знаходимо момент, що сприймається повздовжньою арматурою:

$$M_s = 375000 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4} \cdot 0,309 = 45,3(\kappa H \cdot \text{м}).$$

Момент, який сприймається хомутами, нормальними до повздовжньої осі елемента з рівномірним кроком в межах розтягнутої зони розглянутого похилого перерізу, визначається за формулою:

$$M_{sw} = q_{sw} \cdot \frac{c_0^2}{2} = 66,0 \cdot \frac{0,72^2}{2} = 17,1(\kappa H \cdot \text{м})$$

Визначаємо сумарний момент, який сприймається другорядною балкою при розрахунку по похилим перерізам $M = 45,3 + 17,1 = 62,4(\kappa H \cdot \text{м})$, що значно більше, ніж згинальний момент на опорах.

5.2.4. Конструювання другорядної балки перекриття

Другорядні балки перекриття у прольотах армуються в'язаними каркасами. Ці каркаси доходять до граней головних балок і з'єднуються по низу підстиковочними стрижнями (рис.3 а). Відповідно до конструктивних вимог їх діаметр d_c приймається не менше 10мм і не менше $0,5 \cdot d$, де d - діаметр нижньої повздовжньої арматури каркасу. Ці стрижні заводяться за грань опори у прольот не менше ніж $15 \cdot d$.

На опорах в другорядних балках встановлюються робочі стрижні. Відповідно до конструктивних вимог на проміжних опорах вони заводяться за грань опори на

довжину $0,25 \cdot l + l_{an}$, де l - прольот балки, l_{an} - довжина анкерування арматури (рис.3 а). Довжина анкерування (l_{an}) залежить від класів арматури та бетону, умов роботи конструкції, діаметру арматури. На крайніх опорах робочі стрижні заводять в другорядну балку на довжину $0,25 \cdot l + l_{an}$, а у опору (головну балку) – на l_{an} (рис.3 б). Радіус згину хомутив, та робочої опорної арматури приймається $5 \cdot d$, де d - діаметр стрижня, що згинається.

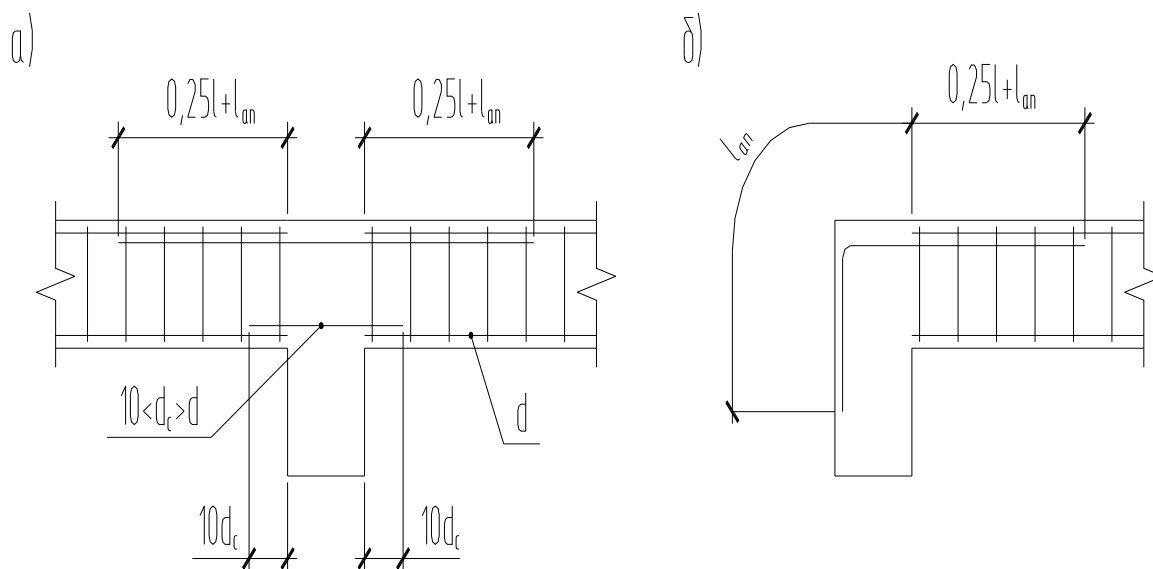


Рисунок 5.2.3 – Арматування опорних вузлів другорядних балок:
а – на середніх опорах; б – на крайніх опорах

5.3. Порівняльний аналіз улаштування плит перекриття за різними показниками

Виходячи з порівняльного аналізу було отримане наступне по 1-му варіанту перекриття прийнято збірним. Яке складається з наступних елементів: плити багатопустотної, ригеля та монолітних ділянок та було отримано наступний календарний план будівництва рис 5.3.1. Будівництво санітарно-будівельного комплексу складає 118 днів з пустотними плитами перекриття. По 2-му варіанту перекриття прийнято монолітним ребристим. Яке складається з головних та другорядних балок, плити перекриття. Та було отримано наступний календарний план будівництва рис 5.3.2. В цьому варіанті будівництво комплексу складає 96 днів.

Виходячи з наведених варіантів календарного плану будівництва з різними видами плит перекриття, була отримано економічний ефект за рахунок використання монолітних безбалочних плит перекриття замість встановлення ригелів і пустотних плит зі збірного залізобетону. В цьому випадку загальна тривалість робіт зменшується на 22 дні, що призводить до зменшення умовно-постійних витрат, тому була отримана наступна діаграма рис 5.3.3.

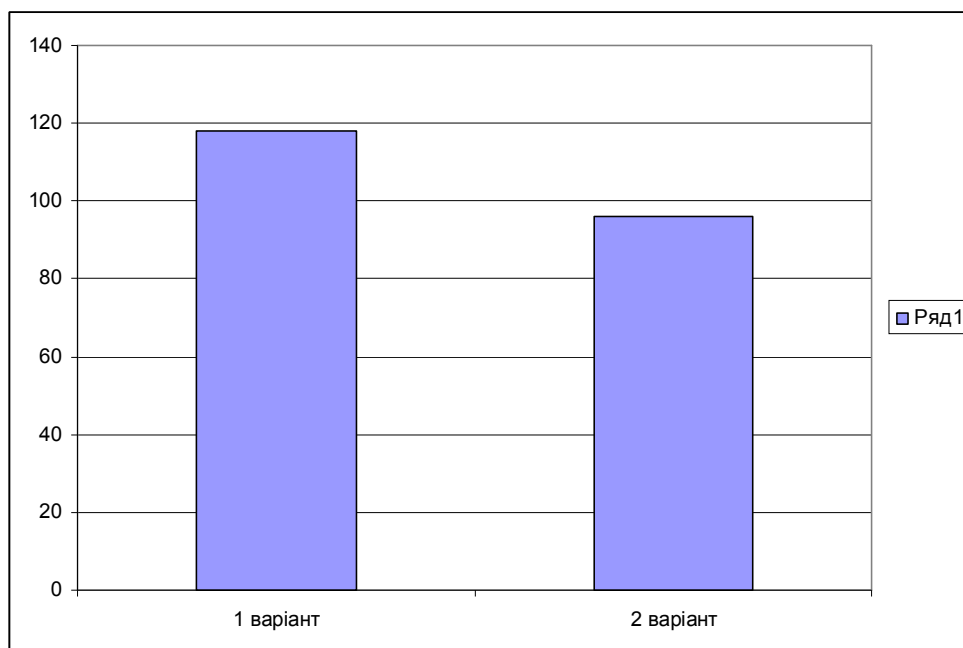


Рисунок 5.3.2 – різниця спорудження з різними плитами перекриття.

Висновки до розділу. В даному розділі наведено розрахунок та проектування монолітної плити перекриття та проведено аналіз календарного плану.

6. Економіка будівництва

6.1. Характеристика об'єкту

Запроектована будівля розташовується в промисловій зоні міста, на забудованій території коксохімічного виробництва (КХВ).

Санітарно-побутовий корпус буде розташовуватися на охоронній території, для чого передбачено додаткове улаштування огорожі.

Клімат району помірно-континентальний, типовий для степної смуги України і характеризується жарким (інколи засушливим) літом та відносно холодною зимою. Середня температура липня $+22,3^{\circ}\text{C}$, середня максимальна температура жаркого періоду $+28,2^{\circ}\text{C}$, абсолютний максимум $+40^{\circ}\text{C}$; середня температура найбільш холодного періоду -9°C , абсолютна мінімальна -34°C .

Сама висока вологість повітря відмічається в листопаді-березні (83-88%), сама низька – з травня по жовтень (60-78%). У відповідності з [1] зона вологості – суха.

Будівлю передбачається виконати у монолітному каркасі. Зовнішні стіни виконуються з навісних панелей товщиною 250мм та обшиваються стіновим профільованим настилом. Покрівля будівлі перекривається багатопустотними залізобетонними плитами. Основні конструктивні елементи будівлі дивись табл. 6.1.1.

Таблиця 6.1.1 – Основні конструктивні елементи будівлі

№	Конструктивні елементи будівлі	Використані матеріали
1	Фундамент	– монолітний залізобетонний окремо стоячий
2	Колони і ригелі	– монолітні залізобетонні рами;
3	Стіни будівлі	– легко бетонні панелі, облицьовані профільованим настилом, утепленні ISOVER;
4	Плити перекриттів	– збірні багатопустотні залізобетонні;
5	Сходи	– монолітні залізобетонні;
6	Плити покриттів	– збірні багатопустотні залізобетонні;
7	Перегородки	– з червоної повнотілої цегли
8	Покрівля	– наплавлений матеріал «Уніфлекс»;
9	Утеплювач	– ISOVER
10	Підлоги	– Бетонні – Керамічна плитка – Лінолеум

11	Перемички	– збірні залізобетонні
№	Конструктивні елементи будівлі	Використані матеріали
12	Вікна	– металопластикові
13	Двері	– металопластикові, дерев'яні
14	Водовідвід	– внутрішній

Техніко-економічне обґрунтування конструкцій будівлі виконувалося по наступним показникам: вартість, трудомісткість.

Були розглянуті різні варіанти улаштування перекриття.

1 Варіант. По 1-му варіанту перекриття прийнято збірним. Яке складається з наступних елементів: плити багатопустотної, ригеля та монолітних ділянок.

2. Варіант. По 2-му варіанту перекриття прийнято монолітним ребристим. Яке складається з головних та другорядних балок, плити перекриття.

При порівнянні варіантів знаходили вартість виконаних робіт.

6.2. Кошториси та їх види

Кошториси розроблялися, згідно [35].

1. Локальний кошторис
2. Об'єктна кошторис
3. Договірна ціна
4. Зведений кошторисний розрахунок
5. Відомість ресурсів до договірної ціни

Локальні кошториси є первинними кошторисними документами і складаються на окремі види робіт та витрат по будівлях і спорудах або загальномайданчикових роботах на основі обсягів, що визначилися при розробленні робочої документації (РД), робочих креслень.

Об'єктні кошториси об'єднують у своєму складі на об'єкт у цілому дані з локальних кошторисів і є кошторисними документами, на основі яких формуються договірні ціни на об'єкти. У об'єктному кошторисі зводиться інформація з декількох локальних кошторисів.

Зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва складається на групу будівництв, будівництво, чергу, пусковий комплекс або об'єкт, і зводить інформацію з об'єктних кошторисних розрахунків, локальних кошторисних розрахунків і кошторисних розрахунків на окремі види витрат.

Нормативна документація, згідно з якою зроблений розрахунок вартості будівництва відповідає [36] за допомогою програмного комплексу «Строительніе технологии-СМЕТА»

6.3. Розрахунок обсягів кам'яних робіт

6.3.1. Кладка зовнішніх стін з пеноблоків.

Загальна площа стін:

$$F_{СТ} = a \cdot h = (24,4 \times 3,3 \times 6) + (18,4 \times 3,3 \times 6) = 843,48 \text{ м}^2$$

де a – довжина стіни, м;

h – висота стіни, м.

Площа прорізів:

$$F_{пр.} = S_{пр} \times n_{пов.} = 442,54 \text{ м}^2$$

Площа стін без прорізів:

$$F_{ст.} = F_{заг.} - F_{пр.} = 843,48 - 442,54 = 400,94 \text{ м}^2$$

Об'єм кладки

$$V = F_{ст.} \times б_{ст.} = 400,94 \times 0,40 = 160,38 \text{ м}^3$$

6.3.2 Кладка внутрішніх стін 0,2.

Загальна площа стін:

$$F_{заг.} = (L \times H \times n) = 528,62 \text{ м}^2$$

Площа прорізів:

$$F_{пр.} = S_{пр} \times n_{пов.} = 200,16 \text{ м}^2$$

Площа стін без прорізів:

$$F_{ст.} = F_{заг.} - F_{пр.} = 528,62 - 200,16 = 328,46 \text{ м}^2$$

Об'єм кладки

$$V = F_{ст.} \times б_{ст.} = 328,46 \times 0,2 = 124,8 \text{ м}^3$$

Всього об'єм кладки буде складати:

$$V = 285,18 \text{ м}^3$$

6.3.3. Площа покрівлі:

$$F_{покр.} = 18,4 \times 24,4 = 449 \text{ м}^2$$

6.4. Розрахунок будівельного потоку при виконанні покрівельних робіт

Основним методом виробництва робіт при влаштуванні рулонних покрівель є потоковий.

Для організації потокового виробництва фронт робіт розбиваємо на приватні потоки.

Перший приватний потік – очищення основи, прибирання сміття просушування основи.

Другий приватний потік – влаштування пароізоляції

Третій приватний потік – влаштування теплоізоляції

Четвертий потік – вирівнююча стяжка

П'ятий приватний потік – механізоване наклеювання гідроізоляційного рулонного покриття з наплавленого руберойду

Покрівлю в плані розбиваємо на 3 захватки, а кожну захватку на 3 ділянки, таким чином число ділянок – 9. Площі всіх ділянок приблизно однакові.

Бригада покрівельників складає 8 чол.

6.5. Календарний план будівництва

Календарний план визначає послідовність і тривалість зведення об'єктів комплексу, розподіл капітальних вкладень в часі, потреба в робочих [38].

У графічній частині проекту наведено календарний план будівництва Санітарно-побутового корпусу, на якому вказані будівельно-монтажні роботи впорядковані за часом їх виконання в період будівництва, також наведено основні техніко-економічні показники будівництва та графік руху робітників (див. лист графічної частини проекту №2).

Тривалість виконання виробничих процесів визначається за формулою:

$$T_i = \frac{Q_i}{n \cdot t \cdot n_{бр} \cdot k_n \cdot k} \text{ днів.}$$

де Q_i – кошторисна трудомісткість робочого процесу;

n – кількість робочих змін на добу, см.;

t – тривалість зміни, ч.;

$n_{бр}$ – чисельний склад робочої ланки, люд.;

k_n – коефіцієнт перевиконання норм виробітку, $k_n = 1,1$.

Тривалість виконання робіт на прикладі процесу зрізання рослинного шару ґрунту:

$$\text{Робота машин: } T_1 = \frac{19,36}{2 \cdot 8 \cdot 1 \cdot 1,1} = 1,1 \text{ дн} = 1 \text{ доба}$$

Таблиця 6.6.1 – Тривалість робіт

Номенклатура робіт	Од. вимірювання	К-сть	Трив днів дн
1.Зрізання рослинного шару	1000 м ³	4,32	1
2. Планування майданчику	1000 м ³	18	1
3. Розробка котловану з транспортуванням у відвал	1000 м ³	2,4822	4,5
4. Підчистка підшви котловану	100 м ³	4,86	7
5. Улаштування підготовки під фундамент	100 м ³	0,36	1
6. Улаштування фундаментів	100 м ³	11,7	20
7.Гідроізоляція фундаментів обмазочна	100 м ²	24,1	5
8. Зворотна засипка пазух котловану	1000 м ³	15,6	1
9. Ущільнення ґрунту	1000 м ³	31,2	1
10.Бетонування колон	м ³	6,49	7
11.Монтаж сходових площадок	100 од	0,06	6
12.Монтаж сходових маршів	100 од	0,12	3
13. Монтаж ригелів	100 од.	0,53	9
14.Монтаж плит перекриття	100 од.	306	31,5

15.Цегляна кладка зовнішніх стін	100 м ³	2,18	10
16.Цегляна кладка перегородок	м ³	82	5
17.Влаштування пароізоляції	100 м ²	18	3
18. Улаштування теплоізоляції	100 м ²	18	3
19. Улаштування ц-п стяжки	100 м ²	18	5
20. Улаштування покрівлі	100 м ²	18	6
21. Заповнення віконних та дверних проїомів	100 м ²	1,5	5
22.Оштукатурення стін	100 м ²	52,37	7
23.Фарбування стін	100 м ²	26,4	4
24.Облицювання стін керамічною плиткою	100 м ²	25,05	7
25.Влаштування лінолеум них підлог	100 м ²	6,34	2
26. Влаштування керамічних підлог	100м ²	10,04	5
27. Влаштування сан-тех обладнання	10 шт	4	0,5
28. Улаштування тимчасового водопостачання	1 км	0,22	0,5
29.Улаштування тимчасових доріг	1 км	0,32	1
30. Улаштування відмостки	100м ²	21,6	3

6.6. Об'єктний будівельний генеральний план

Будгенпланом називають генеральний план площадки, на якому показане розміщення основних монтажних і вантажопідйомних механізмів, тимчасових будинків, споруджень і установок, що возводяться і використовується у період будівництва.

Об'єктний будгенплан дає детальні рішення по організації тієї частини будівельного господарства, що безпосередньо пов'язана зі спорудженням даного об'єкта й охоплює територію, що примикає до нього. Складається він з одного або декілька будинків і споруд на стадії робочого проекту в складі проекту провадження робіт (ПВР) будівельною організацією.

Вихідними даними для розробки об'єктного БГП служать загальномайданчиковий БГП, виконаний на попередній стадії проектування, КП і технологічні карти з ПВР даного об'єкта, уточнені розрахунки споживи в ресурсах, а також робочі креслення будинку чи споруд. Об'єктний БГП складається або підрядчиком з його доручення проектно-технологічною організацією або об'єднання міністерства в останньому випадку він узгоджується з генпідрядником і зацікавленими субпідрядними організаціями.

Розрахунково-пояснювальна записка містить уточнені розрахунки споживи на основі натуральних обсягів робіт з робочої документації й кошторисів; конкретні технічні рішення на вибір механізованих установок, тимчасових будинків, споруджень, доріг, силової й освітлювальної мережі, водо- і тепlopостачання, телефонізації й т.д.

Проектування об'єктного будгенплана включає наступне:

- розрахунок потреби й проектування складських приміщень, тимчасових будинків і споруд, установок виробничого призначення;

- розрахунок потреби й проектування тимчасових ліній електро-, водо- і тепlopостачання;
- проектування тимчасових доріг, ліній зв'язку й диспетчеризації.

В об'єктному будгетплані приводяться детальні рішення по організації будівництва об'єкта й прилягаючої до нього території.

6.7. Визначення економічного ефекту

Економічний ефект отримано за рахунок використання монолітних безбалочних плит перекриття замість встановлення ригелів і пустотних плит зі збірного залізобетону. В цьому випадку загальна тривалість робіт зменшується на 22 дні, що призводить до зменшення умовно-постійних витрат. Економічний ефект розраховується за формулою:

$$E_1 = 0,15 \cdot \text{ДЦ}(T_1 - T_2);$$

де ДЦ- ціна тендерної пропозиції, ДЦ = 26 361 078 грн.

T1 – проектна тривалість робіт, за календарним планом складає – 118 днів, або 0,323 року;

T2 – фактична тривалість робіт, T2 = 96 днів = 0,263 року.

Отже:

$$E_1 = 0,15 \cdot 26361078(0,323 - 0,263) = 237\,249 \text{ грн.}$$

Додатково за рахунок зменшення загальної вартості в результаті переходу з багатоелементної конструкції покрівлі до монолітної вартість всього будівництва зменшується:

$$E_2 = \text{ДЦ}_1 - \text{ДЦ}_2$$

ДЦ1 і ДЦ2 наведені у додатках.

$$E_2 = 28\,179\,140 - 26\,361\,078 = 1\,818\,062 \text{ грн.}$$

Загальний економічний ефект становить:

$$E = 1\,818\,062 + 237\,249 = 2\,055\,311 \text{ грн.}$$

Висновок до розділу. В наведеному розділі підраховані об'єми робіт та побудований календарний план будівництва, також визначено та розраховано економічний ефект.

7. Охорона праці

7.1. Загальні питання

Основними завданнями техніки безпеки на підприємствах і на будівництві є організація робіт із запобігання отримання робітниками в виробничих травмах, шкідливих впливів отруйних речовин, контроль над роботою виробничих і технічних підрозділів, розробка заходів щодо поліпшення умов праці, огорожувальної техніки й засобів захисту.

Загальне керівництво роботою із забезпечення безпеки праці здійснює керівник організації (начальник, директор і т.п.). Безпосередню відповідальність за стан техніки безпеки несе головний інженер. Роботу з техніки безпеки на будівництві, підприємствах ведуть відділ техніки безпеки або старші інженери по техніці безпеки, розробляють плани по поліпшенню умов праці, забезпечують виробничі ділянки плакатами й знаками безпеки.

Усі працюючі зобов'язані добре знати правила по техніці безпеки. Кожен новий робітник повинен пройти медогляд і може бути допущений до роботи лише після вступного інструктажу, проведеного інженером по техніці безпеки. Проведення вступного інструктажу реєструють у журналі, що перебуває в адміністрації.

При вступному інструктажі робітник знайомиться з основними причинами, що викликають травматизм: несправність устаткування, огорожень, інструмента, лісів, риштування, електромережі, неправильне приймання роботи.

Кожен працюючий повинен знати організацію робочого місця, приймання безпечної роботи на верстатах і інструментами. Первинний інструктаж на робочому місці проводить майстер, виконроб, пояснюючи обладнання механізмів, правила пуску, зупинки й змазування верстатів, машин і правила по техніці безпеки. Робітник зобов'язаний знати, як поводитися з матеріалами, виробами, як підносити й укладати їх, правила користування захисними пристосуваннями. Крім інструктажу не пізніше, трьох місяців із дня вступу робітник повинен пройти курс навчання безпечним методам роботи із затвердженої програми. Повторний інструктаж проводиться не рідше, чим через 6 міс. Він необхідний для перевірки й підвищення рівня знань, основних правил по техніках безпеки.

7.2. Техніка безпеки при зведенні будинків

Будівельний майданчик у населених місцях щоб уникнути доступу сторонніх осіб повинен бути обгороджений.

Споруджувані будинки, розташовані уздовж вулиць, проїздів і проходів загального користування, захищаються суцільним парканом висотою 1,6...2м. Паркан, установлений на відстані 10м від споруджувального будинку, обладнається захисним козирком над пішохідною доріжкою. Його ставлять під кутом 20° до обрїю у бік тротуару.

По периметру споруджуваного будинку встановлюють небезпечну для знаходження людей зону. Для будинків висотами до 20м вона повинна бути не менш 7м.

На будівельному майданчику повинні бути влаштовані санітарно-побутові приміщення: гардеробні, умивальні, душові, убиральні, приміщення для сушіння.

Працюючі на будмайданчику в місцях, де можливе падіння предметів, повинні бути забезпечені захисними касками. Відкриті прорізи у стінах повинні захищатися.

Для перенесення й зберігання інструментів, цвяхів, болтів робітники, що працюють на висоті, повинні мати сумки.

Для висвітлення окремих ділянок будівництва часто доводиться робити тимчасову зовнішню відкриту проводку. Цю роботу потрібно виконувати на надійних опорах, застосовуючи ізольоване проведення. Нижня крапка проведення повинна перебувати на висоті не менш 2500мм над робочим місцем, 3500мм над проходами й 6000мм над проїздами. Освітлювальні прилади (лампи) підвішують на висоті не менш 2500мм від землі

Електроінструмент, переносні лампи щомісяця перевіряють на відсутність замикання на корпус, на цілісність заземлюючого проводу, справність ізоляції живильних проводів.

7.2.1. Експлуатація інструментів

Механізованим інструментом працювати можуть особи, що пройшли навчання, що й мають посвідчення на право користування ним. Інструмент необхідно систематично й вчасно перевіряти й ремонтувати. Працювати можна лише справним інструментом.

Ремонт інструмента, заміна ріжучих частин повинні проводитися після його вимикання до повної зупинки. Працювати механізованим інструментом із приставних сходів заборонено.

При перервах у роботі й під час перенесення механізований інструмент відключають від мережі. Залишати без нагляду механізований інструмент із працюючим двигуном забороняється.

При пилянні, фрезеруванні, шліфуванні треба користуватися захисними окулярами. У приміщеннях особливо небезпечних і з підвищеною небезпекою поразки електричним струмом працювати можна електроінструментом при напрузі не вище 42В.

У приміщеннях без підвищеної небезпеки, а також поза приміщеннями при відсутності умов підвищеної небезпеки поразки працюючих електрострумом (дощ, снігопад) можна застосовувати електроінструмент напругою 127 або 220В, але за умови застосування в процесі роботи діелектричних рукавичок, калош, гумових килимків.

Корпуса електроінструментів, що працюють при напрузі більш 42В, повинні бути заземлені.

7.2.2. Експлуатація лісів

Ліси, подмості, які застосовуються для виконання будівельно-монтажних робіт на висоті, повинні бути інвентарними. Неінвентарні ліси допускаються лише у виняткових випадках з дозволу головного інженера будівельно-монтажного керування.

Стійки, рами, опорні сходи й інші елементи слід установлювати по схилу із кріпленням зв'язками відповідно до проекту. Поверхня ґрунту, на яку встановлюються ліси, потрібно спланувати, утрамбувати й відвести поверхневі води. Ліси повинні бути прикріплені до стіни споруджуваного будинку.

Під кінцями кожної пари стійок лісів у поперечному напрямку кладуть підбивку з дошки товщиною 50мм. Кріплять ліси до стін споруджуваного будинку по всій висоті. Висота проходів на лісах повинна бути не менш 1800мм, для того, щоб робітник міг вільно проходити. Настили на лісах і риштованні повинні бути рівними, із зазорами між дошками не більш 10мм.

Підйом людей на ліси й спуск із них допускаються тільки по сходах з ухилом до 60°, які своїм верхнім кінцем повинні бути закріплені до поперечок лісів. Проріз у настилі лісів для виходу зі сходів потрібно відгородити із трьох сторін. Переносні сходи, драбини, трапи, повинні виготовлятися з деревини хвойних порід 1 або 2 сортів або з металу. Відстань між щаблями переносних сходів не повинна бути більш 250мм і менш 150мм.

Вхід у будинок, біля якого встановлені ліси, повинен бути зверху обгороджений навісом, а з бічних сторін суцільною обшивкою з дощок.

Ліси і подмості висотою до 4м можна експлуатувати після приймання їх виконавцем робіт (виконробом), а вище 4м - після приймання технічною комісією, призначеної за наказом БМУ. За технічним станом лісів і риштовання необхідно систематично стежити.

Під час грози й вітру 6 балів і більш робота на лісах припиняється. Ліси повинні бути обладнані блискавкозахисними засобами.

При прийманні лісів і риштовання повинні бути перевірені: наявність зв'язків і кріплень, що забезпечують стійкість, вузли кріплення окремих елементів, робочі настили й огороження, вертикальність стійок, заземлення. Ліси в процесі експлуатації повинні перевіряти виконроб або майстер щодаки. Переміщати ліси при вітрі швидкістю більш 10м/сек. не можна.

7.2.3. Монтажні роботи

Стропування елементів конструкцій потрібно робити інвентарними стропами, при цьому способи стропування повинні виключати можливість падіння елементів. До стропування елементи й конструкції повинні бути очищені від бруду, пилу, а металеві кріплення від корозії. Елементи повинні подаватися до місця установки в положенні, найбільш близькому до проектного.

Елементи й конструкції, що не мають необхідної твердості при підйомі, потрібно розкріпити. Щоб уникнути розгойдування елементів і конструкцій під час переміщення їх відтягають відтягненнями із сталевого канату.

Під час монтажу елементів конструкцій необхідно встановити порядок обміну сигналами між монтажниками й кранівником. Усі сигнали повинні подаватися тільки однією особою - бригадиром монтажної бригади або ланковим або такелажником. Сигнал "Стоп" подається будь-яким працівником, що помітили небезпеку.

Зона, небезпечна для знаходження людей у процесі переміщення, установки й кріплення елементів і конструкції, повинна бути чітко і ясно позначена добре видимими попереджувальними знаками. Границя небезпечної зони визначається відстанню по обрїю від можливого падіння вантажів при їхньому переміщенні краном. До небезпечних відносять зони поблизу від неізолюваних струмоведучих частин енергоустановок, поблизу не обгороджених перепадів по висоті на 1,3м і більш, у місцях переміщення машин і встаткування й ін. До небезпечних зон відносять також ділянки поблизу споруджуваного будинку або спорудження й ін.

Подаваний краном елемент опускають над проектним положенням плавно, без поштовхів і на висоті не більш 300мм від місця установки, після чого його потрібно навести на місце обпирання. Під час підйому, переміщення, установки перебувати людям на елементах і конструкціях заборонене.

Фарбування конструкцій і антикорозійна обробка металевих кріплень повинні проводитися на монтажному майданчику внизу. Нагорі допускається лише підфарбування ушкоджених місць.

Виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15м/сек. і більш, при ожеледі, грозі, дощі, снігопаді або тумані, що виключає видимість у межах фронту робіт, не можна. Роботи з переміщення й монтажу панелей і аналогічних елементів, що мають велику парусність, при швидкості вітру від 10 м/сек. і більш робити забороняється.

7.2.4. Пожежна безпека на будівельному майданчику

На будівельних майданчиках пожежі відбуваються в результаті недотримання запобіжних засобів.

1. При електричному і газовому зварюванні.
2. Неправильній експлуатації електромереж.
3. Необережному поводженні з вогнем.
4. Несправності опалювальних приладів.
5. Самозайманні матеріалів.

Місця проведення зварювальних та ін. вогняних робіт (пов'язаних з нагріванням деталей до температур, здатних викликати запалювання матеріалів і конструкцій) можуть бути тимчасовими і постійними, коли вогняні роботи проводяться безпосередньо в будівлях, житлових будинках та інших спорудах, які будуються або експлуатуються та на територіях підприємств для ремонту устаткування або монтажу будівельних конструкцій.

До проведення зварювальних та ін. вогняних робіт допускаються особи, які пройшли в установленому порядку перевірку знань вимог пожежної безпеки, про що свідчить спеціальний талон.

Місця проведення тимчасових зварювальних та ін. вогняних робіт можуть визначатися тільки письмовим дозволом особи, відповідальної за пожежну безпеку об'єкта, - керівника установи, цеха, лабораторії, майстерні, складу і т.п.

Вогняні роботи без отримання письмового дозволу можуть проводитися на будівельних майданчиках і в місцях, безпечних в пожежному відношенні, тільки фахівцями високої кваліфікації, обізнаними з програмою пожежно-технічного мінімуму. Список фахівців, допущених до самостійного проведення вогняних робіт без отримання письмового дозволу, оголошується керівником об'єкта.

Приступати до вогняних робіт дозволяється тільки після узгодження їх із пожежною охороною і виконання заходів, передбачених в дозволі на проведення вогняних робіт (наявність засобів пожежегасіння, очищення робочого місця від матеріалів, які згорають, захист конструкцій, які згорають).

Керівник об'єкта або посадова особа, відповідальна за пожежну безпеку приміщення (території, установи і т.п.), повинні забезпечити перевірку місця проведення тимчасових вогняних робіт протягом 3-5 годин після їх закінчення.

Тимчасові місця проведення вогняних робіт і місця установки зварювальних апаратів, балонів з газами і ємностей із горючою рідиною повинні бути очищені від горючих матеріалів в радіусі не менше 5 м.

Переносні ацетиленові генератори для роботи слід встановлювати на відкритих майданчиках. Допускається тимчасова їх робота в добре провітрюваних приміщеннях. Ацетиленові генератори необхідно обгороджувати і розміщувати на відстані не менше 10 м від місць проведення зварювальних робіт, від відкритого вогню і сильно нагрітих предметів, від місць забору повітря компресорами і вентиляторами. При установці ацетиленового генератора вивішуються написи "Вхід стороннім заборонений - вогнебезпечно", "Не палити", "Не проходити з вогнем".

7.2.5. Безпека праці при виконанні земляних робіт

Початку земляних робіт повинні передувати розробка і затвердження проекту виконання робіт. Для забезпечення безпеки здійснення процесу необхідно дотримуватись загальних і спеціальних вимог з: технічної експлуатації машин, установок і обладнання; роботи в зоні розташування діючих підземних комунікацій, розробки виїмок з укосами і закріпленнями, правилами розробки ґрунту механізмами, електробезпечні в умовах будівельного майданчика і т. п.

Технічний стан машин треба регулярно перевіряти згідно з встановленими термінами щодня до початку робіт. Виявлені несправності слід вчасно усувати. У процесі роботи екскаватор необхідно розташовувати на вирівняному місці стоянки і переміщувати тільки по рівній поверхні, а при слабких ґрунтах - по настилах з колод або залізобетонних плит.

Під час роботи екскаватора забороняється перебування людей у зоні розвороту стріли плюс 5 м і в межах призми обвалення. При навантаженні автотранспорту ківш повинен подаватися з бічної чи задньої сторони, а не над кабіною водія.

Під час роботи бульдозера забороняється повертати його із заглибленим або завантаженим відвалом, щоб уникнути перекидання чи поломки. Не допускається переміщувати бульдозером ґрунт на підйом більше 100 і під ухил більше 300, а також висовувати відвал за брівку укосу виїмки. По нерівній дорозі і пересіченій місцевості переміщувати бульдозер можна тільки при низьких передачах двигуна.

У зоні розташування діючих комунікацій земляні роботи виконують тільки після одержання письмового дозволу організації, яка відповідає за експлуатацію, і в присутності її працівників. До початку робіт підземні комунікації повинні бути відшурфовані вручну, огорожені, тимчасово закріплені чи перенесені. У разі виявлення у вибої не позначених у проекті комунікацій і вибухонебезпечних предметів або таких, що мають археологічну цінність, необхідно негайно припинити роботи до одержання офіційного дозволу відповідних організацій.

При розробці котлованів і траншей у місцях, де відбувається рух людей і транспорту, треба встановлювати огороження з попереджувальними написами. У нічний час такі ділянки освітлюють.

Не слід допускати стоянку і рух машин, устаткування, а також розміщення матеріалів, конструкцій, деталей і виробів у межах призми обвалення ґрунту, не розкріплених укосів траншей і котлованів.

7.3. Техніка безпеки при виконанні бетонних робіт

Бетонні роботи

При подачі, укладанні й догляді за бетоном, заготівлі й установці арматури, а також установці й розбиранню опалубки необхідно передбачати заходи щодо попередження впливу на працівників наступних небезпечних і шкідливих виробничих факторів, пов'язаних з характером роботи:

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більше;
- конструкції, що пересуваються, і вантажі;
- обвалення незакріплених конструкцій і вантажів;
- падіння вище розташованих матеріалів й інструмента;
- перекидання машин, падіння їхніх частин;
- підвищена напруга в електричному ланцюзі, замикання яке може пройти через тіло людини.

При наявності небезпечних виробничих факторів безпека монтажних робіт повинна бути забезпечена на підставі виконання наступних рішень, що втримуються в організаційно-технічній документації, по охороні праці:

- визначення марки крана, місця установки й небезпечних зон при його роботі;
- визначення засобів механізації для транспортування, подачі й укладання бетонної суміші;
- визначення несучої здатності й розробки проекту опалубки, а так само послідовності її установки й порядку розбирання;
- забезпечення безпеки робочих місць на висоті;

- розробка заходів і засобів по догляду за бетоном у холодну й теплу пору року.

При монтажі опалубки, а також установки арматурних каркасів варто керуватися наступними вимогами:

- на захватці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб;

- при зведенні будинку забороняється виконувати роботи, пов'язані зі знаходженням людей в одній захватці, над якою виробляється переміщення, монтаж, установка й тимчасове закріплення елементів конструкцій;

- монтаж конструкцій кожного вище лежачого поверху багатопверхового будинку варто робити після закріплення всіх установлених монтажних елементів по проекті й досягнення бетоном несучих конструкцій міцності, зазначеної в ПВР;

- монтаж сходових маршів і площадок будинку повинен здійснюватися одночасно з монтажем конструкцій будинку. На змонтованих сходових маршах варто негайно встановлювати огороження;

- розміщення на опалубці встаткування й матеріалів не передбачених ПВР, а також знаходження людей, що безпосередньо не беруть участь у провадженні робіт на встановлених конструкціях опалубки, не допускається.

Для переходу працівників з одного робочого місця на інше необхідно застосовувати сходи, перехідні містки й трапи, що відповідають вимогам [29].

При пристрої опалубки стін необхідно передбачати пристрій робочих настилів шириною не менш 0.8 м з огороженнями.

Опалубка перекриттів повинна бути обгороджена по всьому периметру. Всі отвори в робочій підлозі опалубки повинні бути закриті. При необхідності залишати ці отвори відкритими їх варто затягувати дротяною сіткою.

Ходити по покладених арматурах допускається тільки по спеціальних настилах шириною не менш 0.6 м, покладеним на арматурний каркас.

Знімні вантажозахватні пристрої, стропи й тара, призначені для подачі бетону вантажопідйомними кранами, повинні бути виготовлені й оглянуті згідно [30].

Естакада для подачі бетонної суміші автосамоскида повинна бути обладнана відбійними брусами. між відбійними брусами й огороженнями повинні бути передбачені проходи не менш 0.6м. На тупикових естакадах повинні бути встановлені поперечні бруси.

При очищенні кузова автосамоскида від залишків бетонної суміші працівника забороняється перебуває в кузові транспортного засобу.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати із урахуванням умов їхнього підйому, складування й транспортування до місця монтажу.

Бункери (бадді) для бетонної суміші повинні відповідати вимогам державних стандартів. Переміщення завантаженої або порожньої бункери дозволяється тільки при закритому затворі.

При укладанні бетону з бункера відстань між нижньою крайкою бункера й раніше покладеного бетону повинне бути не більше 1м, якщо інші відстані не передбачені ПВР.

Щодня перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевірити стан тари, опалубки й засобів підмащення.

При установці елементів опалубки в кілька ярусів кожен наступний ярус варто встановлювати після закріплення нижнього.

Розбирання опалубки повинна виконуватися після досягнення бетоном заданої міцності.

При розбиранні опалубки необхідно приймати міри проти випадкового падіння елементів опалубки, обвалення підтримуючих лісів і конструкцій.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведуче проведення не допускається, а при перервах і переході на інше місце вібратори необхідно відключати.

Висновки

Спроековано санітарно-будівельний комплекс у якому визначено, в залежності від виду плит перекриття, який варіант економічно-доцільніший, беручи до уваги фактичні витрати бетону та арматури, а також трудомісткість і вартість виконаних робіт, монолітний чи збірний. Було розглянуто декілька варіантів улаштування плит перекриття: збірні пустотні та ребристі монолітні.

Визначено економічний ефект та збудовано графік організації робіт. Розглянуто два графіка організації робіт з улаштування плит перекриття та вибрано найбільш ефективний, за рахунок цього отримано економічний ефект.

Перелік посилань

1. СНіП II -3-79** « Норми проектування»
2. СНіП 3,02,01-87 земляні роботи
3. СНіП II-21-75 «Бетонні і залізобетонні конструкції. Норми проектування»;
4. СНіП III-15-76 «Бетонні і залізобетонні конструкції монолітні»;
5. ГОСТ 10922-75 «Арматура і заставні деталі зварні для залізобетонних конструкцій. Технічні вимоги»;
6. СНіП 3.04.02 - 87 "Ізоляційні і обробні покриття";
7. Сніп 2.08.02-89* «Громадські будівлі та споруди»
8. Сніп 2.01.02-85 «Протипожежні норми»
9. Сніп 21-01-97 « Пожежна безпека будинків і споруд»
10. Сніп 2.03.11-85 «Захист будівельних конструкцій від корозії»;
11. Сніп 3.04.03-85 «Захист будівельних конструкцій і споруд від корозії»;
12. ДБН В.2.6-31:2006 «Тепловая изоляция сооружений»:
 - 12.1. Додаток В;
 - 12.2 Додаток Е;
 - 12.3 Додаток Л;
 - 12.4 Додаток К;
13. ГОСТ 3262-75* «Трубы сталеві водогазопровідні»;
14. ГОСТ 10704-91 «Трубы сталеві електрозварні прямошовні»;
15. ГОСТ 12.4.026 «Сигнальні кольори і знаки безпеки»;
16. ДСТУ БВ.2.1-2-96. «Основи та підвалини будинків і споруд. Грунти. Класифікація.»
17. СНіП II-17-77. Свайні фундаменти. Норми проектування. – М.: Стройиздат, 1978.
18. СНіП 3.02.01-83. Осноиа і фундаменти. Норми проектування. – М.: Стройиздат, 1983.
19. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. В.А. Зурнаджи, В.В. Николаев .— М.: Высшая школа, 1987. – 416 с.
20. ДБН В.1.2-2:2006 „ Навантаження і дії ”
21. Мандриков А.П. Примеры расчёта железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1980. – 506 с.
22. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. Учебник для вузов. — 4-е изд., перераб.— М.: Стройиздат, 1985.—728с.
23. Расчёт и конструирование частей жилых и общественных зданий: Справочник проектировщика / П. Ф. Вахненко, В. Г. Хилобок, Н. Т. Андрейко, М. Л. Яровой; Под ред. П. Ф. Вахненко.— К.: Будівельник, 1987.— 424 с
24. ДБН А.3.1-5-96(п.3). «Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні.»
25. Проектування залізобетонних конструкцій: Справочное пособие / под ред.: Гольшев А. Б., Багинский В. Я., Полищук В. П., Харченко А. В., Руденко И. В.— К.: Будівельник, 1991.— 580 с.
26. СНіП 2.03.01-84* «Бетонні і залізобетонні конструкції»
27. ДБН А.31-5-96. «Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва»

28. Технологія будівельного виробництва: Підручник/М.Г. Ярмоленко, Є.Г. Романушко, В.І. Терновий та ін.; за ред. М.Г. Ярмоленка. – 2-ге вид., допов. І переробл.- К.: Вища шк., 2005. – 342с.:іл.
29. СНіП 12-03-02 «Нормативна документація в будівництві»
30. ПБ-10-382 «Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів»
31. СНіП 2.11.01-85.* «Складські будівлі.»
32. ГОСТ 12.3.009-76 «Система стандартів безпеки праці. Роботи вантажно-розвантажувальні Загальні вимоги безпеки».
33. СНіП 3-4-80 «Техніка безпеки в будівництві»
34. ГОСТ 23407-78 «Огородження інвентарні будівельних майданчиків і ділянок виробництва будівельно-монтажних робіт. Технічні умови»
35. ДСТУ БА.2.4.-4-99. «Основні вимоги до проектної та робочої документації.»
36. ДБН Д 1.1-1-2000 (2004) «Правила визначення вартості в будівництві»
37. ГОСТ 21.002.81. «Нормоконтроль проектно - сметной документации.»
38. Посібник до ДБН А.3.1-5-96. «По розробленню проектів організації будівництва та проектів виконання робіт.»
39. ДСТУ 2293-93 «Охорона праці. Терміни та визначення»
40. СНіП 12-03-01 «Безпека праці в будівництві»
41. ГОСТ 12.1.004-91 «Система стандартів безпеки праці. Пожежна безпека»
42. ГОСТ 12.1.010-76 «Система стандартів безпеки праці. Вибухобезпека».
43. ГОСТ 21807 «Бункера (бадді) переносні місткістю до 2 м для бетонних сумішей»
44. Жидецький В.Ц. Основи охорони праці. Підручник. – Львів: - 2002. - 320с.

Додаток 1

(найменування об'єкта будівництва)

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС №

Будівництво санітарно-побутового корпусу

(найменування будинку, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість 20 640.240 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 56.703 тис. люд.год.
 Кошторисна заробітна плата 5 266.581 тис. грн.
 Вимірник одиничної вартості _____

Складений в поточних цінах станом на 27.07.2019

Ч.ч.	№ коштор. і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудомісткість тис.люд.год.	Коштор. заробіт. плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості тис. грн.	
			будівельних робіт	устаткування меблів інвентарю	Всього				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1		1. Фундамент	3 951.487		3 951.487	12.923	1 151.019		
2		2. Каркас	5 948.842		5 948.842	7.904	775.553		
3		3. Фасад, покрівля і прорізи	10 739.911		10 739.911	35.876	3 340.009		
4		Всього по кошторису:	20 640.240		20 640.240	56.703	5 266.581		
		Розподіл витрат труда за видами будівництва для розрахунку кошторисного прибутку:							
		Об'єкти, що за класом наслідків (відповідальності) належать до об'єктів з середніми наслідками (СС2)						56.604	
		Ремонтні та реставраційно-відновлювальні роботи на пам'ятках архітектури та містобудування, вартість яких визначається за збірниками РЕКНрв № № 4,6,7,10,11,16,19,21						0.099	
		Розподіл витрат труда за видами будівництва для розрахунку адміністративних витрат:							

1	2	3	4	5	6	7	8	9
		Об'єкти, що за класом наслідків (відповідальності) належать до об'єктів з середніми наслідками (СС2)					56.604	
		Ремонтні та реставраційно-відновлювальні роботи на пам'ятках архітектури та містобудування					0.099	

[підпис (ініціали, прізвище)]

[підпис (ініціали, прізвище)]

Склав

Лясога Д.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

доц. Вигодін М.О.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

(найменування об'єкта будівництва)

ВІДОМІСТЬ РЕСУРСІВ

до Договірної ціни

Ч.ч.	Шифр ресурсу	Найменування	Одиниця виміру	Кількість	Поточна ціна за одиницю грн.	у тому числі			
						Відпуск. ціна грн.	Трансп. складова грн.	Загот. склад. грн.	
						Всього, грн.	Всього, грн.	Всього, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
I. Витрати труда									
1	1	Витрати труда робітників-будівельників	люд.год.	47 783.83	85.73	-	-	-	-
2		Середній розряд робіт, що виконуються робітниками-будівельниками	розряд	3.4	-	-	-	-	-
3	3	Витрати труда робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	люд.год.	3 330.24	110.8737	-	-	-	-
4		Середній розряд ланки робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	розряд	5.2	-	-	-	-	-
5		Витрати труда робітників, заробітна плата яких передбачена в загальновиробничих витратах	люд.год.	5 588.76	143.2799	-	-	-	-
6		Витрати труда робітників, заробітна плата яких передбачена в витратах на тимчасові будівлі та споруди	люд.год.	850.54	-	-	-	-	-
		Разом загальна кошторисна трудомісткість у тому числі	люд.год.	57 553.37	92.8804	-	-	-	-
		- нормативної трудомісткості	люд.год.	-	-	-	-	-	-
		- розрахункової трудомісткості	люд.год.	51 114.07	-	-	-	-	-
		Середній розряд робіт	розряд	6 439.3	-	-	-	-	-
				3.4	-	-	-	-	-
II. Будівельні машини та механізми									
1	СН201-12	Автомобілі бортові, вантажопідйомність 5 т	маш-год	247.36	256.95	-	-	-	-
2	СН203-101	Автовантажувачі, вантажопідйомність 5 т	маш-год	2.841	63 559	-	-	-	-
3	СН211-201	Бетононасоси при роботі на будівництві тунелів, подача 10 м3/год [пересувні]	маш-год	920.15	329.37	-	-	-	-
4	СН207-148	Бульдозери, потужність 59 кВт [80 к.с.]	маш-год	53.976	936	-	-	-	-
5	СН206-248	Екскаватори одноковшові дизельні на гусеничному ході, місткість ковша 0,65 м3	маш-год	171.743	306.79	-	-	-	-
6	СН212-906	Котки дорожні самохідні вібраційні гладковальцеві, маса 8 т	маш-год	37.752	282 293	-	-	-	-
7	СН202-128	Крани баштові, вантажопідйомність 5 т	маш-год	125.642	359.71	-	-	-	-
8	СН202-1141	Крани на автомобільному ході, вантажопідйомність 10 т	маш-год	654.724	19 416	-	-	-	-
					472.33	-	-	-	-
					81 120	-	-	-	-
					298.88	-	-	-	-
					11 283	-	-	-	-
					234.93	-	-	-	-
					29 517	-	-	-	-
					411.89	-	-	-	-
					269 674	-	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9
9	СН203-1090	Підіймачі вантажопасажирські, вантажопідйомність 0,8 т	маш-год	6.69	149.73 1 002	-	-	-
10	СН203-1080	Підіймачі щоглові будівельні, вантажопідйомність 0,5 т	маш-год	166.024	113.50 18 844	-	-	-
11	СН211-251	Розчинонасос, продуктивність 1 м3/год	маш-год	128.83	93.55 12 052	-	-	-
		Разом	грн.	-	789 695	-	-	-
		Бензин	кг	759.3946	31.27		23 746.5408	
		Дизельне паливо	кг	5 604.1413	25.61		143 523.9653	
		Електроенергія	квт.г.	39 197.0677	2.1108		82 733.5799	
		Масильні матеріали	кг	537.4523	65.49		35 201.4754	
		Гідравлічна рідина	кг	89.2332	72.90		6 505.7322	

III.Механізований інструмент

1	СН211-101	Бадді, місткість 2 м3	маш-год	312.741				
2	СН270-50	Вібратори для усіх видів будівництва, крім гідротехнічного	маш-год	1 143.131				
3	СН270-116	Вібратори поверхневі	маш-год	455.945				
4	СН270-115	Дрилі електричні	маш-год	117.054				
5	СН200-40	Котел електричний бітумний, місткість 1 м3	маш-год	60.48				
6	СН270-108	Котли бітумні пересувні, місткість 400 л	маш-год	112.065				
7	СН270-123	Люльки двомісні самопідйомні, вантажопідйомність 300/500 кг	маш-год	2 587.078				
8	СН270-224	Пальник газопламеневий	маш-год	136.44				
9	СН270-135	Перфоратори електричні	маш-год	14.73				
10	СН270-126	Фарборозпилювачі ручні	маш-год	317.107				
11	СН270-119	Шуруповерти	маш-год	12.045				
		Разом вартість ресурсів, спожитих механізованим інструментом і врахованих в вартості матеріалів	грн.	-	12 973			
		Електроенергія	квт.г.	4 123.3112	2.1108		8 703.4853	
		Масильні матеріали	кг	40.7277	65.49		2 667.2554	
		Дрова	м3	13.4478	119.13		1 602.0364	

IV.Будівельні матеріали, вироби та конструкції

1	С111-307	Ізол [12.0км; 136.50 грн/т * 0.00141 т]	м2	12 074.4	29.78 359 576	29.01 350 278	0.19 2 294	0.58 7 003
2	С111-2016-2	Акрилова фарба Ceresit СТ 42 [12.0км; 170.89 грн/т * 0.0014 т]	л	4.55619	81.84 373	80.00 364	0.24 1	1.60 7
3	С111-72	Бітуми нафтові ізоляційні, марка БНИ-IV-3, БНИ-IV, БНИ-V [12.0км; 195.19 грн/т * 1.03 т]	т	2.3736	10 631.74 25 235	10 222.22 24 263	201.05 477	208.47 495
4	С111-73	Бітуми нафтові будівельні, марка БН-90/10 [12.0км; 195.19 грн/т * 1.03 т]	т	0.3856	14 527.57 5 602	14 041.67 5 414	201.05 78	284.85 110
5	С111-78	Бітуми нафтові покрівельні, марка БНК-45/180 [12.0км; 195.19 грн/т * 1.05 т]	т	0.9	11 193.88 10 074	10 769.44 9 692	204.95 184	219.49 198

1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	C111-1600	Бензин розчинник [12.0км; 170.89 грн/т * 1.13 т]	т	5.5728	52 411.26 292 077	51 190.48 285 274	193.11 1 076	1 027.67 5 727
7	C123-178	Блоки балконні дверні для житлових будівель з подвійним склінням із спареними полотнами однопольні, БС 22-7,5, площа 1,57 м2 [12.0км; 132.11 грн/т * 0.042 т]	м2	420.0	5 113.02 2 147 468	5 007.21 2 103 028	5.55 2 331	100.26 42 109
8	C123-2	Блоки віконні для житлових будівель з подвійним склінням із спареними стулками одностулчасті, ОС 9-9, площа 0,75 м2 [12.0км; 132.11 грн/т * 0.032 т]	м2	150.0	4 071.14 610 671	3 987.08 598 062	4.23 634	79.83 11 974
9	C111-91	Болти із шестигранною головкою, діаметр різьби 12-[14] мм [12.0км; 136.50 грн/т * 1.12 т]	т	0.0117	41 607.61 487	40 638.89 475	152.88 2	815.84 10
10	C112-25	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм, III сорт [12.0км; 140.54 грн/т * 0.61 т]	м3	1.287	3 968.59 5 108	3 805.04 4 897	85.73 110	77.82 100
11	C111-253	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1 [12.0км; 170.89 грн/т * 1.0 т]	т	0.2691	4 659.47 1 254	4 397.22 1 183	170.89 46	91.36 25
12	C142-10-2	Вода	м3	517.2	9.58000 4 955	9.58000 4 955	-	-
13	C111-219	Гіпсові в'язучі Г-3 [12.0км; 131.18 грн/т * 1.01 т]	т	0.31422	2 600.14 817	2 416.67 759	132.49 42	50.98 16
14	C111-322	Гас для технічних цілей, марка КТ-1, КТ-2 [12.0км; 170.89 грн/т * 1.03 т]	т	2.6664	39 096.74 104 248	38 154.12 101 734	176.02 469	766.60 2 044
15	C111-115	Гвинти з напівкруглою головкою, довжина 50 мм [12.0км; 136.50 грн/т * 1.12 т]	т	0.0063	42 568.11 268	41 580.56 262	152.88 1	834.67 5
16	C111-196-ЦГ	Герметик Карболан [12.0км; 170.89 грн/т * 0.0013 т]	кг	17.67	102.22 1 806	100.00 1 767	0.22 4	2.00 35
17	C111-1614	Герметик, марка У-30М [12.0км; 170.89 грн/т * 0.00142 т]	кг	83.1	656.14 54 525	643.03 53 436	0.24 20	12.87 1 069
18	C111-2014-1	Грунтовка універсальна глибокопроникна Ceresit СТ 14 [12.0км; 170.89 грн/т * 0.001 т]	л	660.0	51.17 33 772	50.00 33 000	0.17 112	1.00 660
19	C111-1624-2	Грунтовки глибокого проникнення [12.0км; 170.89 грн/т * 0.0012 т]	л	1 007.0751	51.21 51 572	50.00 50 354	0.21 211	1.00 1 007
20	C111-1626-1	Дисперсія полівінілацетатна непластифікована [12.0км; 170.89 грн/т * 0.00126 т]	кг	1 504.8	153.22 230 565	150.00 225 720	0.22 331	3.00 4 514
21	C112-73	Дошки необрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, усі ширини, товщина 25 мм, III сорт [12.0км; 140.54 грн/т * 0.61 т]	м3	0.00465	3 649.37 17	3 492.08 16	85.73	71.56

1	2	3	4	5	6	7	8	9
22	C112-82	Дошки необрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, усі ширини, товщина 44 мм і більше, IV сорт [12.0км; 140.54 грн/т * 0.61 т]	м3	0.1025	2 661.75 273	2 523.83 259	85.73 9	52.19 5
23	C112-53	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 25 мм, III сорт [12.0км; 140.54 грн/т * 0.61 т]	м3	0.234	4 167.44 975	4 000.00 936	85.73 20	81.71 19
24	C112-61	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 44 мм і більше, III сорт [12.0км; 140.54 грн/т * 0.61 т]	м3	3.861	3 945.84 15 235	3 782.74 14 605	85.73 331	77.37 299
25	C111-823	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення чорний, діаметр 3 мм [12.0км; 125.19 грн/т * 1.0 т]	т	0.00082	17 735.56 15	17 262.61 14	125.19	347.76
26	C111-824	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення чорний, діаметр 6,0-6,3 мм [12.0км; 125.19 грн/т * 1.0 т]	т	0.00164	16 551.38 27	16 101.65 26	125.19	324.54 1
27	C111-1608	Дрантя [12.0км; 243.55 грн/т * 0.00113 т]	кг	94.489	9.98 943	9.50 898	0.28 26	0.20 19
28	C111-150	Дюбелі з каліброваною головкою [розсіпом] 4x100 мм [12.0км; 136.50 грн/т * 1.12 т]	т	0.15204	26 441.00 4 020	25 769.67 3 918	152.88 23	518.45 79
29	C111-309	Канати прядив'яні просочені [12.0км; 136.50 грн/т * 1.01 т]	т	0.01476	72 673.96 1 073	71 111.11 1 050	137.87 2	1 424.98 21
30	C111-797	Катанка гарячекатана у мотках, діаметр 6,3-6,5 мм [12.0км; 125.19 грн/т * 1.0 т]	т	0.00378	18 232.69 69	17 750.00 67	125.19	357.50 1
31	C112-8	Лісоматеріали круглі хвойних порід для будівництва, довжина 3-6,5 м, діаметр 14-24 см [12.0км; 140.54 грн/т * 0.71 т]	м3	4.212	2 071.76 8 726	1 931.36 8 135	99.78 420	40.62 171
32	C111-594	Мастика бітумна покрівельна гаряча [12.0км; 170.89 грн/т * 1.01 т]	т	4.518	17 601.05 79 522	17 083.33 77 182	172.60 780	345.12 1 559
33	C111-1693	Мастика бітумно-гумова покрівельна [12.0км; 170.89 грн/т * 1.13 т]	т	25.3872	33 850.68 859 374	32 993.83 837 621	193.11 4 903	663.74 16 851
34	C111-612	Мастика морозостійка бітумно-масляна МБ-50 [12.0км; 170.89 грн/т * 1.13 т]	т	10.122	28 530.31 288 784	27 777.78 281 167	193.11 1 955	559.42 5 662
35	C111-623	Мило тверде господарське 72% [12.0км; 170.89 грн/т * 0.0004 т]	шт	3.0	9.88 30	9.62 29	0.07	0.19 1
36	C1550-38	Монтажна піна Ceresit TS 62 професійна універсальна [12.0км; 170.89 грн/т * 0.00092 т]	балон	108.351	180.47 19 554	176.77 19 153	0.16 17	3.54 384

1	2	3	4	5	6	7	8	9
37	C111-1604	Папір шліфувальний [12.0км; 243.55 грн/т * 0.00008 т]	м2	50.78	148.28 7 530	145.35 7 381	0.02 1	2.91 148
38	C114-7-У	Плити мінераловатні ламельні підвищеної жорсткості, тип Б125 [12.0км; 163.57 грн/т * 0.164 т]	м3	360.0	5 579.17 2 008 501	5 442.94 1 959 458	26.83 9 659	109.40 39 384
39	C111-1726	Плитки керамічні для підлог гладкі неглазуровані багатобарвні квадратні та прямокутні [12.0км; 151.66 грн/т * 0.0351 т]	м2	3 636.3	146.99 534 500	138.79 504 682	5.32 19 345	2.88 10 473
40	C111-782	Поковки з квадратних заготовок, маса 1,8 кг [12.0км; 136.50 грн/т * 1.12 т]	т	0.14436	25 089.27 3 622	24 444.44 3 529	152.88 22	491.95 71
41	C1550-50	Полімерцементна шпаклівка Ceresit CD 24 [12.0км; 170.89 грн/т * 0.00101 т]	кг	10 474.0	25.67 268 868	25.00 261 850	0.17 1 781	0.50 5 237
42	C111-1746	Прокладки гумові [пластина технічна пресована] [12.0км; 136.50 грн/т * 0.00126 т]	кг	87.0	88.29 7 681	86.39 7 516	0.17 15	1.73 151
43	C1546-66	Пропан-бутан технічний [12.0км; 170.89 грн/т * 0.01856 т]	м3	324.0	27.36 8 865	23.65 7 663	3.17 1 027	0.54 175
44	C1425- 11683	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М100 [12.0км; 121.75 грн/т * 2.2 т]	м3	0.3936	1 506.54 593	1 209.15 476	267.85 105	29.54 12
45	C1425- 11684	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М150 [12.0км; 121.75 грн/т * 2.2 т]	м3	258.709	1 705.46 441 218	1 404.17 363 271	267.85 69 295	33.44 8 651
46	C1425- 11685	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М200 [12.0км; 121.75 грн/т * 2.2 т]	м3	47.0628	1 868.66 87 944	1 564.17 73 614	267.85 12 606	36.64 1 724
47	C1425- 11680	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М25 [12.0км; 121.75 грн/т * 2.2 т]	м3	60.25	1 132.03 68 205	841.98 50 729	267.85 16 138	22.20 1 338
48	C1425- 11687	Розчин готовий кладковий важкий цементно- вапняковий, марка М25 [12.0км; 121.75 грн/т * 2.2 т]	м3	24.06	1 501.77 36 133	1 204.47 28 980	267.85 6 444	29.45 709
49	C1425- 11702	Розчин готовий опоряджувальний цементно- вапняковий 1:1:6 [12.0км; 121.75 грн/т * 2.2 т]	м3	97.9319	1 464.12 143 384	1 167.56 114 341	267.85 26 231	28.71 2 812
50	C111-857	Руберойд підкладний з пилоvidною засипкою РПП- 300Б [12.0км; 170.23 грн/т * 0.00126 т]	м2	2 070.0	17.89 37 032	17.33 35 873	0.21 435	0.35 724
51	C111-852	Руберойд покрівельний з крупнозернистою засипкою РКК-350Б [12.0км; 170.23 грн/т * 0.00253 т]	м2	2 034.0	12.77 25 974	12.09 24 591	0.43 875	0.25 509
52	C111-856	Руберойд покрівельний з пилоvidною засипкою РКП- 350Б [12.0км; 170.23 грн/т * 0.00175 т]	м2	1 980.0	10.43 20 651	9.93 19 661	0.30 594	0.20 396
53	C111-1757	Рядно [12.0км; 170.89 грн/т * 0.0003 т]	м2	115.83	23.29 2 698	22.78 2 639	0.05 6	0.46 53

1	2	3	4	5	6	7	8	9
54	C111-874	Сітка дротяна ткани з квадратними чарунками N 05 без покриття [12.0км; 125.19 грн/т * 0.0011 т]	м2	290.1298	72.33 20 985	70.77 20 532	0.14 41	1.42 412
55	C111-1764	Свердла кільцеві алмазні, діаметр 45 мм [12.0км; 136.50 грн/т * 0.00052 т]	шт	0.0063	566.17 4	555.00 3	0.07	11.10
56	C111-1256	Скло листове, 1 група, товщина 5 мм, марка М4 [12.0км; 161.59 грн/т * 0.0158 т]	м2	306.0	145.84 44 627	140.43 42 972	2.55 780	2.86 875
57	C1113-177	Сополімер БМК-5, марки А, Б [12.0км; 170.89 грн/т * 1.19 т]	т	0.4128	261 930.93 108 125	256 591.67 105 921	203.36 84	5 135.90 2 120
58	C111-1843	Сталеві деталі риштувань [12.0км; 107.14 грн/т * 1.0 т]	т	0.02952	60 215.95 1 778	59 660.55 1 761	107.14 3	448.26 13
59	C1424-11633	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача 10 мм і менше [12.0км; 121.75 грн/т * 2.4 т]	м3	0.156	1 683.93 263	1 358.71 212	292.20 46	33.02 5
60	C1424-11608	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В3,5 [М50], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм [12.0км; 121.75 грн/т * 2.4 т]	м3	1 525.92	1 340.96 2 046 198	1 022.47 1 560 207	292.20 445 874	26.29 40 116
61	C1424-11598	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В7,5 [М100], крупність заповнювача більше 40 мм [12.0км; 121.75 грн/т * 2.4 т]	м3	1 193.4	1 359.99 1 623 012	1 041.12 1 242 473	292.20 348 711	26.67 31 828
62	C1418-8847	Сходові марші з чистою бетонною поверхнею під розрахункове навантаження 360 кгс/м2 [12.0км; 98.16 грн/т * 0.47 т]	м2	270.0	865.57 233 704	802.46 216 664	46.14 12 458	16.97 4 582
63	C1418-8849	Сходові площадки, товщина 13 см, з бетонною підлогою, що не потребує опорядження [12.0км; 98.16 грн/т * 0.5 т]	м2	108.0	700.51 75 655	637.69 68 871	49.08 5 301	13.74 1 484
64	C111-1762	Толь з крупнозернистою посипкою гідроізоляційна, марка ТГ-350 [12.0км; 170.23 грн/т * 0.0007 т]	м2	5 302.0	10.38 55 035	10.06 53 338	0.12 636	0.20 1 060
65	C111-179	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,6x50 мм [12.0км; 136.50 грн/т * 1.12 т]	т	0.321014	41 976.51 13 475	41 000.56 13 162	152.88 49	823.07 264
66	C111-181	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x60 мм [12.0км; 136.50 грн/т * 1.12 т]	т	0.00492	38 334.71 189	37 430.17 184	152.88 1	751.66 4
67	C1422-11092	Цегла силікатна одинарна повнотіла лицьова незабарвлена, розміри 250x120x65 мм, марка М150 [12.0км; 114.74 грн/т * 3.7 т]	1000шт	25.664	4 211.69 108 089	3 704.57 95 074	424.54 10 895	82.58 2 119
68	C111-2015-6	Шпаклівка фасадна фінішна Ceresit СТ 225 [12.0км; 170.89 грн/т * 0.0011 т]	кг	3 168.0	51.19 162 170	50.00 158 400	0.19 602	1.00 3 168
69	C111-1895	Шпаклівка клейова [12.0км; 170.89 грн/т * 1.2 т]	т	0.1452	5 439.84 790	5 128.11 745	205.07 30	106.66 15

1	2	3	4	5	6	7	8	9
70	C111-1477	Шуруп з напівкруглою головкою, діаметр стрижня 2,5 мм, довжина 20 мм [12.0км; 136.50 грн/т * 1.12 т]	т	0.05835	25 885.44 1 510	25 225.00 1 472	152.88 9	507.56 30
71	C1421-9472	Щебінь із природного каменю для будівельних робіт, фракція 40-70 мм, марка М400 [12.0км; 170.79 грн/т * 1.5 т]	м3	0.099288	524.18 52	257.71 26	256.19 25	10.28 1
72	C123-515-У	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 40 мм [12.0км; 140.54 грн/т * 0.02 т]	м2	352.17	466.89 164 425	454.93 160 213	2.81 990	9.15 3 222
Разом			грн.	-	13 582 572	12 308 481	1 008 025	266 066
Підсумкові показники								
		Кошторисна трудомісткість (I)	люд.год.	57 553.37	5 266 581.0	-	-	-
		Будівельні машини та механізми (II)	грн.	-	789 695	-	-	-
		Будівельні матеріали, вироби та конструкції (III+IV)	грн.	-	13 595 545			

Поточні ціни матеріальних ресурсів прийняті станом на 27.07.2019

Склав

Лясота Д.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

доц. Вигодін М.О.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

ЗАМОВНИК: _____

ПІДРЯДНИК: _____

ДОГОВІРНА ЦІНА №

(найменування об'єкта будівництва, пускового комплексу, будинку, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в _____ році

Вид договірної ціни: "тверда договірна ціна"

Визначена згідно з ДСТУ Б Д.1.1-1:2013

Складена в цінах станом на 27.07.2019

Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис. грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	19 801.074 4 251.090 14 555.976 994.008	19 801.074 4 251.090 14 555.976 994.008	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	2 280.095	2 280.095	
3		Всього прямі і загальновиробничі витрати	22 081.169	22 081.169	
4	Розрахунок №2	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) - 1.5 %	331.218	331.218	
5	Розрахунок №5	Кошторисний прибуток (16.10 грн./люд.год.)	973.966	973.966	
6	Розрахунок №6	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (1.60 грн./люд.год.)	96.847		96.847
		Разом договірна ціна	23 483.200	23 386.353	96.847
7		Податок на додану вартість	4 696.640		4 696.640
		Всього договірна ціна	28 179.840	23 386.353	4 793.487

**Керівник підприємства
(організації) - замовника**

**Керівник (генеральної
підрядної організації)**

(підпис, ініціали, прізвище, печатка)

(підпис, ініціали, прізвище, печатка)

ЗАМОВНИК: _____

ПІДРЯДНИК: _____

ДОГОВІРНА ЦІНА №

(найменування об'єкта будівництва, пускового комплексу, будинку, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в _____ році

Вид договірної ціни: "тверда договірна ціна"

Визначена згідно з ДСТУ Б Д.1.1-1:2013

Складена в цінах станом на 27.07.2019

Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис. грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	18 481.825 4 096.588 13 595.538 789.699	18 481.825 4 096.588 13 595.538 789.699	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	2 158.415	2 158.415	
3		Всього прямі і загальновиробничі витрати	20 640.240	20 640.240	
4	Розрахунок №2	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) - 1.5 %	309.604	309.604	
5	Розрахунок №5	Кошторисний прибуток (16.10 грн./люд.год.)	925.673	925.673	
6	Розрахунок №6	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (1.60 грн./люд.год.)	92.048		92.048
		Разом договірна ціна	21 967.565	21 875.517	92.048
7		Податок на додану вартість	4 393.513		4 393.513
		Всього договірна ціна	26 361.078	21 875.517	4 485.561

**Керівник підприємства
(організації) - замовника**

**Керівник (генеральної
підрядної організації)**

(підпис, ініціали, прізвище, печатка)

(підпис, ініціали, прізвище, печатка)

(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи №

1. Фундамент. Будівництво санітарно-побутового корпусу

(найменування робіт і витрат, найменування будинку, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	3 957.762 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	12.944 тис. люд.год.
Кошторисна заробітна плата	1 153.284 тис. грн.
Середній розряд робіт	2.6 розряд

Складений в поточних цінах станом на 27.07.2019

Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год., не зайнятих обслуговуванням машин		
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини		
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати	на одиницю
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	E1-24-2	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 2	1000м3	4.48	2 417.25	2 417.25 886.50	10 829		10 829 3 972		8.6688	38.84
2	E1-17-8	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,65 [0,5-1] м3, група ґрунтів 2	1000м3	2.4822	24 098.97 1 247.56	22 830.44 8 211.95	59 818	3 097	56 670 20 384		16.7300 75.1854	41.53 186.63
3	E1-12-8	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,65 [0,5-1] м3, група ґрунтів 2	1000м3	2.4822	16 623.16 1 126.01	15 497.15 5 538.33	41 262	2 795	38 467 13 747		15.1000 49.5431	37.48 122.98

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
4	E1-163-2	Розробка ґрунту вручну в траншеях шириною понад 2 м і котлованах площею перерізу до 5 м2 з кріпленнями при глибині траншей і котлованів до 2 м, група ґрунтів 2	100м3	4.86	31 287.94 31 287.94		152 059	152 059		396.1000	1 925.05	
5	E6-3-2	Улаштування бетонних фундаментів загального призначення об'ємом до 25 м3	100м3	11.7	212 461.31 33 879.89	21 658.91 9 378.47	2 485 797	396 395	253 409 109 728	417.6000 79.0770	4 885.92 925.20	
6	E8-4-3	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 2 шари	100м2	24.1	21 935.95 2 769.79	832.52 398.42	528 656	66 752	20 064 9 602	31.7600 4.3092	765.42 103.85	
7	E1-166-2	Засипка вручну траншей, пазух котлованів і ям, група ґрунтів 2	100м3	15.6	11 865.88 11 865.88		185 108	185 108		165.2400	2 577.74	
8	E1-136-1	Ущільнення ґрунту основи під підлоги промислових цехів	100м2	31.2	361.64	361.64 158.26	11 283		11 283 4 938	1.4157	44.17	
Разом прямих витрат по кошторису:							3 474 812	806 206	390 722 162 371		10 233.14 1 421.67	
Разом прямі витрати							грн.	3 474 812				
в тому числі:												
вартість матеріалів, виробів і конструкцій							грн.	2 277 884				
всього заробітна плата							грн.		968 577			
Загальновиробничі витрати							грн.	482 950				
трудоємність в загальновиробничих витратах							люд-г					1 289.13
заробітна плата в загальновиробничих витратах							грн.		184 707			
ВСЬОГО по кошторису							грн.	3 957 762				
Кошторисна трудоємність							люд-г					12 944
Кошторисна заробітна плата							грн.		1 153 284			

Склав _____ Лясога Д.
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив _____ доц. Вигодін М.О.
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи №

2. Каркас. Будівництво санітарно-побутового корпусу

(найменування робіт і витрат, найменування будинку, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 7 389.771 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 10.859 тис. люд.год.
Кошторисна заробітна плата 1 071.831 тис. грн.
Середній розряд робіт 3.6 розряд

Складений в поточних цінах станом на 27.07.2019

Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год., не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	ЕД6-66-9	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, понад 500	100м3	6.49	172 313.89 13 949.82	21 475.30 10 159.10	1 118 317	90 534	139 375 65 933	162.0000 86.8000	1 051.38 563.33
2	Е7-21-1	Установлення сходових площадок з обпиранням на стіну при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100шт	0.24	356 526.84 21 850.41	18 106.11 10 257.32	85 566	5 244	4 345 2 462	253.7500 101.7574	60.90 24.42
3	Е7-21-3	Установлення сходових маршів при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100шт	0.3	845 011.34 36 458.97	27 530.07 15 677.13	253 503	10 938	8 259 4 703	423.4000 155.1297	127.02 46.54
4	ЕД6-66-16	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Перекриття безбалочні при площі між осями колон, м2, до 10	100м3	8.47	164 930.54 11 194.30	16 873.45 7 982.15	1 396 962	94 816	142 918 67 609	130.0000 68.2000	1 101.10 577.65
5	Е7-3-2	Укладання ригелів масою до 5 т при найбільшій масі елементів більше 5 т	100шт	1.59	540 181.98 47 670.90	72 804.66 34 344.88	858 889	75 797	115 759 54 608	527.8000 320.7915	839.20 510.06

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	E7-3-7	Укладання плит перекриття площею більше 5 м2 при найбільшій масі монтажних елементів більше 5 т	100штг	3.06	150 444.43 25 720.46	28 938.03 13 659.95	460 360	78 705	88 550 41 799	291.4500 129.9279	891.84 397.58
7	E12-1-6	Улаштування покрівель скатних із наплавлюваних матеріалів у два шари	100м2	18.0	6 213.96 1 968.98	252.14 127.27	111 851	35 442	4 539 2 291	21.8000 1.2096	392.40 21.77
8	E12-21-1	Грунтування основ із бетону або розчину під водоізоляційний покрівельний килим	100м2	18.0	3 170.50 592.41	15.42 7.38	57 069	10 663	278 133	7.0500 0.0798	126.90 1.44
9	E12-20-3	Улаштування пароізоляції прокладної в один шар	100м2	18.0	3 097.08 956.69	85.15 41.52	55 747	17 220	1 533 747	10.9700 0.4017	197.46 7.23
10	E12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар	100м2	18.0	124 005.46 5 820.71	388.79 197.24	2 232 098	104 773	6 998 3 550	63.6700 1.8756	1 146.06 33.76
11	E12-22-2	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних на кожний 1 мм зміни товщини	100м2	18.0	202.40 10.36	18.08 8.84	3 643	186	325 159	0.1400 0.0838	2.52 1.51
12	E8-22-5	Мурування стін із каменів легкобетонних з облицюванням у процесі мурування цеглою (керамічною)(силікатною) [в 1/2 цегли] товщиною 320 мм при висоті поверху до 4 м	м3	160.4	1 881.21 643.98	314.73 162.31	301 746	103 294	50 483 26 035	7.5700 1.6881	1 214.23 270.77
13	B21-1-1	Улаштування металевих інвентарних риштувань для виконання робіт із реставрації кладок і опорядження фасадів	м2вер.пр	82.0	132.20 91.31		10 840	7 487		1.0800	88.56
Разом прямих витрат по кошторису:							6 946 591	635 099	563 362 270 029		7 239.57 2 456.06
Разом прямі витрати						грн.	6 946 591				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів і конструкцій						грн.	5 748 130				
всього заробітна плата						грн.		905 128			
Загальновиробничі витрати						грн.	443 180				
трудомісткість в загальновиробничих витратах						люд-г					1 163.48
заробітна плата в загальновиробничих витратах						грн.		166 703			
ВСЬОГО по кошторису						грн.	7 389 771				
Кошторисна трудомісткість						люд-г					10 859
Кошторисна заробітна плата						грн.		1 071 831			

Склав

Лясота Д.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----

Перевірив

доц. Вигодін М.О.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи №

2. Каркас. Будівництво санітарно-побутового корпусу

(найменування робіт і витрат, найменування будинку, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 5 948.842 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 7.904 тис. люд.год.
Кошторисна заробітна плата 775.553 тис. грн.
Середній розряд робіт 3.5 розряд

Складений в поточних цінах станом на 27.07.2019

Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год., не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	ЕД6-66-9	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Колони і стійки рам при найменшій стороні поперечного перетину, мм, понад 500	100м3	6.49	172 313.89 13 949.82	21 475.30 10 159.10	1 118 317	90 534	139 375 65 933	162.0000 86.8000	1 051.38 563.33
2	Е7-21-1	Установлення сходових площадок з обпиранням на стіну при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100шт	0.24	356 526.84 21 850.41	18 106.11 10 257.32	85 566	5 244	4 345 2 462	253.7500 101.7574	60.90 24.42
3	Е7-21-3	Установлення сходових маршів при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100шт	0.3	845 011.34 36 458.97	27 530.07 15 677.13	253 503	10 938	8 259 4 703	423.4000 155.1297	127.02 46.54
4	ЕД6-66-16	Укладання бетонної суміші в конструкції бетононасосами. Перекриття безбалочні при площі між осями колон, м2, до 10	100м3	8.47	164 930.54 11 194.30	16 873.45 7 982.15	1 396 962	94 816	142 918 67 609	130.0000 68.2000	1 101.10 577.65
5	Е12-1-6	Улаштування покрівель скатних із наплавлюваних матеріалів у два шари	100м2	18.0	6 213.96 1 968.98	252.14 127.27	111 851	35 442	4 539 2 291	21.8000 1.2096	392.40 21.77

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	E12-21-1	Грунтування основ із бетону або розчину під водоізоляційний покрівельний килим	100м2	18.0	3 170.50 592.41	15.42 7.38	57 069	10 663	278 133	7.0500 0.0798	126.90 1.44
7	E12-20-3	Улаштування пароізоляції прокладної в один шар	100м2	18.0	3 097.08 956.69	85.15 41.52	55 747	17 220	1 533 747	10.9700 0.4017	197.46 7.23
8	E12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар	100м2	18.0	124 005.46 5 820.71	388.79 197.24	2 232 098	104 773	6 998 3 550	63.6700 1.8756	1 146.06 33.76
9	E12-22-2	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних на кожний 1 мм зміни товщини	100м2	18.0	202.40 10.36	18.08 8.84	3 643	186	325 159	0.1400 0.0838	2.52 1.51
10	E8-22-5	Мурування стін із каменів легкобетонних з облицюванням у процесі мурування цеглою (керамічною)(силікатною) [в 1/2 цегли] товщиною 320 мм при висоті поверху до 4 м	м3	160.4	1 881.21 643.98	314.73 162.31	301 746	103 294	50 483 26 035	7.5700 1.6881	1 214.23 270.77
11	B21-1-1	Улаштування металевих інвентарних риштувань для виконання робіт із реставрації кладок і опорядження фасадів	м2вер.пр	82.0	132.20 91.31		10 840	7 487		1.0800	88.56
Разом прямих витрат по кошторису:							5 627 342	480 597	359 053 173 622		5 508.53 1 548.42
Разом прямі витрати						грн.	5 627 342				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів і конструкцій						грн.	4 787 692				
всього заробітна плата						грн.		654 219			
Загальноновиробничі витрати						грн.	321 500				
трудомісткість в загальноновиробничих витратах						люд-г					846.84
заробітна плата в загальноновиробничих витратах						грн.		121 334			
ВСЬОГО по кошторису						грн.	5 948 842				
Кошторисна трудомісткість						люд-г					7 904
Кошторисна заробітна плата						грн.		775 553			

Склав

Лясота Д.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

доц. Вигодін М.О.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи №

3. Фасад, покрівля і прорізи. Будівництво санітарно-побутового корпусу

(найменування робіт і витрат, найменування будинку, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 10 739.911 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 35.876 тис. люд.год.
Кошторисна заробітна плата 3 340.009 тис. грн.
Середній розряд робіт 3.5 розряд

Складений в поточних цінах станом на 27.07.2019

Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год., не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	ЕН10-20-3	Заповнення віконних прорізів готовими блоками площею до 3 м2 з металопластику в кам'яних стінах житлових і громадських будівель	100м2	1.5	425 150.43 9 814.87	667.80 529.13	637 726	14 722	1 002 794	103.0000 5.3966	154.50 8.09
2	ЕН10-28-2	Заповнення дверних прорізів готовими дверними блоками площею понад 2 до 3 м2 з металопластику у кам'яних стінах	100м2	4.2	525 237.65 7 160.57	3 035.63 1 313.78	2 205 998	30 074	12 750 5 518	79.2800 11.0550	332.98 46.43
3	ЕН15-202-4	Скління вітрин з металевими рамами склом вітринним на еластичних прокладках	100м2	3.0	50 610.88 14 857.58	40.86 38.08	151 833	44 573	123 114	162.5200 0.3996	487.56 1.20
4	ЕН15-46-6	Поліпшене штукатурення (цементно-вапняним)(цементним) розчином по каменю і бетону стін вручну	100м2	52.37	14 678.75 11 289.37	230.13 211.73	768 726	591 224	12 052 11 088	122.1000 2.6322	6 394.38 137.85
5	ЕН15-184-1	Шпаклювання стін фасадів мінеральною шпаклівкою Ceresit	100м2	52.37	13 130.12 6 865.17		687 624	359 529		78.7200	4 122.57

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	ЕН15-161-3	Цементне фарбування фасадів з люльок по підготовленій поверхні	100м2	52.37	1 884.29 1 855.83		98 680	97 190		21.2800	1 114.43
7	ЕН15-182-5	Шпаклювання стель шпаклівкою "Ветоніт"	100м2	26.4	11 451.04 3 902.65	2.27 2.12	302 307	103 030	60 56	44.7500 0.0222	1 181.40 0.59
8	ЕН15-179-2	Просте фарбування стель полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці та збірних конструкціях, підготовлених під фарбування	100м2	26.4	11 030.64 2 216.01	1.14 1.06	291 209	58 503	30 28	25.4100 0.0111	670.82 0.29
9	ЕН11-4-3	Улаштування гідроізоляції обклеювальної ізолом на гумобітумній мастиці, перший шар	100м2	103.2	20 273.55 4 324.35	10.22 9.52	2 092 230	446 273	1 055 982	46.7700 0.0999	4 826.66 10.31
10	ЕН11-11-1	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	100м2	103.2	8 230.91 4 606.31	105.56 98.37	849 430	475 371	10 894 10 152	56.2500 1.0323	5 805.00 106.53
11	ЕН11-28-2	Улаштування покриттів із плиток керамічних багатокольорових на цементному розчині	100м2	35.65	31 601.89 14 249.23	138.94 118.77	1 126 607	507 985	4 953 4 234	167.5000 1.2489	5 971.38 44.52
12	ЕН11-15-3	Улаштування покриттів цементних товщиною 20 мм	100м2	23.07	7 487.25 3 524.53	105.56 98.37	172 731	81 311	2 435 2 269	42.5000 1.0323	980.48 23.82
Разом прямих витрат по кошторису:							9 385 101	2 809 785	45 354 35 235		32 042.16 379.63
Разом прямі витрати						грн.	9 385 101				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів і конструкцій						грн.	6 529 962				
всього заробітна плата						грн.		2 845 020			
Загальновиробничі витрати						грн.	1 354 810				
трудомісткість в загальновиробничих витратах						люд-г			3 454.70		
заробітна плата в загальновиробничих витратах						грн.		494 989			
ВСЬОГО по кошторису						грн.	10 739 911				
Кошторисна трудомісткість						люд-г			35 876		
Кошторисна заробітна плата						грн.		3 340 009			

Склав _____ Лясота Д.
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив _____ доц. Вигодін М.О.
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]