

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

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА

Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

**ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА
кваліфікаційної роботи ступеню магістра**

студента Зубко Каріни Володимирівни
академічної групи 192М-19з-1 ФБ

(шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва спеціальності)

за освітньо-професійною програмою Будівництво та цивільна інженерія
(офіційна назва)

на тему «Будівництво комплексу житлових будинків середньої поверховості в м. Кам'янське Дніпропетровської області»

(назва за наказом ректора)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	Волкова В.Є			
розділів:				
1 розділ	Волкова В.Є			
2 розділ	Волкова В.Є			
3 розділ	Волкова В.Є			
4 розділ	Волкова В.Є			
5 розділ	Волкова В.Є			

Рецензент	Рудаков Д.В.			
------------------	--------------	--	--	--

Нормоконтролер	Максимова Е.О.			
-----------------------	----------------	--	--	--

Дніпро
2020

ЗАТВЕРДЖЕНО:
завідувач кафедри
будівництва, геотехніки і геомеханіки

_____ Гапсєв С.М.
(підпис) (прізвище, ініціали)

«01» вересня 2020 року

**ЗАВДАННЯ
на кваліфікаційну роботу
ступеню магістра**

студенту Зубко Каріни Володимирівни академічної групи 192М-19З-1ФБ
(прізвище та ініціали) (шифр)

спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
за освітньо-професійною програмою Будівництво та цивільна інженерія
(офіційна назва)

на тему «Будівництво комплексу житлових будинків середньої поверховості в м. Кам'янське Дніпропетровської області»

затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від __.__.2020 р. № _____

Розділ	Зміст	Термін виконання
1	Загальна частина	01.09.2019-07. 09.2019
2	Архітектурно-булівельний розділ	08.09.2019-05.10.2019
3	Основи і фундаменти	06.10.2020-31.10.2020
4	Розрахунково-контструктивний розділ	01.11.2020-20.11.2020
5	Організаційно-технологічний розділ	21.11.2020-22.11.2020
6	Науково-дослідний розділ	23.11.2020-14.12.2020

Завдання видано _____ Волкова В.Є.
(підпис керівника) (прізвище, ініціали)

Дата видачі 01.09.2020

Дата подання до екзаменаційної комісії _____

Прийнято до виконання _____ Зубко К.В.

Пояснювальна записка: 173 с, 15 рис, 28 табл., 1 додаток, 25 посилань.

Графічна частина 8 аркушів А1

БУДГЕНПЛАН, ЖИТЛОВИЙ БУДИНОК, КАЛЕНДАРНИЙ ГРАФІК ВИКОНАННЯ РОБІТ, ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ РІШЕННЯ, ТЕХНОЛОГІЧНІ РОЗРАХУНКИ, ФІНАНСУВАННЯ ПРОЄКТІВ В БУДІВНИЦТВІ, ФУНДАМЕНТИ.

Об'єкт розроблення – житловий будинок в м. Кам'янське Дніпропетровської області.

Мета роботи – розробка комплексу технічної документації, щодо будівництва багатоквартирного житлового будинку в м. Кам'янське.

Мета наукових досліджень – аналіз проблем проектного фінансування в будівництві.

Результати та їх новизна – розроблені об'ємно-планувальне рішення рішення будівлі, складено генеральний план забудови, проведені теплотехнічні розрахунки огорожувальних конструкцій, виконані розрахунки плити, ростверку та палевого фундаменту та конструкцій сходового марша і майданичку, визначені потреби в ресурсах і матеріалах, побудовані календарний графік будівництва і будгенплан.

Відповідно до завдання було розроблено проект 6 поверхового житлового будинку з паркінгом для легкових автомобілів;

Район будівництва м. Кам'янське Дніпропетровської області

клас будівлі по капітальності – 2

клас будівлі за ступенем довговічності – 1

клас будівлі за ступенем вогнестійкості – 1

Площа забудови - 199,8 м²

Будівельний об'єм - 3396,6 м3

У науково-дослідному розділі проаналізовані наявні складності, проблеми в управлінні фінансами і проектами будівельних компаній, виявлені їх причини. Визначені особливості формування нормативно-довідкової інформації, планової і звітної фінансової документації в будівництві. Наголошується на те, що найбільш точний бюджет проекту складається з опорою на чіткий графік будівництва з призначеними ресурсами, визначеної договорами кооперації.

Explanatory note: 173 pages, 15 figures, 28 tables, 1 appendix, 25 references.

Graphic part of 8 sheets of A1

RESIDENTIAL BUILDING, SPATIAL PLANNING DECISION,
FOUNDATIONS, TECHNOLOGICAL CALCULATIONS, BUILDING PLAN,
CALENDAR SCHEDULE OF PERFORMANCE

The object of development is a residential building in Kamyanske, Dnipropetrovsk region.

The purpose of the work is to develop a set of technical documentation for the construction of an apartment building in Kamyanske.

The purpose of research is to analyze the problems of project financing in construction.

The results and their novelty is developed spatial planning solution of the building, made a master plan, made thermal calculations of enclosing structures, performed calculations of the slab, grille and pile foundation and structures of the stairwell and the site, identified needs for resources and materials, built a calendar construction and budget plan.

In accordance with the task, a project of a 6-storey residential building with parking for cars was developed;

Construction area of Kamyanske, Dnipropetrovsk region

capital class of the building - 2

building class by degree of durability - 1

building class according to the degree of fire resistance - 1

Building area - 199.8 m²

Construction volume - 3396.6 m³

The research section analyzes the existing difficulties, problems in financial management and projects of construction companies, identifies their causes. Peculiarities of formation of normative-reference information, planning and reporting financial documentation in construction are determined. It is emphasized

that the most accurate project budget is based on a clear construction schedule with assigned resources, defined by cooperation agreements.

ЗМІСТ

Вступ	9
1. Архітектурно-будівельний розділ	10
1.1. Загальна частина	10
1.2. Вихідні дані	12
1.3. Об'ємно-планувальне рішення	12
1.4. Архітектурно-конструктивне рішення	15
1.5. Теплотехнічний розрахунок і конструювання стін з цегли для будівлі	21
1.6. Техніко-економічні показники	25
1.7. Генеральний план	26
2. Основи і фундаменти	28
2.1. Вступ	28
2.2. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика	28
2.3. Визначення навантаження на стрічковий фундамент	36
2.4. Визначення розмірів фундаменту на штучній основі	40
3. Розрахунково-конструктивний розділ	48
3.1. Розрахунок і конструювання пустотною плити покриття	48
3.2. Розрахунок сходового маршу	60
3.3. Розрахунок і конструювання сходового майданчика	72
4. Організаційно-технологічний розділ	90
4.1. Вступ	90
4.2. Підрахунок обсягів робіт	90
4.3. Бетонні роботи	93
4.4. Поєднаний потік виробництва кам'яних і монтажних робіт	105
4.5. Покрівельні роботи	127
4.6. Будгенплан	132
5. Науково-дослідний розділ	138

5.1 Особливості та проблеми проектного фінансування в будівництві	139
5.2. Понятійний апарат і нормативна база управління фінансами і проектами будівельних організацій	149
5.3. Формування нормативно-довідкової інформації, планової і звітної документації	158
Список використаних джерел	163
Додаток	165

ВСТУП

Будівництво займає одну з найбільших галузей матеріального виробництва України. Воно розвивається в напрямку індустріалізації з широким використанням збірних елементів конструкції, перш за все залізобетонних. Одночасно з метою підвищення продуктивності освоюється будівництво монолітних споруд. З метою полегшення праці в будівництві широко застосовуються механізація.

Основний напрямок розвитку технічного процесу в сучасному будівництві ґрунтується на принципах індустріалізації будівництва і всебічного зміцнення його матеріально-технічної бази, на поточних методах роботи, комплексної механізації основних і допоміжних процесів, наукової організації праці і виробництва.

Найважливішими економічними завданнями є ефективне витрачання грошових коштів і матеріально-технічних ресурсів, підвищення якості, зниження вартості і скорочення термінів будівництва.

Характеристика умов та об'єкту будівництва

Майданчик будівництва розташована в м. Кам'янське і відноситься до кліматичного району III - В, середня максимальна температура повітря в найбільш спекотний місяць становить + 28,2 °С і - 9 °С найбільш холодного періоду з тривалістю 109 діб. Кількість опадів за рік становить 600 мм, в тому числі надлишковий максимум 82 мм. Переважний напрямок вітру північно-західний із середньою швидкістю вітру в зимовий період 5,5 м / с.

За даними інженерно-геологічних вишукувань ґрунти на майданчику представлені до глибини: суглинок Лесовий жовтувато-сірий, твердий 3 м; суглинок Лесовий буро-сірий, твердий, просадчика 5,5 м; суглинок Лісовий жовтувато-сірий, текучепластичний 7,9 м; суглинок Лісовий червонувато-

бурий, напівтвердий 11,8 м, супісок лісовий жовтувато-сірий пластичний 16,6 м; суглинок червоно-бурий, твердий 20 м.

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1. Загальна частина

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

У сучасному розумінні архітектура - це мистецтво проектувати і будувати будівлі, споруди та їх комплекси. Вона організовує всі життєві процеси. За своїм емоційним впливом архітектура - одне з найзначніших і стародавніх мистецтв. Сила її художніх образів постійно впливає на людину, адже все його життя проходить в оточенні архітектури. Разом з тим, створення виробничої архітектури вимагає значних витрат суспільної праці і часу. Тому в коло вимог, що пред'являються до архітектури поряд з функціональною доцільністю, зручністю і красою входять вимоги технічної доцільності і економічності. Крім раціонального планування приміщень, відповідним тим або іншим функціональним процесам зручність всіх будівель забезпечується правильним розподілом сходів, ліфтів, розміщенням обладнання та інженерних пристроїв (санітарні прилади, опалення, вентиляція). Таким чином, форма будівлі багато в чому визначається функціональною закономірністю, але разом з тим вона будується за законами краси.

Скорочення витрат в архітектурі і будівництві здійснюється раціональними об'ємно - планувальними рішеннями будівель, правильним вибором будівельних і оздоблювальних матеріалів, полегшенням

конструкції, удосконаленням методів будівництва. Головним економічним резервом в містобудуванні є підвищення ефективності використання землі.

1.2. Вихідні дані

Згідно завдання на дипломний проект на тему: «Будівництво комплексу житлових будинків середньої поверхності в м. Кам'янське в Дніпропетровській області» вихідними даними є:

- 1) Завдання на дипломне проектування.
- 2) Геологічний розріз ґрунтової основи.
- 3) Місце розташування житлового будинку.

1.2.1. Характеристика умов та об'єкту будівництва

Майданчик будівництва розташований в м. Кам'янське і відноситься до кліматичного району III - В, середня максимальна температура повітря в найбільш спекотний місяць становить + 28,2 °C і - 9 °C найбільш холодного періоду з тривалістю 109 діб. Кількість опадів за рік становить 558 мм, в тому числі надлишковий максимум 82 мм. Переважний напрямок вітру північно-західний із середньою швидкістю вітру в зимовий період 5,5 м / с.

За даними інженерно-геологічних пошуків ґрунти на майданчику представлені до глибини: суглинок Лісовий жовтувато-сірий, твердий 3 м; суглинок Лісовий буро-сірий, твердий, просадчика 5,5 м; суглинок Лісовий жовтувато-сірий, текучепластичний 7,9 м; суглинок Лісовий червонувато-бурий напівтвердий 11,8 м, супісок лісовий жовтувато-сірий пластичний 16,6 м; суглинок червоно-бурий, твердий 20 м.

1.3. Об'ємно - планувальне рішення

1.3.1. Загальний стан речей

У міру розвитку типізації проектування та індустріалізації будівництво житлових будинків набуло величезних масштабів. Вирішується найважливіше завдання соціальної значущості - забезпечити кожному сім'ю окремою квартирою. При цьому житлове будівництво здійснюється в комплексі з установами повсякденного культурно побутового обслуговування. Кордоном мікрорайонів є вулиці. Тому при проектуванні житлового будинку передбачаються широкі вулиці, тротуари, що забезпечують вільний прохід людей, а також в разі пожежі проїзд пожежних машин, передбачаються стоянки для особистого автомобільного транспорту мешканців будинків.

З метою економії земельних ділянок міста запроєктований 5-поверховий житловий будинок секційного типу.

В архітектурній частині дипломного проекту розроблено одну будівлю яке має габаритні розміри 16650×12000 мм, висоту поверху 2,8 м і кількість поверхів 5.

При цьому:

Площа забудови - $199,8 \text{ м}^2$

Обсяг будівельних робіт - $3396,6 \text{ м}^3$.

Для зручності пересування людей передбачені проходи між секціями, які також є пожежними проїздами. У проєктованому будинку кожна квартира складається з наступних приміщень:

- житлові кімнати,
- кухня,
- передня (коридор),
- ванна,
- туалет,
- лоджія.

На поверсі розташовано 3 квартири. З них одна однокімнатна, одна двокімнатна і одна трикімнатна.

Однокімнатна квартира:

Загальна площа - 33,5 м²

Житлова площа - 16,2 м²

Двокімнатна квартира:

Загальна площа - 40,6 м²

Житлова площа - 28,2 м²

Кухня - 8,7 м²

Трикімнатна квартира:

Загальна площа - 56,5 м²

Житлова площа - 36,4 м²

Кухня - 7,8 м²

Всі житлові кімнати висвітлені природним світлом відповідно до вимог ДБН В 2.5 -28:2018, кімнати в квартирах мають окремі входи, висота приміщення - 2,5 м. Кухня обладнана витяжною природною вентиляцією, миттям, електроплитою. Стіни біля кухонного обладнання облицьовані глазурованою плиткою, решта - шпалерами, що миються. Підлога в квартирах покрита лінолеумом по розчинній стяжці.

Сходова клітка запланована як внутрішня повсякденної експлуатації, із збірних залізобетонних елементів. У вхідному вузлі сходи з окремих бетонних складальних ступенів. Сходи двохмаршові з опертям на сходові площадки. Ухил сходів - 1:2. З сходової клітки є вихід на покрівлю по металевій драбині, обладнаної вогнестійкими дверима. Сходова клітка має штучне і природне освітлення через віконні прорізи. Всі двері по сходовій клітці і в тамбурі відкриваються у бік виходу з будівлі. Огорожа сходів виконується з металевих ланок, а поручень облицьований пластмасою.

В секціях передбачено наступне інженерне обладнання: водопровід, каналізація, газопостачання, центральне опалення, електроосвітлення, слабкоструміві пристрої (телефон, радіо, телебачення), сміттєпровід.

Вентиляція - природна витяжка в кухнях і санвузлах, приплив повітря через кватирки вікон.

Гаряче водопостачання - централізоване від зовнішніх мереж.

Водопровід - господарсько-питної від вуличних мереж.

Каналізація - відведення стічних вод передбачена в зовнішню каналізаційну мережу.

Газопостачання - від вуличних мереж.

Слабкострумові пристрої - до зовнішніх мереж.

Грунтові води виявлені на глибині 7 м.

Звалище зайвого ґрунту розташоване на відстані 3 км від площадки.

1.4. Архітектурно-конструктивне рішення

Житлові будинки середньої поверховості є основним типом житла в містах. Такі будинки дозволяють раціонально використовувати територію, скорочують протяжність інженерних мереж, вулиць, споруд міського транспорту. Значне збільшення щільності житлового фонду (кількість житлової площі (m^2), що припадає на 1 га території, що забудовується) при забудові дає відчутний економічний ефект. Крім того, їх висотна композиція сприяє створенню виразного силуету забудови. Правильний вибір поверховості забудови визначає її економічність.

У будинках з кількістю поверхів більше п'яти у зв'язку з обов'язковим пристроєм ліфтів і сміттепроводів збільшується будівельна вартість $1 m^2$ житлової площі, а потім і експлуатаційні витрати по дому. У той же час застосування в забудові тільки багатоповерхових будинків приводить до одноманітності, втрати масштабності і навіть не дозволяє досягти надвисокої щільності забудови, так як при збільшенні поверховості збільшуються і санітарні розриви між будівлями. Тому міста доцільно забудовувати не тільки багатоповерховими будинками, але і будинками середньої поверховості.

1.4.1. Фундаменти

У проєктований будинок фундаменти розроблені стрічкові.

Стрічкові фундаменти запроектовані з плит залізобетонних по ГОСТ 13580-85 для розрахункових тисків на ґрунт 15 тис / м².

1.4.2. Стіни підвалу

Стіни підвалу запроектовані з бетонних блоків суцільного перетину по ГОСТ 13573-78 з важкого бетону марки 100 по міцності, і марки 50 по морозостійкості і марки 22 по водонепроникності.

1.4.3. Горизонтальна гідроізоляція

Горизонтальна гідроізоляція стін підвалу виконується з шару цементного розчину складу 1: 2 товщиною 20 мм з ущільнювальними добавками (алюмінат натрію, рідке скло, хлорне залізо).

У місцях перепадів ці шари перепускає на 1 м. Горизонтальна гідроізоляція на відм. - 0,480 виконується з двох шарів руберойду, що укладаються насухо по вирівняною цементним розчином поверхні. Всі вертикальні поверхні стін підвалу дотичні з ґрунтом фарбуються гарячим бітумом за два рази.

Загальна товщина шару оскасочної гідроізоляції 3 - 4 мм.

По периметру будинку влаштовується асфальтова вимощення шириною 2 м.

1.4.4. Підвал

Перекриття над підвалом запроектовано з круглопустотних плит.

Стіни анкерувати до плит анкерами.

Підземна частина секції запроектована з підвалом висотою 2,4 м.

Покриття підвалу виконано - глинобетоном - 80 мм. Підстава - ущільнений ґрунт.

Перегородки підвалу виконані з керамічної звичайної цегли марки 75 на розчині марки 50.

Елементи заповнення прорізів підвалу:

віконний блок ЗР 6 - 9.1. 2 шт.

віконний блок ЗР 12 - 9.1. 2 шт.

дверний блок ДС 19 - 9 гт 2 шт.

дверний блок ДС 19 - 9 ГТЛ 12 шт.

1.4.5. Зовнішні та внутрішні стіни

Зовнішні та внутрішні стіни будівлі запроектовані із силікатної цегли і облицювання червоною облицювальною цеглою.

Будівля виконана з цегляної кладки, виглядає масивно і капітально, надаючи будівлі тектонічну виразність. Будівель, виконаним з цегли порівняно легко надавати індивідуальність фасадів і внутрішнього планування. Стіни з цегли з горизонтальними і вертикальними виступами та іншими об'ємними елементами сприяють сприйняттю їх тривимірності, і збільшують ступінь довговічності і вогнестійкості будівлі. Матеріал, з якого виготовляють цеглу порівняно дешевий.

Основний недолік цегляної кладки стін - трудомісткість виконання робіт і довгий термін зведення об'єктів будівництва.

Підвіконні дошки укладати одночасно зі зведенням цегляної кладки простінків.

1.4.6. Перегородки

Проектом передбачені перегородки цегляні товщиною 80 мм.

Також передбачені перегородки збірні з гіпсобетону товщиною 8 см, що виготовляються на заводах постачальника. Застосування збірних перегородок прискорює процес будівництва та зменшує мокрі процеси на будівельному майданчику. Але гіпсові перегородки досить крихкі і під час

транспортування, зберігання і монтажу можуть зруйнується через невміле поводження.

1.4.7. Переkritтя та покриття

Переkritтя та покриття запроектовані з типових збірних пустотних залізобетонних плит з попередньою напругою арматури. Торці панелей з вихідним отвором малого діаметра укладати на внутрішні стіни. Застосування збірних плит переkritтів і покриттів збільшує швидкість зведення будівель.

1.4.8. Покрівля

Покрівля запроектована з тришарового гідроізоляційного килима з руберойду (верхній шар з руберойду покрівельного з грубозернистим посипанням) по ГОСТу 10923-93, на гарячій бітумній мастиці із суцільною приклеюю. Похилі поверхні в місцях примикання гідроізоляційного килима до вертикальних площин влаштовувати стяжкою з цементного розчину М 100 з ухилом 1: 1 з трьома додатковими шарами руберойду, що в 1,5 рази менше занадто багато, ніж скатні горищні даху і на 10-15% дешевше.

1.4.9. Вікна

Вікна в значній мірі визначають ступінь комфорту в будинку і його архітектурно - художнє рішення. Вікна підібрані по ГОСТ-у, відповідно до площі освітлюваних приміщень. Верх вікон максимально наближений до стелі, що забезпечує кращу освітленість в глибині кімнати.

На поверсі є віконні блоки:

ЗР 15 - 21 - 2 шт;

ЗР 15 - 18 - 3 шт;

ЗР 15 - 15 - 4 шт.

Дерев'яні конструкції вікон чутливі до зміни вологості повітря і схильні до гниття, в зв'язку з чим їх необхідно періодично фарбувати.

1.4.10. Двері

В даному дипломному проекті розміри дверей прийняті за ГОСТ-у двері, як внутрішні всередині квартир, кабінетах так і зовнішні посилені. Двері застосовані як однопільні, так і двопільні, розміром:

ДО 21 - 12 - 3 шт;

ДО 21 - 8 - 3 шт;

ДГ 21 - 9 - 3 шт;

ДГ 21 - 7 - 6 шт;

ДБ 23 - 9 - 4 шт;

Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні у напрямку руху на вулицю виходячи з умов евакуації людей з будівлі при пожежі. Дверні коробки закріплені в отворах до антисептування дерев'яних пробок, що закладаються в кладку під час кладки стін. Для зовнішніх дерев'яних дверей і на сходових клітках в тамбурі - коробки влаштовують з порогами, а для внутрішніх дверей - без порога. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель - для ремонту або заміни полотна дверей. Щоб уникнути знаходження дверей у відкритому стані або грюкання встановлюють спеціальні пружинні пристрої, які тримають двері в закритому стані і плавно повертають двері в закритий стан без удару. Двері обладнуються ручками, засувками і різними замками.

1.4.11. Підлога

Підлога в житлових і громадських будівлях повинна задовольняти вимогам міцності, опірності зносу, достатньої еластичності, безшумності, зручності прибирання. Конструкція підлоги розглянута як звукоізоляційна. Покриття підлоги в квартирах прийнято з лінолеуму на теплоізоляційній підставі. Стяжка виконується з розчину з керамзитовою засипкою, що є звукоізоляційним шаром. У вбудованих приміщеннях прийняті мозаїчні підлоги.

Позитивними сторонами даних підлог є їх гігієнічність і безшумність. Негативні сторони - велика трудомісткість, що також збільшує термін будівництва.

1.4.12. Оздоблення

Зовнішнє оздоблення: цокольна частина з рельєфних цокольних блоків заводського виготовлення. Оздоблення стін - з облицювальної червоної цегли. Віконні і дверні блоки фарбуються масляними фарбами або емалями теплих тонів.

Внутрішнє оздоблення: в квартирах стіни обклеюються шпалерами після штукатурки цегляних стін. Кухні обклеюються шпалерами, що миються, а ділянки стін над санітарними приладами облицюються глазурованою плиткою. У санкабінах підлоги з керамічної плитки. Стіни біляться крейдовою пастою і влаштовується панель з фарбування масляними або емалевими фарбами.

1.4.13. Опалення

Опалення та гаряче водопостачання запроектовано з магістральних теплових мереж, з нижнім розведенням по підвалу. Приладами опалення служать конвектори. На кожен блок - секцію і кожен вбудований блок виконується окремий тепловий вузол для регулювання та обліку теплоносія. Магістральні трубопроводи і труби стояків, розташовані в підвальній частині будівлі ізолюються і покриваються алюмінієвою фольгою.

1.4.14. Водопостачання

Холодне водопостачання запроектовано від внутрішньоквартального колектора водопостачання з двома вводами. Вода на кожну секцію подається за внутрішньобудинковим магістральним трубопроводом, розташованим в підвальній частині будівлі, який ізолюється і покривається алюмінієвою фольгою. На кожну блок - секцію і вбудований блок встановлюється рамка введення.

Навколо будинку виконується магістральний пожежний господарсько - питної водопровід з колодязями, в яких встановлені пожежні гідранти.

1.4.15. Каналізація

Каналізація виконується внутрішньодворова з врізкою в колодязі внутрішньоквартальної каналізації. З кожної секції і кожного вбудованого приміщення виконуються самостійні випуски госпфекальної і дощової каналізації.

1.4.16. Енергопостачання

Енергопостачання виконується від міської підстанції з живленням по дві секції двома кабелями - основний і запасний. Вбудовані приміщення живляться окремо, через свої електрощитові. Всі електрощитові розташовані на перших поверхах.

1.5. Теплотехнічний розрахунок і конструювання стін з цегли для будинку

Основним шляхом підвищення теплотехнічних характеристик зовнішніх стін з цегли є застосування різних видів полегшеної кладки з використанням високоефективних теплоізоляційних матеріалів.

Для зведення зовнішніх стін нашого будинку з полегшеної цегляної кладки рекомендується застосувати:

- цегла силікатна звичайна і модульна по ГОСТ 379-2015;
- цегла і камені керамічні облицювальні по ГОСТ 379-2015.

Для утеплення стін з полегшеної кладки рекомендується застосовувати:

плити теплоізоляційні з менеральної вати на синтетичному вяза-жущем по ГОСТ 9573-96;

- 1) плити перлітокерамічні теплоізоляційні по ТУ України 517-92 г;
- 2) засипні утеплювачі у вигляді піску перлитового висушеного по ГОСТ 10832-09 і гравію керамзитового по ГОСТ 9579-96.

Зовнішня стінка виконується товщиною 120 мм, товщина внутрішньої стінки визначається розрахунком стіни по міцності і повинна бути не менше 250 мм для будівель заввишки до 5 поверхів.

Зовнішня і внутрішня стінки з'єднуються поперечними діафрагмами товщиною в півцеглини із забезпеченням необхідної перев'язки. Відстань між діафрагмами не повинно перевищувати $10h$,

де h - товщина більш тонкої стінки.

У стінах з полегшеної цегляної кладки слід встановлювати зв'язкові арматурні сітки в горизонтальних швах на рівні низу перекриттів, в кутах і місцях примикання поперечних стін.

Принципове рішення ефективної кладки стін представлено на рис. 1.

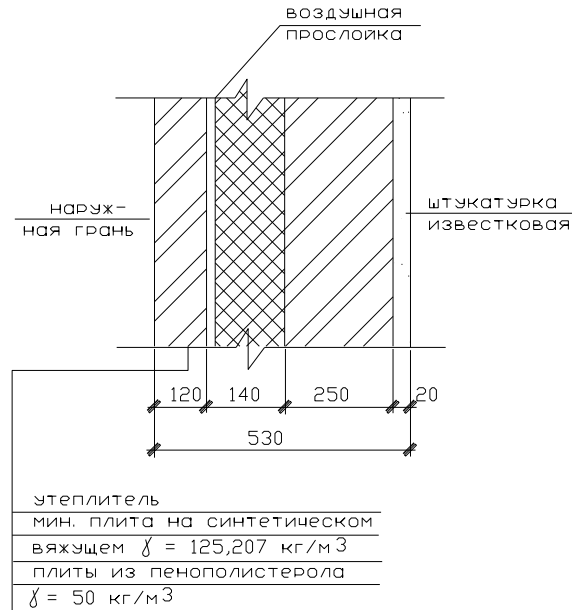


Рисунок 1.1- Конструкція зовнішньої стіни

Завдання теплотехнічного розрахунку при проектуванні зовнішніх огорожувальних конструкцій нашого будинку полягає у визначенні дотримуючих параметрів.

- 1) встановимо температурну зону відповідно до карти - схемою України;
- 2) визначаємо нормативний опір теплопередачі в залежності від призначення і виду огорожувальної конструкції згідно з таблицею;
- 3) визначаємо необхідну по теплотехнічних умов товщину теплоізоляційного шару;
- 4) розраховуємо загальний опір теплопередачі і встановлюючи виконання основної умови проектування по санітарно-гігієнічному показнику тобто:

$$R_o^{розр} > R_o^{мп} \quad (1.1)$$

Де $R_O^{pozp}; R_O^{mp}$ - відповідно розрахунковий опір теплопередачі загальної конструкції стіни і необхідне, $m^2 C_0 / Вт$.

Згідно з завданням на проектування район будівництва відноситься до II температурної зони; по таблиці 1.1. $m^2 C_0$, для зовнішніх стін з цегли повнотілої з утеплюванням.

$$R_O^{pozp} = R'_O + \Delta R \quad (1.2)$$

де R'_O - значення приведенного опору теплопередачі стін.

- поправка, рівна 0,16 $m^2 C_0 / Вт$ для стін товщиною від 530 мм.
- залежить від теплопровідності утеплювача і відносної площі стінок діафрагм на ділянці стіни (I).

$$I = \frac{f}{F} \quad (1.3)$$

де: f - площа теплопровідних ділянок у вигляді ребер перев'язки;

F - загальна площа ділянки стіни (від перекриття до перекриття і від внутрішньої перегородки до перегородки, тобто стіни кімнати)

$$F = 3 * 3 = 9 \text{ м}^2. \quad f = 3 * 0,088 * 4 = 1,056 \text{ м}^2.$$

3 – ширина;

0,088 - висота цегли;

4 - кількість швів.

$$I = \frac{1,056}{9} = 0,1174 \approx 0,12 \quad (1.4)$$

Згідно табл. 3,6 і $I = 0,12$, $\lambda = 0,04 \text{ Вт / м}^* \text{ град.}$

Для плит з пінополістеролу $\lambda = 50$ кг / м³ за ГОСТ 15588-86 і товщина утеплювача 140 мм.

$$R'_O = 1,98 \text{ м}^2 \text{ С}^0 / \text{Вт} \quad (1.5)$$

тобто:

$$R_O^{рачс} = R'_O + \Delta R = 1,98 + 0,16 = 2,14 \text{ м}^2 \text{ С}^0 / \text{Вт}. \quad (1.6)$$

Отже, розрахунковий опір теплопередачі обраної нами конструкції зовнішньої стіни (варіант А - 53 - 1 рис.1.) Становить

$$R_O^{розр} = 2,14 \quad (1.7)$$

що більше

$$R_O^{mp} = 2,1 \Rightarrow \quad (1.8)$$

умова проектування по санітарно-гігієнічному показником виконано:

$$2,14 > 2,1.$$

1.6. Техніко - економічні показники

Економічні показники житлових будинків визначають їхні об'ємно планувальними і конструктивними рішеннями, характером і організацією санітарно - технічного обладнання. Важливу роль відіграє запроектоване в квартирі співвідношення житлової і підсобної площ, висота приміщення, розташування санітарних вузлів і кухонного обладнання. Проекти житлових будинків характеризують такі показники:

- будівельний об'єм (м^3) (В т.ч. підземної частини),
- площа забудови (м^2),
- загальна площа (м^2),
- житлова площа (м^2),
- площа літніх приміщень (м^2),

К - відношення житлової площі до загальної площі, характеризує раціональність використання площ.

К - відношення будівельного об'єму до загальної площі, характеризує раціональність використання обсягу.

Будівельний об'єм надземної частини житлового будинку з не опалювальним горищем визначають як добуток площі горизонтального перетину на рівень першого поверху вище цоколя (по зовнішніх гранях стін) на висоту, виміряну від рівня підлоги першого поверху до верхньої площі теплоізоляційного шару горищного перекриття.

Будівельний об'єм підземної частини будівлі визначають як добуток площі горизонтального перерізу по зовнішньому обводу будинку на рівні першого поверху, на рівні вище цоколя, на висоту від підлоги підвалу до підлоги першого поверху.

Будівельний об'єм тамбурів, лоджій, що розміщуються в габаритах будівлі, включається в загальний обсяг.

Загальний обсяг будівлі з підвалом визначається сумою обсягів його підземної і надземної частин.

Площа забудови розраховують як площа горизонтального перерізу будівлі на рівні цоколя, включаючи всі виступаючі частини і мають покриття (ганок, веранди, тераси).

Житлову площу квартири визначають як суму площ житлових кімнат плюс площа кухні понад 8-ми м^2 .

Загальну площу квартир розраховують як суму площ житлових і підсобних приміщень, квартир, веранд, вбудованих шаф, лоджій, балконів, і терас, підраховують з знижувальними коефіцієнтами:

- для лоджій - 0,5,
- для балконів і терас - 0,3.

Площа приміщень вимірюють між поверхнями стін і перегородок на рівні підлоги. Площу всього житлового будинку визначають як суму площ поверхів, виміряних у межах внутрішніх поверхонь зовнішніх стін, включаючи балкон і лоджії. Площа сходових кліток і різних шахт також входить до площі поверху. Площа поверху і господарського підпілля в площу будинку не включається (див. Схему).

1.7. Генеральний план

Житловий будинок розташовується в м Кам'янське.

Будинок запроектований в меридіональному напрямку, що забезпечує менше продування холодними вітрами дворової частини і покращує мікроклімат кварталу. Між будинком і майданчиками для стоянки автомобілів запроектовані посадки дерев і чагарників, що є шумопоглинанням і покращує екологічну рівновагу повітряного середовища. У житловому будинку запроектовано вбудоване приміщення:

- магазин.

Уздовж головного фасаду запроектовані широкі тротуарні доріжки, які в разі пожежі використовуються як під'їзні шляхи для пожежних машин. Уздовж тротуару запроектовані ліхтарі. Автодороги висвітлюються щоглами, з укріпленими на них світильниками. Між будинками передбачені проїзди для проїзду і проходу людей.

2. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

2.1. Вступ

Основним напрямком економічного і соціального розвитку міста передбачається значне збільшення обсягів капітального будівництва, так як зведення житлових будинків супроводжується спорудою громадських будівель, шкіл, підприємств громадського харчування і побутового обслуговування. Зменшення витрат на влаштування фундаментів від загальної вартості будівель і споруд, може дати значну економію матеріальних засобів. Однак, добиватися зниження цих витрат необхідно без зниження надійності, тобто слід уникати зведення нетривких і неякісних фундаментів, які можуть послужити причиною часткового або повного руйнування будівель і споруд. Надійність основ і фундаментів, зменшення вартості будівельних робіт в умовах сучасного містобудування залежить від правильної оцінки фізико-механічних властивостей ґрунтів, що складають підстави, обліку його спільної роботи з фундаментами та іншими надземними будівельними конструкціями. Проектування стрічкових фундаментів розробляється на основі матеріалів інженерно - геологічних вишукувань.

2.2. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Майданчик вільний від забудови, має рівний рельєф з незначним ухилом на південь.

Абсолютні позначки поверхні землі (по гирла виробок) змінюються від 161,57 до 163,10 м в балтійській системі висот.

З несприятливих фізико-геологічних явищ слід відзначити наявність лісових ґрунтів, здатних проявляти просадочні властивості від замочування. Під час пошуків розкритий один безнапірний водоносний горизонт, рівень якого зафіксований на глибинах 6,90 - 7,00 м від поверхні землі (абсолютна відмітка 154,67 - 156,10 м), середньорічна амплітуда сезонних коливань рівня становить 0,68 м. Водовмісними є лісові суглинки шару - 6. Регіональним водоупором служать червоно-бурі глини, які залягають на глибині 25 м (абс. відмітка 139,0 - 140,0 м).

Вода - середовище, згідно ДСТУ Б В.2.6-145:2010 за всіма показниками агресивності неагресивна до бетонів марок W4, W6, W8 по водонепроникності на будь-якому вигляді цементу за ДСТУ Б В.2.7-46-96 за змістом хлоридів вода - середовище неагресивне при періодичному і постійному навантаженні ($a = 124,78$ МТ / л).

В геологічному розрізі виділено 6 (ІГЕ) інженерно-геологічних елементів, в межах яких товща є статично однорідною за складом і властивостями.

Лісові суглинки ІГЕ 3,4 проявляють просадочні властивості від замочування при навантаженнях, які перевищують природні. Нормативний просадний тиск становить відповідно, 90 і 163 кПа. Потужність просідаючої товщі змінюється від 5,0 до 5,2 м згідно ДСТУ Б В.2.6-145:2010. Типи ґрунтових умов по просіданню - перший. Категорія складності інженерно-геологічних умов - друга.

Насипні ґрунти ІГЕ - 1 і ґрунтово-рослинні ґрунти ІГЕ - 2 з огляду на неоднорідності складання і щільності, наявності кореневої системи, сезонного промерзання природним підставою проєктованих фундаментів служити не можуть і підлягають виїмці. У сфері взаємодії проєктованої будівлі з геологічної середовищем будуть перебувати ґрунти ІГЕ 3 - 6.

Підставі проєктованих стрічкових фундаментів служить ґрунтова «подушка», яка усуває просадочні властивості лісових суглинків ІГЕ - 3,4.

Підйом рівня ґрунтових вод, який відбувається із середньою швидкістю 0,15 м / рік, а в слідстві і можливе замочування ґрунтів зверху, призведе до обводнення лісових суглинків ІГЕ 3,4, що спричинить за собою погіршення їх фізико-механічних властивостей, м'ягтя деформаційних показників, появи в ґрунтах деформацій.

Погіршення фізико-механічних властивостей ґрунтів ІГЕ 5 - 6 при експлуатації будівлі не відбудеться.

Для нормальної експлуатації будівель слід передбачати на стадії проектування наступні рекомендації:

- компонування генплану слід проводити з максимальним зберіганням природних умов стоку поверхневих вод;
- створення місцевих безстічних знижень рельєфу, а також перетин місцевих ліній стоку поверхневих вод по всій їх довжині під будівлею не допускається;
- пристрій навколо будівлі водонепроникних відмосток до 1,5 м шириною і ухилом не менше 0,03;
- прокладання зовнішніх і внутрішніх комунікацій з розрахунком забезпечення вільного їх огляду і ремонту, з заходами щодо запобігання просочування води в ґрунт при витоках;
- якісну засипку пазух котлованів;
- гідроізоляція фундаментів;
- виконання до вимог, що пред'являються до ґрунтових «подушкам»;
- антикорозійні заходи відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-145:2010;
- заходи з охорони навколишнього середовища (поліпшення) і збереження ландшафту);
- нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів - 0,9 м.

2.1.1. Склад і фізико-механічні властивості ґрунтів

Інженерно-геологічний елемент 3.

Суглинки лесові жовто-сірі, верхньо-четвертинні, доорімовського горизонту, високопористі з журавчиками карбонатів, тверді, в водонасиченому стані - текучі, за попередньою оцінкою здатні до просідання, по компресійним випробувань здатні до просідання.

Таблиця 2.1- Нормативні значення характеристик

Вологість на межі текучості	0,32
Вологість на межі пластичності	0,22
Число пластичності	0,10
Вологість природна	0,17
Вологість водонасиченна	0,38
Показник плинності	0,48
Показник плинності водонасиченого ґрунту	1,55
Щільність частинок ґрунту, г/см ³	2,69
Щільність ґрунту, г/см ³	1,55
Щільність сухого ґрунту, г/см ³	1,30
Щільність водонасиченого ґрунту, г/см ³	1,79
Щільність зваженого у воді ґрунту, г/см ³	0,82
Пористість	0,52
Коефіцієнт пористості природної будови	1,07
Ступінь вологості	0,42
Недолік водонасичення	0,21
Середньозважений діаметр, мм	0,01
Діаметр 60% частинок, мм	0,02
Діаметр 10% частинок, мм	0,02
Ступінь неоднорідності	6,78
Відносне просідання ґрунту	
P = 0,025 Мпа	0,035
P = 0,050 Мпа	0,0052
P = 0,075 Мпа	0,0081

$P = 0,100$ Мпа	0,0113
$P = 0,150$ Мпа	0,0193
$P = 0,200$ Мпа	0,0308

Продовження таблиці 2.1- Нормативні значення характеристик

$P = 0,250$ Мпа	0,0501
$P = 0,300$ Мпа	0,0622
Початковий просадний тиск в Мпа	0,0902
Модуль деформації ґрунту в природному стані, в МПа	10,1
З урахуванням коефіцієнтів, $\beta = 0,63$; $k_m = 1,87$	12,0
Модуль деформації ґрунту заданого стану, в МПа	2,7
$C \propto E$	3,0
Ступінь мінливості стисливості по модулю деформації $\propto E$	3,80
Кут внутрішнього тертя в заданому стані, в град	23
Питоме зчеплення ґрунту в заданому стані, в Мпа	0,015

Інженерно-геологічний елемент 4.

Суглинки лесові жовті, верхньочетвертинні, бузького горизонту, високопористі, з журавчиками карбонатів.

Таблиця 2.2. -Нормативні значення характеристик

Вологість на межі текучості	0,27
Вологість на межі пластичності	0,19
Число пластичності	0,08
Вологість природна	0,16
Вологість водонасичена	0,34
Показник плинності	0,43
Показник плинності водонасиченого ґрунту	1,85

Щільність частинок ґрунту, г/см ³	2,68
Щільність ґрунту, г/см ³	1,57
Щільність сухого ґрунту, г/см ³	1,36

Продовження таблиці 2.2. -Нормативні значення характеристик

Щільність водонасиченого ґрунту, г/см ³	1,83
Щільність зваженого у воді ґрунту, г/см ³	0,85
Пористість	0,49
Коефіцієнт пористості природної будови	0,91
Ступінь вологості	0,43
Відносне просідання ґрунту	
P = 0,050 Мпа	0,0010
P = 0,100 Мпа	0,0018
P = 0,150 Мпа	0,0050
P = 0,200 Мпа	0,0241
P = 0,250 Мпа	0,0451
P = 0,300 Мпа	0,0559
Початковий просадний тиск, в Мпа	0,1629
Модуль деформації ґрунту в природному стані, в Мпа	17,5
З урахуванням коефіцієнтів, $\beta = 0,63$; $k_m = 1,7$	19,0
Модуль деформації ґрунту заданого стану, в МПа	33
Ступінь мінливості стисливості по модулю деформації αE	5,26
Кут внутрішнього тертя в заданому стані, в град	24
Питоме зчеплення ґрунту в заданому стані, в Мпа	0,015

Інженерно-геологічний елемент 5.

Суглинки лесові жовті, верхньочетвертинні з жовнами карбонатів, тугопластичних. За попередньою оцінкою здатні до просідання.

Таблиця 2.3 -Нормативні значення характеристик:

Вологість на межі текучості	0,28
Вологість на межі пластичності	0,20
Число пластичності	0,09
Вологість природна	0,23
Вологість водонасичена	0,27
Показник плинності	0,34
Показник плинності водонасиченого ґрунту	0,85
Щільність частинок ґрунту, г/см ³	2,68
Щільність ґрунту, г/см ³	1,86
Щільність сухого ґрунту, г/см ³	1,52
Щільність водонасиченого ґрунту, г/см ³	1,93
Щільність зваженого у воді ґрунту, г/см ³	0,95
Пористість	0,43
Коефіцієнт пористості природної будови	0,76
Ступінь вологості	0,79
Недолік водонасичення	0,04
Середньозважений діаметр, мм	0,01
Діаметр 60% частинок, мм	0,02
Діаметр 10 % частинок, мм	0,00
Ступінь неоднорідності	638
Модуль деформації ґрунту, в Мпа	6,0
Кут внутрішнього тертя в заданому стані, в град	24
Питоме зчеплення ґрунту в заданому стані, в Мпа	0,015

Інженерно-геологічний елемент 6.

Суглинки лесові бурі, верхньочетвертинні, вітаєвського горизонту, з жовнами карбонатів, напівтверді.

Таблиця 2.4 -Нормативні значення характеристик:

Вологість на межі текучості	0,37
Вологість на межі пластичності	0,23
Число пластичності	0,14
Вологість природна	0,24
Вологість водонасичена	0,26
Показник плинності	0,03
Показник плинності водонасиченого ґрунту	0,22
Щільність частинок ґрунту, г/см ³	2,71
Щільність ґрунту, г/см ³	1,92
Щільність сухого ґрунту, г/см ³	1,55
Щільність водонасиченого ґрунту, г/см ³	1,96
Щільність зваженого у воді ґрунту, г/см ³	0,98
Пористість	0,43
Коефіцієнт пористості природної будови	0,75
Ступінь вологості	0,86
Недолік водонасичення	0,03
Середньозважений діаметр, мм	0,01
Діаметр 60% частинок, мм	0,02
Діаметр 10% частинок, мм	0,00
Ступінь неоднорідності	9,73
Модуль деформації ґрунту в природному стані, в Мпа	44,0
З коефіцієнтом $\rho = 0,63$	28,0
Кут внутрішнього тертя в заданому стані, в град	25
Питоме зчеплення ґрунту в заданому стані, в Мпа	0,028

2.3. Визначення навантажень на стрічковий фундамент

Навантаження збираємо в двох варіантах: з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$, для розрахунку основ за деформаціями, і з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f > 1$, що необхідно в розрахунках за несучою здатністю.

Таблиця 2.4. - Постійні навантаження на 1 м^3 перекриття.

Навантаження	Навантаження, кПа для розрахунку за		Коеф. надійності за навантаженням γ_f
	Деформаціями	Несучою здатністю	
1	2	3	4
Від міжповерхових перекриттів Д2 і перекриттів першого поверху Д1			
- лінолеум з теплозвукоізоляційним шаром 0,6 см, $0,006 \times 11,0 \text{ кН/м}^3$	0,07	0,077	1,1
- прошарки з швидкотвердіючої мастики 0,1 см, $0,001 \times 16,0 \text{ кН/м}^3$	0,02	0,02	1,2

- стяжка з цементного розчину 2,3 см, $2,3 \times 18,0 \text{ кн/м}^3$	0,41	0,492	1,2
---	------	-------	-----

Продовження таблиці 2.4. - Постійні навантаження на 1 м^3 перекриття.

плити мінераловатні с $\gamma = 1$ кн/м^3 товщиною			
для Д1 = $0,05 \times 1,0$	0,05	0,06	1,2
для Д2 = $0,07 \times 1,0$	0,07	0,084	1,2
круглопустотня панель – 22 см	3,0	3,3	1,1
Разом від Д2	3,57	3,97	
Разом від Д1	3,55	3,95	
Від перекриття технічного поверху Д3			
- керамзит с $\gamma = 10 \text{ кн/м}^3 \text{ t} =$ 10см	1,0	1,2	1,2
- круглопустотня панель – 22 см	3,0	3,3	1,1
Разом від Д3	4,0	4,5	
Від покриття Д4:			
- захисна засипка з гравію 2 см	0,30	0,36	1,2
- рулонна покрівля по бітуму 2 см	0,12	0,104	1,2
- цементна стяжка 2 см	0,36	0,432	1,2

- круглопустотня панель	3,0	3,3	1,1
Разом від Д4	3,78	4,23	

Тимчасові навантаження на 1 м^2 перекриття та покриття згідно СНиП 2.01.07-85 враховуються в різному обсязі залежно від виду розрахунку.

Корисне навантаження на міжповерхове перекриття ПН2 в розрахунках за деформаціями приймаємо за табл. 3 ДСТУ Б В.2.6-145:2010 $0,3 \text{ кПа}$. У розрахунках за несучою здатністю ПН2 $= 1,5 * 1,3 = 1,95 \text{ кПа}$.

Корисне навантаження на горищне перекриття ПН1 $= 0$. Нормативне снігове навантаження СН1 на 1 м^2 покриття становить $0,7 \text{ кПа}$.

Розрахункове снігове навантаження СН1 $= 0,7 * 1,4 = 0,98 \text{ кПа}$.

Вага міжквартирних перегородок МП1 становить $1,3 \text{ кН/м}$. У розрахунках за деформаціями, $1,3 * 1,1 = 1,43 \text{ кН/м}$, в розрахунках за несучою здатністю.

Навантаження N^1 визначається для розрахунку за першим граничним станом (по несучій здатності) обчислюється з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f > 1$.

2.3.1. Навантаження від ваги ділянок кладки на довжині 1 м стіни

Таблиця 2.7 - Навантаження від ваги ділянок кладки на довжині 1 м стіни

Стіна	Ділянка кладки і обчислення навантаження	Навантаження, кПа (кн/м ²) в розр. За		Коеф. Надійності за навантажен ням $\gamma_f > 1$
		Деформаці ями	Несучої здатності	
Зовніш ня	Кладка вище позначки 14,74 (КЛ1) $0,38 \times 2,0 \times 19,0$	14,44	15,88	1,1

	Кладка над верхнім вікном (КЛ2) 0,51×0,55×19,0	5,32	5,85	1,1
	Кладка між вікнами (КЛ3) 0,51×1,3×19,0	12,59	13,84	1,1

Продовження таблиці 2.7 - Навантаження від ваги ділянок кладки на довжині 1 м стіни

	Кладка стіни під нижнім вікном (КЛ4) 0,51×0,79×19,0	7,26	7,98	1,1
	Кладка на рівні вікон (КЛ6) з урахуванням коефіцієнта $h_2 = 0,525$, 0,5×1,5×0,525	7,63	8,39	1,1
Внутрішня	Кладка від позначки 17,34 до позначки 0,04 (КЛ7) 0,3817,38×19,0	125,67	136,33	1,1
	Кладка стіни технічного підпілля (КЛ5) 0,4×1,46×24,0	14,02	15,4	1,1

$$\begin{aligned}
 N^p &= (D1 + 4D2 + D3 + D4 + CH1 + \varphi_n)(PH1 + 5PH2) \cdot 2,85 + \\
 &+ \frac{9 \cdot MП \cdot 2,85}{3} + КЛ1 + КЛ2 + 5КЛ3 + КЛ5 + 5КЛ6 = \\
 &= (3,95 + 4 \cdot 3,97 + 4,5 + 2,74 + 0,98 + 0,542)(0,84 + 5 \cdot 1,95) \cdot 2,85 + \\
 &+ \frac{9 \cdot 1,43 \cdot 2,85}{3} + 15,88 + 4 \cdot 13,84 + 7,98 + 11,22 + 4 \cdot 8,39 = 247 \text{ кН/м.} \quad (2.1)
 \end{aligned}$$

Повне навантаження N^p на 1 м фундаменту зовнішньої стіни.

Навантаження N^n визначається для розрахунку по другому граничному стану (за деформаціями) обчислюється з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$.

$$\begin{aligned}
 N^n &= (D1 + 4D2 + D3 + D4 + CH1 + 5 \cdot PH2) \cdot 2,85 + \\
 &+ \frac{9 \cdot MП1 \cdot 2,85}{3} + KL1 + KL2 + 4KL3 + KL4 + KL5 + 4KL6 = \\
 &= (3,55 + 4 \cdot 3,57 + 4,0 + 2,28 + 0,7 + 0,3 \cdot 5) \cdot 2,85 + \\
 &+ \frac{9 \cdot 1,3 \cdot 2,85}{3} + 14,44 + 5,32 + 4 \cdot 12,59 + 7,26 + 10,20 + 1 \cdot 7,63 = 188,4 \text{ кН/м.} \quad (2.2)
 \end{aligned}$$

Навантаження на 1 м^2 фундаменту внутрішньої стіни збирається з вантажної площі $2 \cdot 2,85 = 5,72 \text{ м}^2$.

$$\begin{aligned}
 N_B^n &= (D1 + 4D2 + D3 + D4 + CH1 + 5 \cdot PH2) \cdot 5,7 + \\
 &+ \frac{9 \cdot MП1 \cdot 5,7}{3} + KL5 + KL7 = (3,55 + 4 \cdot 2,28 + 0,7 + 0,3 \cdot 5) \cdot 5,7 + \\
 &+ \frac{9 \cdot 1,3 \cdot 5,7}{3} + 105,67 + 15,4 = 258,2 \text{ кН/м.} \quad (2.3)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_B^P &= (D1 + 4D2 + D3 + D4 + CH1 + \varphi_{nl}(PH1 + 5PH2)) \cdot 5,7 + \\
 &+ \frac{5 \cdot MП1 \cdot 5,7}{3} + KL5 + KL7 = \\
 &(3,95 + 4 \cdot 3,97 + 4 \cdot 5 + 2,74 + 0,98 + 0,54(0,84 + 5 \cdot 1,95)) \cdot 5,7 + \\
 &+ \frac{5 \cdot 1,43 \cdot 5,7}{3} + 138,33 + 15,4 = 360 \text{ кН/м.} \quad (2.4)
 \end{aligned}$$

2.4. Визначення розмірів фундаменту на штучному підставі

2.4.1. Визначення ширини подошви фундаменту

Визначаємо ширину фундаменту (подошви) під зовнішню стіну

Приймаємо довжину фундаменту $l = 1 \text{ м}$.

$$b = \frac{N^n}{R_0 - \gamma_{mf} \cdot d} = \frac{188,4}{250 - 201,89} = 1,10 \text{ м.} \quad (2.5)$$

Приймаємо $b = 120 \text{ см}$, кратно 200 мм .

$$R = 279 \text{ кН/м, } \sigma_\phi = \gamma_{cp} \cdot d \cdot A = 20 \cdot 2,8 \cdot 1,2 = 67,2 \text{ кН/м.} \quad (2.6)$$

Перевірка

$$\sigma = \frac{N + \sigma_{\phi}}{A} \leq R; \quad (2.7)$$

$$\sigma = \frac{188,4 + 67,2}{1,2} = 213,279 \text{ кН/м}. \quad (2.8)$$

Умова виконується.

Визначення ширини підшви фундаментів під внутрішні стіни.

$$b = \frac{N^n}{R_0 - \gamma_{mf} \cdot d} = \frac{258,27}{250 - 20 \cdot 1,89} = 1,57 \text{ м}. \quad (2.9)$$

Приймаємо $b = 120$ см, кратно 200 мм.

$$R = 290 \text{ кН/м}, \sigma_{\phi} = \gamma_{cp} \cdot d \cdot A = 20 \cdot 2,8 \cdot 1,6 = 89,6 \text{ кН/м}. \quad (2.10)$$

Перевірка

$$\sigma = \frac{N + \sigma_{\phi}}{A} \leq R; \quad (2.11)$$

$$\sigma = \frac{258,2 + 89,6}{1,6} = 204,8 < 290 \text{ кН/м}. \quad (2.12)$$

2.4.2. Армування фундаменту під зовнішні стіни

Згинальний момент в консолі у грані стіни від розрахункових навантажень $N = 247$ кН/м.

$$M = 0,5 \cdot p^2 l^2 = 0,5 \cdot 195,5^2 \cdot 0,5^2 = 24,43 \text{ кН/м}^2. \quad (2.13)$$

де

$$P = \frac{N \cdot \gamma_n}{e \cdot b} = \frac{247 \cdot 0,95}{1 \cdot 1,2} = 195,5 \text{ кН/м}^2. \quad (2.14)$$

Мінімальна робоча висота фундаментної подушки.

$$h_0 = \frac{C \cdot P}{\phi b_3 \cdot Rbf \cdot \phi b_2 \cdot l} = \frac{50 \cdot 195,5}{0,6 \cdot 0,66 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 100} = 18,2 \text{ см}. \quad (2.15)$$

Назначаємо $h = 24$ см і $h_0 = 24 - 4 = 20$ см.

Площа перерізу арматури

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{24,43 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 20 \cdot 280 \cdot 100} = 4,64 \text{ см}^2. \quad (2.16)$$

Приймаємо крок стрижнів 200 мм, по довжині фундаменту в 1 м укладають 6Ø10A300С.

$$As^{\phi} = 4,71 \text{ см}^2.$$

$$M = \frac{4,71 \cdot 100}{100 \cdot 20} = 0,235\% \rangle \mu \min = 0,1\% \quad (2.17)$$

2.4.3. Армування фундаменту під внутрішні стіни

$$N = 360 \text{ кН/м.}$$

$$M = 0,5 \cdot pl^2 = 0,5 \cdot 213,7 \cdot 0,5^2 = 26,7 \text{ кН/м}^2. \quad (2.18)$$

де

$$P = \frac{N \cdot \gamma_n}{e \cdot b} = \frac{360 \cdot 0,95}{1 \cdot 1,6} = 213,7 \text{ кН/м}^2. \quad (2.19)$$

Мінімальна робоча висота підшви:

$$h_o = \frac{C \cdot P}{\phi b_3 \cdot Rbf \cdot \phi b_2 \cdot l} = \frac{50 \cdot 213,7}{0,6 \cdot 0,66 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 100} = 29,98 \text{ см.} \quad (2.20)$$

Назначаємо $h = 30 \text{ см}$ и $h_o = 30 - 4 = 26 \text{ см}$.

Площа перерізу арматури:

$$As = \frac{M}{0,9 \cdot h_o \cdot R_s} = \frac{26,7 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 26 \cdot 280 \cdot 100} = 4,07 \text{ см}^2. \quad (2.21)$$

Приймаємо крок стрижнів 200 мм, по довжині фундаменту в 1 м укладають 6Ø10A300С.

$$As^{\phi} = 4,71 \text{ см}^2.$$

$$M = \frac{4,71 \cdot 100}{100 \cdot 26} = 0,181\% \rangle \mu \min = 0,1\% \quad (2.22)$$

2.4.4. Розрахунок осідань основи від фундаментів під зовнішні стіни

$$\sigma_0 = 213 \text{ кН/м.} \quad (2.23)$$

$$\sigma_{0q} = \gamma_1 h_1 \cdot \gamma_2 h_2 = 16,2 \cdot 1 \cdot 15,5 \cdot 1,8 = 44,1 \text{ кН/м;} \quad (2.24)$$

$$\sigma_{0p} = \sigma_0 - \sigma_{0q} = 213 - 44,1 = 168,9 \text{ кН/м;} \quad (2.25)$$

$$\sigma_{zq1} = \gamma_1 h_1 = 16,2 \cdot 1 = 16,2; \quad (2.26)$$

$$\sigma_{zq2} = \sigma_{zq1} + \gamma_2 h_2 = 16,2 + 1,8 \cdot 15,5 = 44,1 \text{ кПа}; \quad (2.27)$$

$$\sigma_{zq3} = \sigma_{zq2} + \gamma_3 h_3 = 44,1 + 2 \cdot 17,8 = 79,7 \text{ кПа}; \quad (2.28)$$

$$\sigma_{zq4} = \sigma_{zq3} + \gamma_4 h_4 = 79,7 + 0,3 \cdot 15,7 = 84,81; \quad (2.29)$$

$$\sigma_{zq5} = \sigma_{zq4} + \gamma_5 h_5 = 84,81 + 1,9 \cdot 15,7 = 114,64; \quad (2.30)$$

$$\sigma_{zq6} = \sigma_{zq5} + (\gamma_5 - 10) h_6 = 114,64 + (15,7 - 10) \cdot 4,2 = 138,58; \quad (2.31)$$

Таблица 2.6.

ξ	z	α	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot \sigma_{0p}$
0	0,0	1,00	$1 \cdot 168,9 = 168,9$
0,4	0,24	0,977	$0,977 \cdot 168,9 = 165,02$
0,8	0,48	0,881	$0,881 \cdot 168,9 = 148,8$
1,2	0,72	0,795	$0,795 \cdot 168,9 = 127,5$
1,6	0,96	0,642	$0,642 \cdot 168,9 = 108,43$
2,0	1,2	0,550	$0,550 \cdot 168,9 = 92,89$
2,4	1,44	0,477	$0,477 \cdot 168,9 = 80,56$
2,8	1,68	0,420	$0,420 \cdot 168,9 = 70,93$
3,2	1,92	0,374	$0,374 \cdot 168,9 = 63,17$
3,6	2,16	0,337	$0,337 \cdot 168,9 = 56,9$
4,0	2,4	0,306	$0,306 \cdot 168,9 = 51,68$
4,4	2,64	0,280	$0,280 \cdot 168,9 = 47,29$
4,8	2,88	0,258	$0,258 \cdot 168,9 = 43,57$
5,2	3,12	0,239	$0,239 \cdot 168,9 = 40,37$
5,6	3,36	0,223	$0,223 \cdot 168,9 = 37,66$
6,0	3,6	0,203	$0,203 \cdot 168,9 = 34,29$
3,3	2	0,365	$0,365 \cdot 168,9 = 61,64$
0,57	0,3	0,939	$0,939 \cdot 168,9 = 158,59$

$$S_i = \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi} + 1}{2} \cdot h_i \cdot \beta / Ed ; \quad (2.32)$$

$$S_1 = \frac{168,9 + 165,02}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 35 = 0,9 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.33)$$

$$S_2 = \frac{165,02 + 158,59}{2} \cdot 0,06 \cdot 0,8 / 35 = 0,22 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.34)$$

$$S_3 = \frac{158,59 + 148,8}{2} \cdot 0,18 \cdot 0,8 / 35 = 0,63 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.35)$$

$$S_4 = \frac{148,8 + 127,5}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 35 = 0,75 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.36)$$

$$S_5 = \frac{127,5 + 108,43}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 35 = 0,65 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.37)$$

$$S_6 = \frac{108,43 + 92,89}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 35 = 0,55 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.38)$$

$$S_7 = \frac{92,89 + 80,56}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 35 = 0,47 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.39)$$

$$S_8 = \frac{80,56 + 70,93}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 35 = 0,42 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.40)$$

$$S_9 = \frac{70,93 + 63,17}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 35 = 0,36 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.41)$$

$$S_{10} = \frac{63,17 + 61,64}{2} \cdot 0,08 \cdot 0,8 / 35 = 0,114 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.42)$$

$$S_{11} = \frac{61,64 + 56,9}{2} \cdot 0,16 \cdot 0,8 / 10,1 = 0,75 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.43)$$

$$S_{12} = \frac{56,9 + 51,68}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 17,5 = 0,59 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.44)$$

$$S_{13} = \frac{51,68 + 47,29}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 17,5 = 0,54 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.45)$$

$$S_{14} = \frac{47,29 + 43,58}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 17,5 = 0,49 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.46)$$

$$S_{15} = \frac{43,58 + 40,37}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 17,5 = 0,46 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.47)$$

$$S_{16} = \frac{40,37 + 37,66}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 17,5 = 0,43 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.48)$$

$$S_{17} = \frac{37,66 + 34,29}{2} \cdot 0,24 \cdot 0,8 / 17,5 = 0,39 \cdot 10^{-3} \text{ M}; \quad (2.49)$$

$$S = \sum S_i \leq S_u$$

$$S = 8,714 \leq Su = 12,0.$$

2.4.5. Розрахунок осідань основи від фундаменту під внутрішні стіни

$$\sigma_0 = 204,8 \text{ кН/м.} \quad (2.50)$$

$$\sigma_{0q} = \gamma_1 h_1 \cdot \gamma_2 h_2 = 16,2 \cdot 1 \cdot 15,5 \cdot 1,8 = 44,1 \text{ кН/м;} \quad (2.51)$$

$$\sigma_{0p} = \sigma_0 - \sigma_{0q} = 204,8 - 44,1 = 160,7 \text{ кН/м;} \quad (2.52)$$

Таблиця 2.7.

ξ	z	α	σ_{zp}
0	0,0	1,0	160,7
0,4	0,32	0,977	157,00
0,8	0,64	0,881	141,58
1,2	0,96	0,755	121,93
1,6	1,28	0,642	103,17
2,0	1,6	0,550	88,38
2,4	1,92	0,477	76,65
2,8	2,24	0,420	67,49
3,2	2,56	0,374	60,1
3,6	2,88	0,337	54,16
4,0	3,2	0,306	49,17
4,4	3,52	0,280	44,99
4,8	3,84	0,258	41,46
5,2	4,16	0,239	38,4
5,6	4,48	0,223	35,8
6,0	4,8	0,208	32,62
3	2	0,307	49,33

$$Si = \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi} + 1}{2} \cdot hi \cdot \beta / Ed ; \quad (2.53)$$

$$S_1 = \frac{160,7 + 157}{2} \cdot 0,32 \cdot 0,8 / 35 = 1,16 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (2.54)$$

$$S_2 = \frac{157 + 141,58}{2} \cdot 0,32 \cdot 0,8 / 35 = 1,09 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (2.55)$$

$$S_3 = \frac{141,58 + 121,93}{2} \cdot 0,32 \cdot 0,8 / 35 = 0,96 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (2.56)$$

$$S_4 = \frac{121,93 + 103,17}{2} \cdot 0,32 \cdot 0,8 / 35 = 0,82 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (2.57)$$

$$S_5 = \frac{103,17 + 88,38}{2} \cdot 0,32 \cdot 0,8 / 35 = 0,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (2.58)$$

$$S_6 = \frac{88,38 + 76,65}{2} \cdot 0,32 \cdot 0,8 / 35 = 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (2.59)$$

$$S_7 = \frac{76,65 + 67,49}{2} \cdot 0,32 \cdot 0,8 / 35 = 0,52 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (2.60)$$

$$S_8 = \frac{67,49 + 54,16}{2} \cdot 0,04 \cdot 0,8 / 35 = 0,05 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (2.61)$$

$$S_9 = \frac{54,16 + 49,33}{2} \cdot 0,028 \cdot 0,8 / 10,1 = 1,1 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (2.62)$$

$$S_{10} = \frac{49,33 + 49,17}{2} \cdot 0,32 \cdot 0,8 / 17,5 = 0,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (2.63)$$

$$S = \sum S_i \leq S_u$$

$$S = 10,06 \leq S_u = 12,0.$$

2.4.6. Епюра розподілу напружень в основі фундаменту під зовнішні стіни

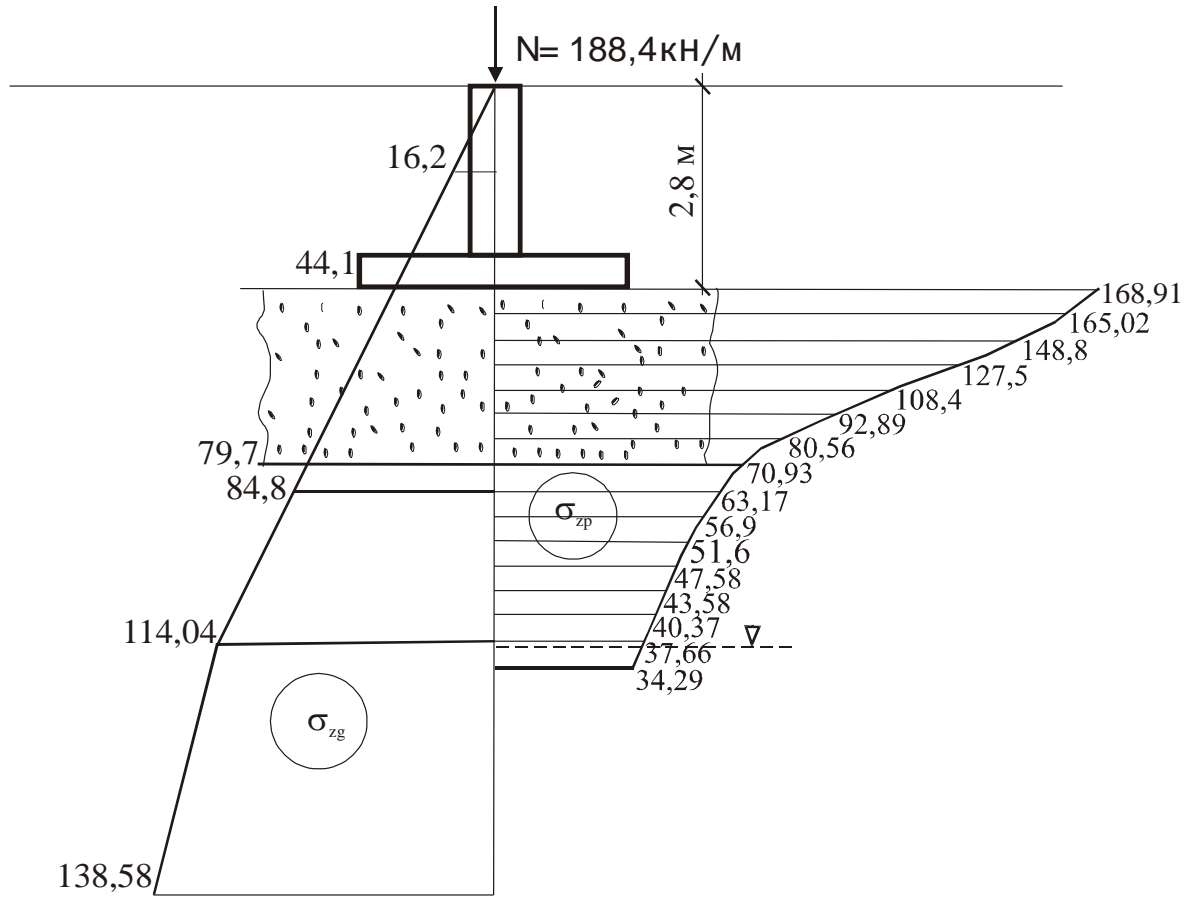


Рисунок 2.1 Епюра напружень в ґрунті

2.4.7. Епюра розподілу напружень в основі фундаменту під внутрішні стіни

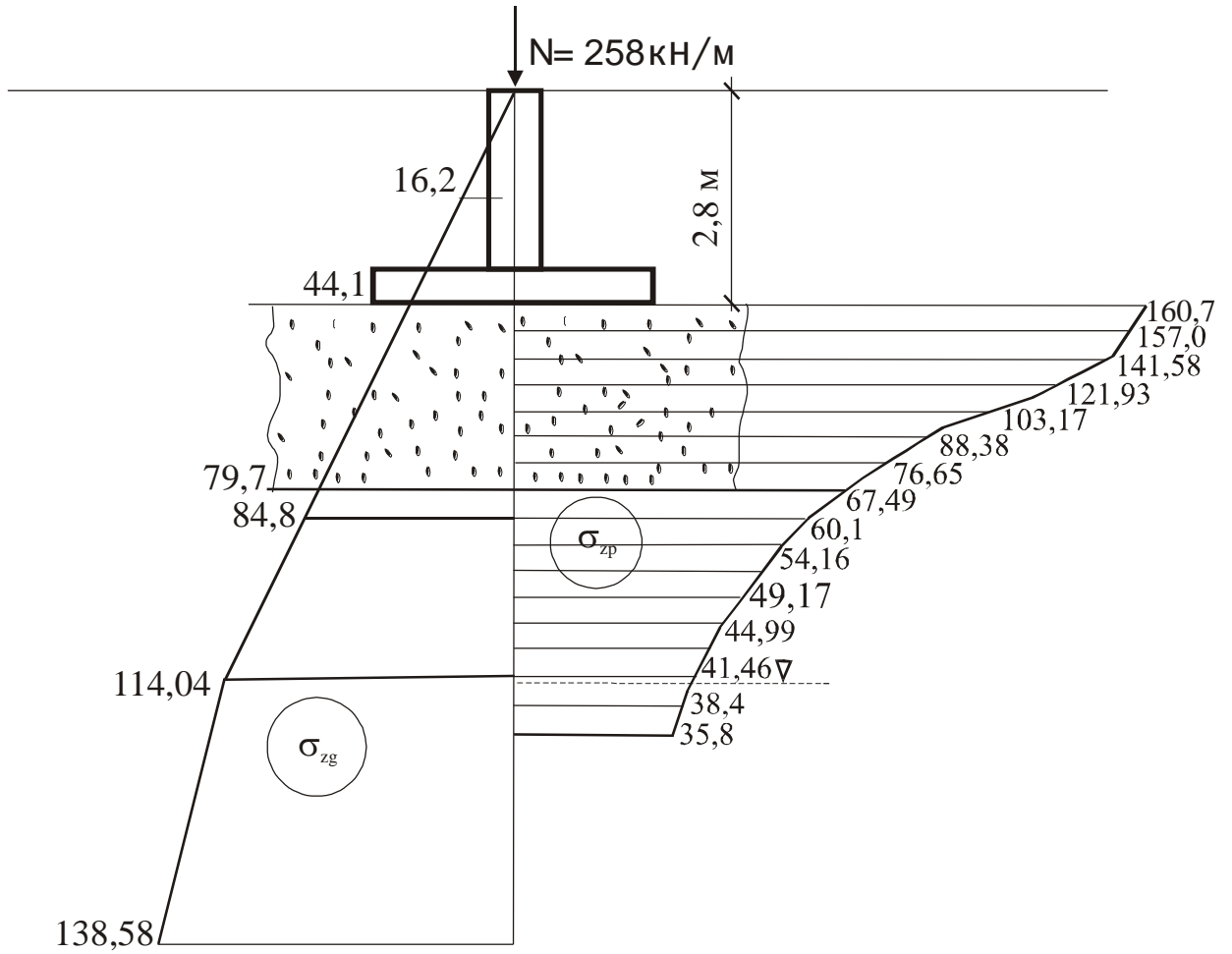


Рисунок 2.2 - Епюра напружень в ґрунті

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Розрахунок і конструювання пустотної плити покриття

Панель виготовлена за поточно-агрегатної технології з електротермічним натягуванням арматури на упор і тепловій обробці.

3.1.1. Вихідні дані

Бетон легкий В 30, $E_b = 32,5 \cdot 10^4$ МПа, $R_b = 17$ МПа, $R_{bt} = 1,2$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$.

Поздовжня арматура зі сталі класу А 600.

$R_s = 680$ МПа, $R_{s,ser} = 785$ МПа, $E_s = 190000$ МПа.

Поперечна арматур А240С зварні сітки зі сталі класу Вр І.

3.1.2. Збір навантажень, що діють на плиту

Таблиця 3.1 - Збір навантажень, що діють на плиту

Вид навантаження	Нормативна (кН)	Коефіцієнт (γ_f)	Розрахункове навантаження (кН)
1. Постійне			
- захисний шар $t = 0,01, \rho = 15,5$ кН	0,155	1,3	0,202
- руберойдовий килим $t = 0,015, \rho = 10$ кН	0,15	1,2	0,18
- стяжка цементно-піщана $t = 0,02, \rho = 18$ кН	0,36	1,3	0,468

Продовження таблиці 3.1

- утеплювач (пінобетон) $t = 0,01, \rho = 5 \text{ кН}$	0,5	1,3	0,65
- пароізоляція $t = 0,002, \rho = 10 \text{ кН}$	0,02	1,3	0,026
- плита покриття $t = 0,22, \rho = 18 \text{ кН/м}^3$	2,16	1,1	2,376
Всього:	3,305		3,402
2. Тимчасове			
- короткочасове	0,5	1,4	0,7
Всього:	3,805		4,602

$$l_{\text{конст}} = 5980 \text{ мм.}$$

$$l_0 = l_1 - 120 = 5980 - 120 = 5860 \text{ мм.} \quad (3.1)$$

Навантаження на 1 м довжини плити:

1. Розрахункова повна $q = 4,602 * 1,2 = 5,52 \text{ кН / м.}$

2. Нормативна повна $q_m = 3,805 * 1,2 = 4,6 \text{ кН / м.}$

3.1.3. Розрахункова схема плити

Згинальний момент від розрахункового навантаження:

$$M_{\text{max}} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{5,52 \cdot 5,86^2}{8} = 23,7 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (3.2)$$

від нормативного навантаження:

$$M^n = \frac{4,6 \cdot 5,86^2}{8} = 19,7 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (3.3)$$

Поперечна сила від розрахункового навантаження:

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l^0}{2} = \frac{5,52 \cdot 5,86}{2} = 16,173 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (3.4)$$

від нормативного навантаження:

$$Q^n = \frac{4,6 \cdot 5,86}{2} = 13,478 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (3.5)$$

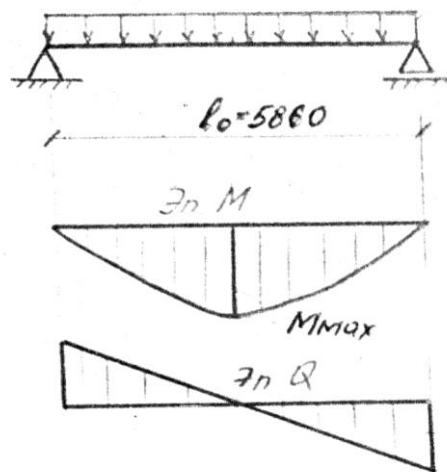


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема плити

3.1.4. Розрахунок міцності нормального перерізу

Для розрахунку багатопустотної панелі перетин приводимо до таврової висоти $h = 22$ см, шириною полки $b / f = 119$ см, шириною ребра $b = 2 * 38 + 5 * 26 = 20,6$ см і товщиною стислій полки $h / f = 3,05$ см.

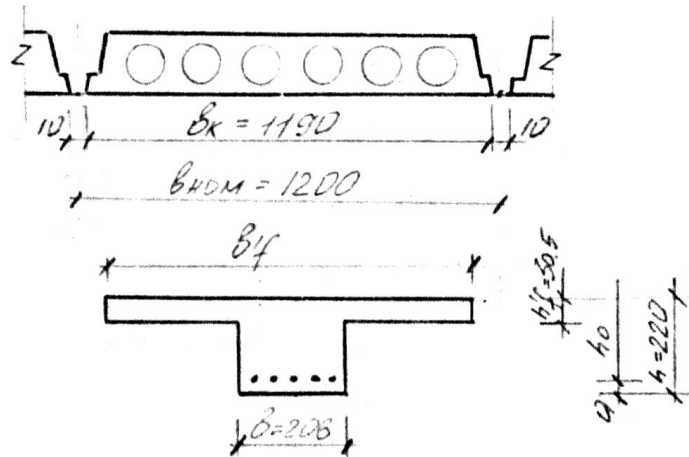


Рисунок 3.2 – Переріз плити

Початкова попередня напруга арматури, що передається на піддон, приймаємо:

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot R_{s.ser} = 0,75 \cdot 785 = 588,75 \text{ МПа.} \quad (3.6)$$

що менше

$$R_{s.ser} - \rho = 785 - 90 = 695 \text{ МПа.} \quad (3.7)$$

але більше

$$0,3 \cdot R_{s.ser} = 0,3 \cdot 785 = 235,5 \quad (3.8)$$

де:

$$\rho = 30 + \frac{360}{6} = 90 \text{ МПа.} \quad (3.9)$$

l – відстань між зовнішніми гранями упорів.

1) Задаємося розміром $a = 2$ см, тоді робоча висота перерізу:

$$h_0 = 22 - 2 = 20 \text{ см.} \quad (3.10)$$

2) Визначаємо характеристику стиснутої зони за формулою:

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 \cdot R_b \quad (3.11)$$

де:

α_1 – коефіцієнт, який приймається 0,7 для легких бетонів.

$$\omega = 0,7 - 0,008 \cdot 17 = 0,564 \quad (3.12)$$

3) Визначаємо за формулою:

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 \geq 0, \quad (3.13)$$

де:

σ_{sp} - попереднє напруження арматури, що передається на піддон.

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{588,75}{680} - 1200 = 98,71 \text{ МПа} > 0. \quad (3.14)$$

4) Визначення напруги в арматурі σ_{SR} для класу А-V за формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sm}} \left(1 - \frac{\sigma}{1,1}\right)}, \quad (3.16)$$

де:

σ_{sm} - середня напруга на ділянках між тріщинами.

$$\xi_R = \frac{0,564}{1 + \frac{392,5}{500} \left(1 - \frac{0,564}{1,1}\right)} = 0,6475 \quad (3.17)$$

6) Визначаємо граничне значення коефіцієнта A_R за формулою:

$$A_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R) = 0,6475 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,6475) = 0,645 \quad (3.18)$$

7) Для визначення положення нейтральної осі визначали вигинаючий момент M_f , який може бути сприйнятий полицею за формулою:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = 17 \cdot 119 \cdot 3,05 (20 - 0,5 \cdot 3,05) \cdot 100 = \\ &= 11399352 \text{ Н см} = 113 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{\max} = 23,7 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned} \quad (3.19)$$

так як $M_f > M_{\max}$, то нейтральна вісь проходить в межах полки і перетин розраховуємо як прямокутне з шириною:

$$b = b'_f = 119 \text{ см} \quad (3.20)$$

8) Визначаємо значення A_0 за формулою:

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b} = \frac{2370000}{119 \cdot 20^2 \cdot 17 \cdot 100} = 0,029 < A_R = 0,645 \quad (3.21)$$

з таблиці $\xi = 0,04$, $\eta = 0,98$.

9) Визначаємо коефіцієнт умов роботи арматури підвищеної міцності по формулі:

$$A_{red} = A' \alpha A_s = 119 \cdot 22 - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 5,846 \cdot 2,36 = 1736,85 \quad (3.22)$$

Визначаємо площу перерізу арматури по формулі:

$$A_{sp} = \frac{M}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s \cdot \gamma_{sb}} = \frac{2370000}{0,98 \cdot 20 \cdot 680 \cdot 1,37 \cdot 100} = 1,29 \text{ см}^2 \quad (3.23)$$

Приймаємо 3 \varnothing 10 А 600 с $A_s^\phi = 2,36 \text{ см}^2$.

3.1.5. Визначення геометричних характеристик

Ставлення модулів пружності:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{32500} = 5,846 \quad (3.24)$$

Площа приведенного перерізу і статичний момент нижньої межі:

$$A_{red} = A' \alpha A_s = 119 \cdot 22 - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 5,846 \cdot 2,36 = 1736,85 \text{ см}^2. \quad (3.25)$$

$$S_{red} = S' \alpha S_s = 1,1 \cdot 119 \cdot 22 - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} \cdot 11 + 5,846 \cdot 2,36 \cdot 2 = 18981,2 \text{ см}^3. \quad (3.26)$$

Відстань від нижньої межі до центру ваги приведенного перерізу:

$$I_{red}^0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{18981,2}{1736,85} = 10,9 \text{ см}. \quad (3.27)$$

Відстань від точки прикладання зусилля в напруженій арматурі до центра ваги приведенного перерізу:

$$l_{op} = I_{red} - a = 10,9 - 2 = 8,9 \text{ см}. \quad (3.28)$$

Момент інерції приведенного перерізу без урахування власного моменту інерції арматури:

$$I_{red} = I + \alpha \cdot I_s = \frac{119 \cdot 22^3}{12} - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^4}{64} + 5,846 \cdot 2,36 \cdot 8,8^2 = 106443,4 \text{ см}^4 \quad (3.29)$$

Момент опору щодо:

- нижньої межі:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{I_{red}^0} = \frac{106443,4}{10,9} = 9765,5 \text{ см}^3. \quad (3.30)$$

- верхньої межі:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{(h - I_{red}^0)} = \frac{106443,4}{(22 - 10,9)} = 9589,5 \text{ см}^3. \quad (3.31)$$

Для визначення пружно-пластичного моменту опору і подальших розрахунків перетину багатопустотних панелі проводимо до еквівалентного двотаврового перетину тієї ж площі того ж моменту інерції.

Площа одного отвору:

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} = 200 \text{ см}^2. \quad (3.32)$$

Момент інерції цієї площі щодо її центра ваги:

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 15,9^4}{64} = 3215 \text{ см}^4. \quad (3.33)$$

З формули моменту інерції прямокутника:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{Ah_1}{12} \quad (3.34)$$

визначаємо висоту еквівалентного прямокутного отвору:

$$h_1 = \sqrt{\frac{12 \cdot I}{A}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 3215}{200}} = 13,9 \text{ см}. \quad (3.35)$$

Ширина схилу полки еквівалентного перерізу:

$$b_{oo} = \frac{A}{h_1} = \frac{200}{13,9} = 4,3 \text{ см}. \quad (3.36)$$

Ширина ребра:

$$b = b' f - 2 \cdot b_{oo} = 119 - 2 \cdot 4,3 = 33 \text{ см}. \quad (3.37)$$

Висота верхньої і нижньої полиць

$$h_f = h'_f = 3,05 + \frac{15,9 - 13,9}{2} = 4,05 \text{ см.} \quad (3.38)$$

За табл. $\gamma = 1,5$: тоді пружно-пластичний момент опору щодо:

- нижньої межі:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 9765,5 = 14648 \text{ см}^3. \quad (3.39)$$

- верхньої межі:

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,5 \cdot 9589,5 = 14384 \text{ см}^3. \quad (3.40)$$

3.1.6. Розрахунок міцності перерізів нахилених до поздовжньої осі панелі

Припустимо, що на приопорних ділянках панелі довжиною по 1,2 м з кожного боку ставимо по 4 каркаса з поперечними стрижнями $\varnothing 4$ мм встановлених на відстані один від одного $S = 10$ см.

Тоді:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{32500} = 5,846 \quad (3.41)$$

обчислюємо коефіцієнт, що враховує вплив хомутів:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w \leq 1,3 \quad (3.42)$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 5,846 \cdot 0,0022 = 1,06 \leq 1,3 \quad (3.43)$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 17 \cdot 0,95 = 0,84 \quad (3.44)$$

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \\ = 0,3 \cdot 1,06 \cdot 0,84 \cdot 20,6 \cdot 20 \cdot 100 = 10985 \cdot 17 = 98675,6 \text{ Н.} \quad (3.45)$$

Умова виконується, отже, прийняті розміри перетину достатні.

$$Q = \varphi_{b2} \cdot R_{bf} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,2 \cdot 20 \cdot 20 \cdot 100 = 29664 \text{ Н.} \quad (3.46)$$

$$Q = 29664 \text{ Н} > Q_{\max} = 16,173 \text{ Н.}$$

Умова виконується, поперечна арматура по розрахунку не потрібна.

3.1.7. Визначення втрат попереднього напруження арматури

Втрати від релаксації напружень в арматурі при електротермічному способі натягу

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{\varepsilon\rho} = 0,03 \cdot 588,7 = 17,7 \text{ МПа.} \quad (3.47)$$

Втрати від температурного перепаду між натягнутою арматурою і упорами, так як при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з виробами.

Зусилля обтиску:

$$P_1 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 2,36(588,7 - 17,7) \cdot 100 = 134756 \text{ Н} = 134 \text{ кН.} \quad (3.48)$$

Визначаємо ексцентриситет цього зусилля відносно центра ваги перерізу:

$$l_{op} = \frac{(\sigma_{sp} - \sigma_{los1.5}) A_{sp} (I_0 - a_{sp})}{P_1} \quad (3.49)$$

де

$$\sigma_{los1.5} = \sigma_1 = 588,7 \cdot 0,03 = 17,7 \text{ МПа.} \quad (3.50)$$

$$l_{op} = \frac{(588,7 - 17,7) \cdot 2,36(10,9 - 3)}{1340} = 7,9 \text{ см.} \quad (3.51)$$

3.1.8. Визначаємо напругу в бетоні при стисненні за формулою

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot l_{op} (I_0 - a_{sp})}{I_{red}} - \frac{q_{eb} \cdot Bl^2 (I_0 - a_{sp})}{8 \cdot I_{red}} = \\ &= \frac{134756}{1736,85} + \frac{134756 \cdot 7,9(10,9 - 3)}{106443,4} - \frac{4,004 \cdot 20,6^2 \cdot 58,6^2 \cdot (10,9 - 3)}{8 \cdot 106443,4} = \\ &= 6,4 \text{ МПа.} \end{aligned} \quad (3.52)$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{6,4}{12,5} = 0,512 < 0,75 \quad (3.53)$$

$$\sigma_6 = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot 6,4}{12,5} = 17,41 \text{ МПа.} \quad (3.54)$$

Перші втрати:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_b = 17,7 + 17,4 = 35,1 \text{ МПа.} \quad (3.55)$$

$\sigma_8 = 40,2$ Мпа – втрати від усадки бетону.

Втрати від повзучості бетону.

$$\sigma_9 = \frac{0,85 \cdot 150 \cdot \sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,85 \cdot 150 \cdot 6,4}{12,5} = 65,3 \text{ МПа.} \quad (3.56)$$

другі втрати:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40,2 + 65,3 = 105,4 \text{ МПа.} \quad (3.57)$$

повні втрати:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 35,1 + 105,4 = 140,5 \text{ Мпа} > 100 \text{ МПа} \quad (3.58)$$

- мінімального значення.

Зусилля обтиску з урахуванням втрат:

$$P_2 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 2,36(588,7 - 140,5) \cdot 100 = 105756,3 \text{ Н} = 105,75 \text{ кН.} \quad (3.59)$$

3.1.9. Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до поздовжньої осі

$$\gamma f = 1, M = 19,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$M \leq M_{erc}. \quad (3.60)$$

$$M_{erc} = R_{bf,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 1,2 \cdot 14648 \cdot 100 + 105,75(7,9 + 4,2) = 22,2 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (3.61)$$

$$M = 19,7 \text{ кН} \cdot \text{м} < 22,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Розрахунок на розкриття тріщин не виконують.

3.1.10. Розрахунок прогину плити

$M = 17,34$ - від постійного і тривалого навантаження.

Сумарна поздовжня сила дорівнює зусиллю попереднього обтиску:

$$N_{fof} = P_2 = 105,75 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет:

$$l_{fof} = \frac{M}{N_{fof}} = \frac{1700000}{105750} = 16,1 \text{ см.} \quad (3.62)$$

Коефіцієнт $\varphi_1 = 0,8$ - при тривалій дії навантажень.

$$\sigma_m = \frac{R_{bf,ser} \cdot W_{pl}}{M_2 - M_{2p}} \leq 1 \quad (3.63)$$

(Приймаємо $\varphi_1 = 1$)

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформацій розтягнутої арматури.

$$\sigma_s = 1,25 - \sigma_{es} \cdot \sigma_m - \frac{1 \cdot \sigma_m^2}{(3,5 - 1,8\sigma_m) - l_{s_{tot}} / h_0} \leq 1 \quad (3.65)$$

$$\sigma_s = 1,25 - 0,8 \cdot 1 - \frac{1 \cdot 1^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 1) - 16,1 / 20} = 1,25 - 0,8 = 0,45 < 1 \quad (3.66)$$

Обчислюємо кривизну осі при згинанні:

$$\frac{1}{2} = \frac{1700000}{20 \cdot 18,5 \cdot 100} \left(\frac{0,45}{190000 \cdot 2,36} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 32500 \cdot 363} \right) - \frac{105750}{20} \cdot \frac{0,45}{190000 \cdot 2,36 \cdot 100} = 4 \cdot 61 \cdot 10^{-5} \quad (3.67)$$

Обчислюємо прогин за формулою:

$$f = S_1 \frac{1}{\eta} l^2 = 0,104 \cdot 4,61 \cdot 10^{-5} \cdot 586^2 = 1,646 \text{ см} < 3 \text{ см.} \quad (3.68)$$

Прийнятий перетин плити і армування задовольняє вимогам розрахунку.

3.1.11. Визначення діаметра монтажної петлі

1) Обсяг бетону

$$V = 0,22 \cdot 1,2 \cdot 5,98 \cdot 0,5 = 0,79 \text{ м}^3. \quad (3.69)$$

2) Маса плити

$$G = V \cdot q = 0,79 \cdot 25 = 0,197 \text{ кН} \quad (3.70)$$

3) З урахуванням коефіцієнта динамічності $k_d = 1,4$ при монтажі:

$$N = G \cdot k_d = 0,197 \cdot 1,4 = 27,62 \text{ кН} \quad (3.71)$$

4) Навантаження на одну робочу петлю:

$$N_1 = \frac{N}{3} = \frac{27,62}{3} = 9,2 \text{ кН} \quad (3.72)$$

5) Площа арматури петлі:

$$A_s = \frac{N_1}{R_s} = \frac{9,2}{22,5} = 0,409 \text{ кН} \quad (3.73)$$

Приймаємо 4 петлі $\varnothing 8A 240C$ с $A_s^{\phi} = 0,503 \text{ см}^2$.

3.2. Вихідні дані для розрахунку сходового маршу і сходової площадки

Матеріали:

а) бетон класу В 15;

б) сталь для робочої арматури прийнята класу А300С для маршу і класу А400С для майданчика.

Сітки зварні виконуються з арматурного дроту класу Вр І.

Розрахунковий опір матеріалів прийнятий відповідно до ДБН В2.6.-98:2009.

-для бетону класу В 15:

$R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0,9$ - коефіцієнт умови роботи, що враховує вплив тривало діючої навантаження на несучу здатність залізобетонних елементів.

- для сталі класу А300С і класу А400С:

$R_s = 280 \text{ МПа}$, $R_s = 365 \text{ МПа}$ для класу А400С $\varnothing 10 \text{ мм}$.

- для сталі класу А240С:

$R_s = 225 \text{ МПа}$;

- для сталі класу Вр І:

при $\varnothing 3$ $R_s = 375 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 270 \text{ МПа}$;

при $\varnothing 4$ $R_s = 365 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 265 \text{ МПа}$;

при $\sigma_s = 360$ МПа; $R_{sw} = 260$ МПа;

Тимчасове навантаження прийняте:

а) рівномірно розподілена $v_H = 4$ кН / м² з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,2$.

б) зосереджене навантаження $v_H = 1$ кН з коефіцієнтом $\gamma_f = 1,2$.

Величина поздовжнього прогину прийнята:

$$f_{сч} = \frac{l}{200} \quad (3.74)$$

3.2. Розрахунок і конструювання сходового маршу

3.2.1. Розрахункова схема:

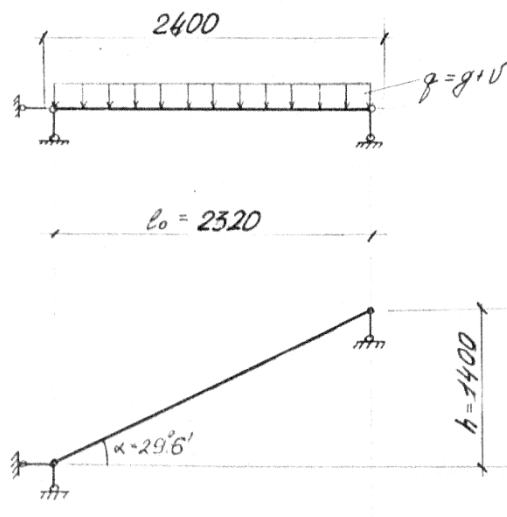


Рисунок 3.3 - Розрахункова схема сходового маршу

$$\cos \alpha = 0,869$$

$$\text{tg } \alpha = 0,568.$$

2. Визначення розрахункового прольоту:

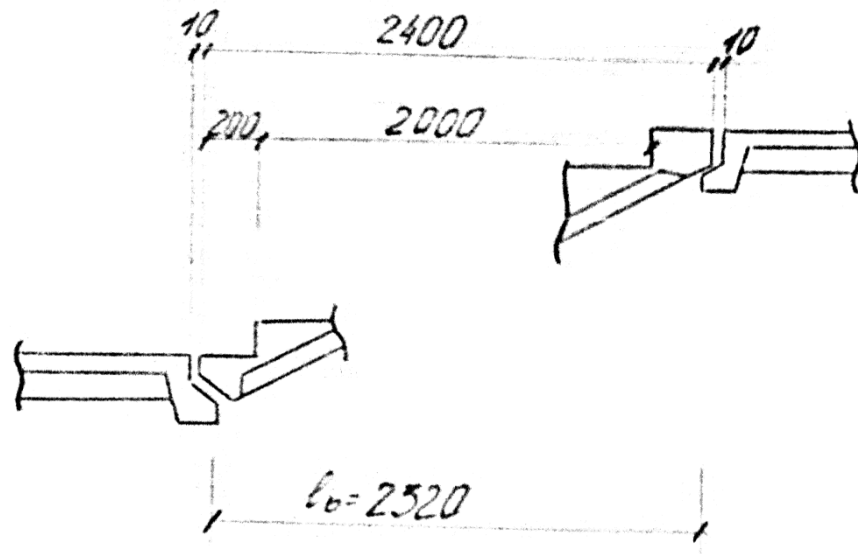


Рисунок 3.4 – Схема сходового маршу

3.2.2. Навантаження на горизонтальну проекцію маршу

Визначення нормативних і розрахункових навантажень що діють на 1 м. пог. горизонтальної проекції маршу

Таблиця 3.2 – Навантаження на горизонтальну проекцію маршу

Вид навантаження	нормативне (кН/м)	коефіцієнт (γ_f)	Розрахункове навантаження (кН/м)
1. Навантаження від маси маршу $13,3/2,32 = 5,73$	5,73	1,1	6,3
2. Навантаження від маси огорожі $0,48/2,32 = 0,206$	0,206	1,05	0,217
3. Корисне навантаження $4 \cdot 1,2 = 4,8$	4,8	1,2	5,76
$q_H = q_{ser} =$	10,763		$q = 12,277$

3.2.3. Визначення розрахункових зусиль M і Q

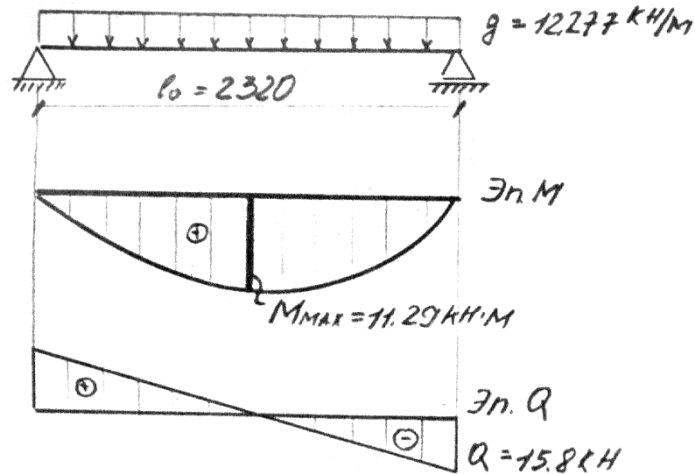


Рисунок 3.5 – Епюри зусиль у сходовому марші

Розрахунковий вигинаючий момент:

$$M_{\max} = M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{12,277 \cdot 2,32^2}{8} = 11,29 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (3.76)$$

Розрахункова поперечна сила:

$$Q_{\max} = Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{12,277 \cdot 2,32}{2} = 15,80 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (3.77)$$

3.2.4. Площа перерізу поздовжньої робочої арматури в ребрах маршу

Визначаємо необхідну площу перерізу поздовжньої робочої арматури в ребрах маршу

а) фактичний перетин маршу:

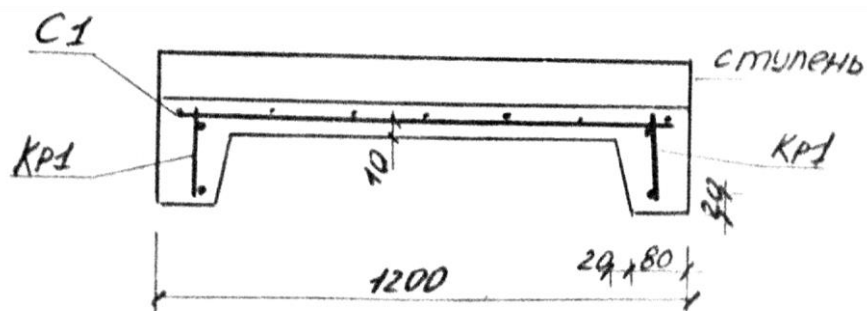


Рисунок 3.6 – Поперечний переріз сходового маршу

б) еквівалентний тавровий перетин маршу:

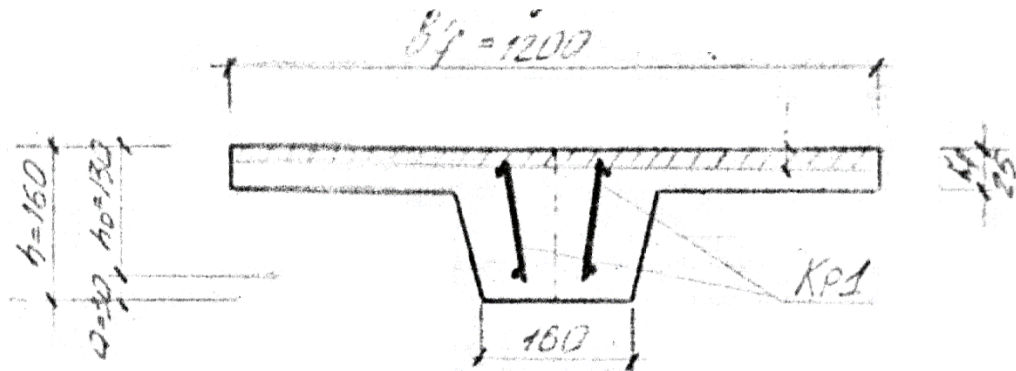


Рисунок 3.7 – Тавровий перетин маршу

в) визначаємо випадок розрахунку таврового перетину:

$$M_f = R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 0,025 \cdot \left(0,13 - \frac{0,025}{2} \right) \cdot 10^{-3} =$$

$$= 26,97 \text{ кН м} \quad (3.78)$$

$$M_{\max} = 11,29 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_f = 26,97 \text{ кН м}. \quad (3.79)$$

Має місце перший випадок, тобто розрахунок ведеться як для балки прямокутного перерізу з шириною $b'_f = 1,2 \text{ м}$;

г) підбір перерізу робочої поздовжньої арматури.

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{11,290}{8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 0,13^2} = 0,072 \quad (3.80)$$

чому відповідає $\xi = 0,074$.

Приймаємо 2 $\varnothing 14$ А300С

$A_s = 3,08 \text{ см}^2$ (- 3,5 % припустимо).

Кожне ребро маршу армується звареним каркасом Кр 1.

Уточнюємо:

$$h_0 = h - c - \frac{d}{2} = 16 - 2 - \frac{1,4}{2} = 13,3 \text{ см}. \quad (3.82)$$

3.2.5. Розрахунок маршу по похилих перетинах

Перевіряємо необхідність розрахунку маршу по похилих перетинах:

$$0,6 R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,75 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,16 \cdot 0,133 = 8,61 \text{ кН} < \\ < Q \cdot \cos \alpha = 15,8 \cdot 0,869 = 13,73 \text{ кН.} \quad (3.83)$$

Висновок: поперечну арматуру слід ставити за розрахунком.

Перевіряємо умову $Q \leq \gamma_{w1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0$

де γ_{b1} - коефіцієнт що враховує міцність бетону;

$$\gamma_{b1} = 1 - 0,006 R_b = 1 - 0,006 \cdot 8,5 = 0,949; \quad (3.84)$$

γ_{b1} - коефіцієнт що враховує вплив поперечної арматури.

$$\gamma_{w1} = 1 + \eta \alpha \mu w \quad (3.85)$$

Для вертикальних хомутів:

$$\eta = 5;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,35 \cdot 10^4} = 8,94 \quad (3.86)$$

$$\mu w = \frac{A_w}{b_1 \cdot S_w} = \frac{2 \cdot 0,071}{2,35 \cdot 10^4} = 8,94 \quad (3.87)$$

$$\gamma_{w1} = 1 + \eta \alpha \mu w = 1 + 5 \cdot 8,94 \cdot 0,0011 = 1,049 \quad (3.88)$$

$$0,3 \cdot \gamma_{w1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,049 \cdot 0,949 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,16 \cdot 0,133 = \\ = 48,61 \text{ кН} < Q \cdot \cos \alpha = 15,8 \cdot 0,869 = 13,73 \text{ кН.} \quad (3.89)$$

Висновок: Міцність стінки на стиск забезпечена (розміри перетину маршу достатні).

Констатуємо поперечну арматуру:

Приймаємо у кінців елемента, на довжині:

$$\frac{l}{4} = \frac{2761}{4} = 69,0 \text{ мм.} \quad (3.90)$$

Крок поперечних стержнів:

$$S_1 = \frac{h}{2} = \frac{160}{2} = 80 \text{ мм.} \quad (3.91)$$

У середній частині прольоту приймаємо $S_2 = 160 \text{ мм} \varnothing 3 \text{ Вр I}$.

Монтажну арматуру приймаємо $\varnothing 8$ А240С.

Перевірка міцності маршу по похилих перетинах:

Конструювання поперечної арматури можна вважати задовольною, якщо виконується умова:

$$Q \cdot \cos \alpha \leq Q_{wb} \quad (3.92)$$

$$Q_{wb} = \sqrt{8(1 + \varphi_2) R_{bt} \cdot \gamma_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_w} =$$

$$\sqrt{8(1 + 0,067) 0,75 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,16 \cdot 0,133^2 \cdot 4,8 \cdot 10^4 \cdot 10^{-3}} = 27,97 \text{ кН.} \quad (3.93)$$

де

$$\gamma_t = \frac{0,75(b_f - b)h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{0,75(23,5 - 16)2,5}{16 \cdot 13,3} = 0,067 \quad (3.94)$$

при

$$b'_f = b + 3 h'_f = 16 + 3 \cdot 2,5 = 23,5 \text{ см} \quad (3.95)$$

$$q_w = \frac{R_{sw} \cdot A_s}{S} = \frac{270 \cdot 0,142 \cdot 10^2}{0,08} = 4,8 \cdot 10^4 \quad (3.96)$$

$$Q_{wb} = 27,97 \text{ кН} > Q \cdot \cos \alpha = 13,73 \text{ кН}$$

Висновок: міцність маршу по похилих перетинах забезпечена.

3.2.6. Розрахунок ступенів маршу

Розрахункова схема ступенів маршу:

а) і б)

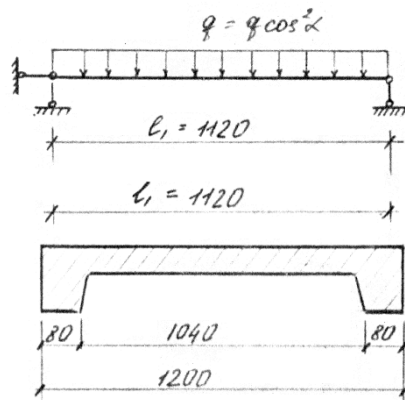


Рисунок 3.8 – Поперечний переріз ступені

Розрахунковий проліт ступенів:

$$l_1 = 120 - 8 = 112 \text{ см} \quad (3.97)$$

Розрахункове навантаження, що діє перпендикулярно площині маршу:

$$q_1 = q \cos^2 \alpha = 11,051 \cdot 0,869^2 = 8,35 \text{ кН/м.} \quad (3.98)$$

Розрахунковий перетин ступенів маршу:

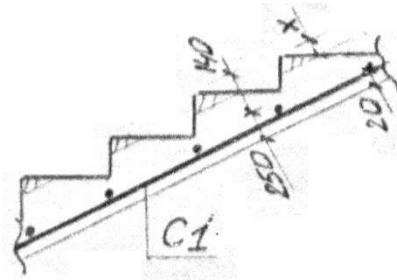


Рисунок 3.9 – Ступені сходового маршу

$$h_0 = 14 + 2,5 - 1,45 = 15 \text{ см.} \quad (3.99)$$

Розрахунок проводимо за формулами для трикутного перетину:

$$M \leq R_s A_s \left(h_0 - \frac{2}{3} x \right) \quad (3.100)$$

де:

$$x = \sqrt{\frac{R_s A_s}{\beta R_b \cdot \gamma_{b2}}}; \quad (3.101)$$

де:

$$\beta = \frac{100}{2h_{cm} \cos \alpha} = \frac{100}{2 \cdot 15,6 \cdot 0,869} = 3,68 \quad (3.102)$$

β - коефіцієнт, що залежить від розмірів ступені.

Для армування ступенів приймаємо зварену сітку марки:

$$\frac{3BpI - 200}{3BpI - 200} 1120 \times 2100 \frac{c}{9} \text{ с } A_s = 0,36 \text{ см}^2 \text{ поперечної арматури на 1 м.}$$

$$x = \sqrt{\frac{3,75 \cdot 0,36}{3,68 \cdot 8,5 \cdot 0,9}} = 2,2 \text{ см} \quad (3.103)$$

Несуча здатність ступенів становить:

$$\begin{aligned} \phi &= M = R_s A_s (h_0 - 2/3 x) = \\ &= 375 \cdot 10^6 \cdot 0,36 \cdot 10^{-4} \cdot (0,15 - 2/3 \cdot 0,022 \cdot 10^{-3}) = 1,82 \text{ кН м} \end{aligned} \quad (3.104)$$

Фактичний розрахунковий момент

$$M = \frac{q \cdot l_1^2}{8} = \frac{8,35 \cdot 1,12^2}{8} = 1,31 \text{ кН м} < 1,82 \text{ кН м} \quad (3.105)$$

Міцність ступенів забезпечена.

Сітку С1 (дивись лист проекту).

3.2.7. Розрахунок маршу на монтажі зусилля

а) При підйомі, монтажі і складуванні розрахункова схема маршу має вигляд:

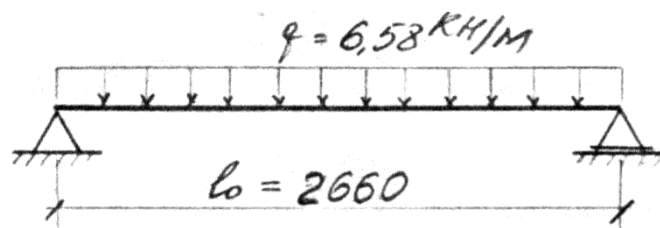


Рисунок 3.10 – Розрахункова схема ступені сходового маршу

б) Визначаємо розрахунковий проліт маршу (при підйомі):

$$l_0 = 2760 - 100 = 2660 \text{ мм}, \quad (3.106)$$

де 2760 - повна довжина маршу.

в) Визначаємо розрахункове навантаження. Враховуємо власну вагу маршу з коефіцієнтом динамічності:

$$g = 1,4;$$

$$q = \frac{q_t \cdot b}{z_0} = \frac{6,58 \cdot 3,03^2}{3,03} = 7,56 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.107)$$

Несуча здатність маршу при знятті його з піддону при 70% розрахункової міцності бетону, становить:

$$\phi = R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f \cdot h_0^2 \cdot \gamma_1 \cdot \alpha_0 \quad (3.108)$$

де:

$$\gamma_1 = 0,7;$$

$\gamma_{b2} = 1$, так як навантаження короткочасне.

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_1 \cdot b_f \cdot h_0} = \frac{280 \cdot 4,02}{8,5 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 120 \cdot 13,2} = 0,119 \quad (3.109)$$

Чому відповідає $\alpha_0 = 0,112$

$$\begin{aligned} \phi &= 8,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 0,133^2 \cdot 0,112 \cdot 10^{-3} = \\ &= 14,1 \text{ кН}\cdot\text{м} < M = 7,56 \text{ кН}\cdot\text{м} \end{aligned} \quad (3.110)$$

Міцність маршу при знятті його з піддону забезпечена.

3.2.8. Визначаємо переріз арматури монтажних петель

Число петель - 4 (робочих петель 3)

Зусилля, що припадає на одну петлю:

$$N_1 = \frac{1,4 \cdot 1,5 \cdot 13,3}{3} = 9,31 \quad (3.111)$$

Приймаємо для петель сталь класу А240С.

Перетин петлі:

$$A_s = \frac{N_1}{R_s} = \frac{9310 \cdot 10^4}{225 \cdot 10^6} = 0,413 \text{ см}^2 \quad (3.112)$$

Приймаємо $\varnothing 8$ А240С ($A_s = 0,503 \text{ см}^2$).

3.2.9. Розрахунок маршу за деформаціями

Розрахунок на дію нормативних навантажень проводиться за схемою відповідної горизонтальної проекції маршу:

а) фактична;

б) прийнята для розрахунку.

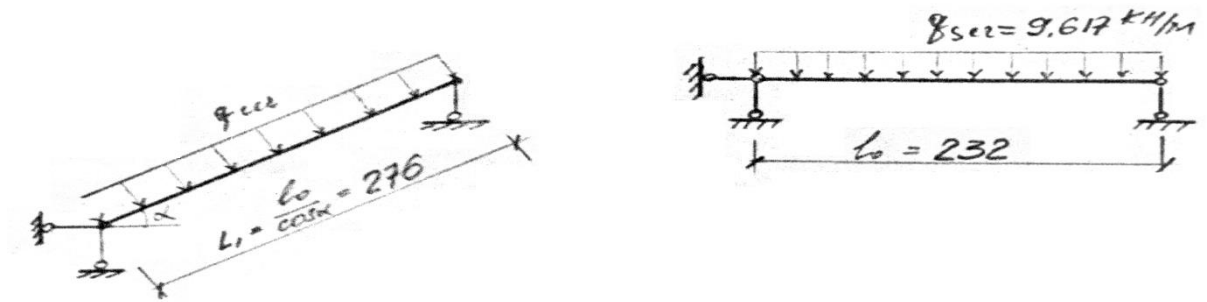


Рисунок 3.11 – Розрахункова схема сходового маршу

Згинальний момент при $\gamma_f = 1$.

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l_0^2}{8} = \frac{9,617 \cdot 2,76^2}{8} = 9,16 \text{ кН} \cdot \text{м.} \quad (3.113)$$

так як експлуатації в розтягнутій зоні бетону можуть з'явитися тріщини, то величина повного прогину, включаючи деформації від тривалої дії частини навантаження, визначається за формулою:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 \quad (3.114)$$

Для спрощення розрахунку (в запас жорсткості) приймаємо все навантаження за тривалий час дії, тоді $f_1 = f_2$ і шуканий прогин $f = f_3$, де

$$f_3 = S_1 = \frac{1}{\eta} \frac{l^2}{\cos^2 \alpha} \quad (3.115)$$

$\frac{1}{\eta}$ - кривизна від тривалої дії всієї експлуатації одного навантаження;

$\cos^2 \alpha$ - враховує, що фактично, марш працює в похилому положенні.

а) визначення кривизни маршу.

У загальному випадку:

$$\frac{1}{\eta} = \frac{M_{ser}}{h_0 z_1} \left(\frac{\psi s}{R_s A_s} + \frac{\psi b}{(\gamma_f + \xi) E b \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma} \right) \quad (3.116)$$

Для обчислення прийняті:

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}; E_b = 2,35 \cdot 10^4 \text{ МПа}; A_s = 3,08 \text{ см}^2;$$

$$\psi b = 0,9; R_{bf,ser} = 1,15 \text{ МПа}; R_{b,ser} = 11 \text{ МПа};$$

$\gamma = 0,15$ – при тривалій дії навантаження.

$\gamma_2 = 0,45$ – при нетривалій дії навантаження.

Впливом монтажної арматури і арматури сітки (розміщених в стислій зоні) нехтуємо, тобто $A_s' = 0$.

$$\gamma_f = \frac{(b_f' - b) h_f'}{b h_0} = \frac{(1,2 - 0,16) \cdot 0,025}{0,16 \cdot 0,133} = 1,22 \quad (3.117)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{3,08}{16 \cdot 13,3} = 0,014 \quad (3.118)$$

$$\lambda = \gamma_f \left(1 - \frac{h_f'}{2 h_0} \right) = 1,22 \left(1 - \frac{2,5}{2 \cdot 13,3} \right) = 1,105 \quad (3.119)$$

$$\delta = \frac{M_{ser}}{b h_0^2 R_{b,ser}} = \frac{9,16 \cdot 10^3}{0,16 \cdot 0,133^2 \cdot 11 \cdot 10^6} = 0,294 \quad (3.120)$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \mu \alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,294 + 1,12)}{10 \cdot 0,014 \cdot 8,94}} = 0,121 \quad (3.121)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,35 \cdot 10^4} = 8,94 \quad (3.122)$$

$$\xi = 0,121 \left\langle \frac{h_f'}{h} \right\rangle = \frac{2,5}{13,3} = 0,187 \Rightarrow x \left\langle h_f' \right\rangle \quad (3.123)$$

$$x = \xi h_0 = 0,121 \cdot 13,3 = 1,61 \text{ см} \quad (3.124)$$

$$z_1 = h_0 - 0,5 x = 13,3 - 0,5 \cdot 1,61 = 12,4 \text{ см} \quad (3.125)$$

$$\psi_s = 1,25 \cdot \gamma_{bs} \cdot \gamma_m \quad (3.126)$$

$$\gamma_m = \frac{Rbf_{ser} \cdot W_{pl}}{M_{ser}} W \quad (3.127)$$

$$Rf, ser = 1,15 \text{ МПа}$$

$\gamma_{bs} = 0,8$ – при розрахунку на тривалу дію навантаження і будь-якій формі перетину арматури;

M_{ser} – згинальний момент від зовнішньої нормативного навантаження;

W_{pl} – пружнопластичний момент опору перерізу (по розтягнутій зоні).

$$\begin{aligned} W_{pl} &= (0,292 + 0,15 q_f) bh^2 = (0,292 + 0,15 \cdot 1,02) \cdot 16 \cdot 16^2 = \\ &= 1822,75 \text{ см}, \end{aligned} \quad (3.128)$$

де

$$\gamma_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(120 - 16) \cdot 2,5}{16 \cdot 16} = 1,02 \quad (3.129)$$

$$\gamma_m = \frac{1,15 \cdot 10^6 \cdot 1822,72 \cdot 10^6}{9,16 \cdot 10^3} = 0,22 \quad (3.130)$$

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot \gamma_m = 1,25 - 1,1 \cdot 0,22 = 1,008 > 1, \text{ приймаємо } \psi_s = 1$$

Визначаємо кривизну маршу:

$$\begin{aligned} \frac{1}{\eta} &= \frac{M_{ser}}{h_0 z_1} \left(\frac{\psi s}{R s A s} + \frac{\psi b}{(\gamma_f + \xi) E b \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma} \right) = \frac{9,16 \cdot 10^3}{0,133 \cdot 0,122} \cdot \\ &\cdot \left(\frac{1}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 3,08 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,121) \cdot 2,35 \cdot 10^4 \cdot 10^6 \cdot 0,16 \cdot 0,133 \cdot 0,15} \right) = \\ &= 14,6 \cdot 10^{-3} \frac{1}{\text{м}} \end{aligned} \quad (3.131)$$

Шуканий прогин:

$$f = S \frac{1}{\eta \cos^2 \alpha} \frac{l^2}{\eta \cos^2 \alpha} = 0,104 \cdot 14,6 \cdot 10^{-3} \frac{2,76^2}{0,869^2} = 0,015 \quad (3.132)$$

$$f \langle f_{sr} \frac{l}{200} = 1,38 \text{ см} \quad (3.132)$$

3.2.10. Перевірка сходового маршу на хиткість

Додатковий прогин від нетривалої дії зосередженого вантажу $V_{ser} = 1$ кН.

$$f_2 = S_2 \frac{1}{\eta} \frac{l^2}{\cos^2 \alpha} \quad (3.133)$$

де

$$S_2 = \frac{1}{12} = 0,083 \quad (3.134)$$

$$\frac{1}{\eta} = \frac{M_{ser}}{h_0 z_1} \left(\frac{\psi s}{E s A s} + \frac{\psi b}{(\gamma_f + \xi) E b \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma} \right) = \frac{0,69}{0,133 \cdot 0,122} \cdot \left(\frac{1}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 3,08 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,121) \cdot 2,35 \cdot 10^4 \cdot 10^6 \cdot 0,16 \cdot 0,133 \cdot 0,15} \right) = 8,06 \cdot 10^{-3}; \quad (3.135)$$

$$f_2 = 0,083 \cdot 8,06 \cdot 10^{-3} \frac{2,76^2}{0,869^2} \cdot 10^3 = 0,67 \text{ мм} < 0,7 \text{ мм}. \quad (3.136)$$

Висновок: Жорсткість маршу достатня.

3.3. Розрахунок і конструювання сходового майданчика

Тимчасове навантаження $\sigma_{ser} = 4$ кН/м²,

$\gamma_f = 1,2$.

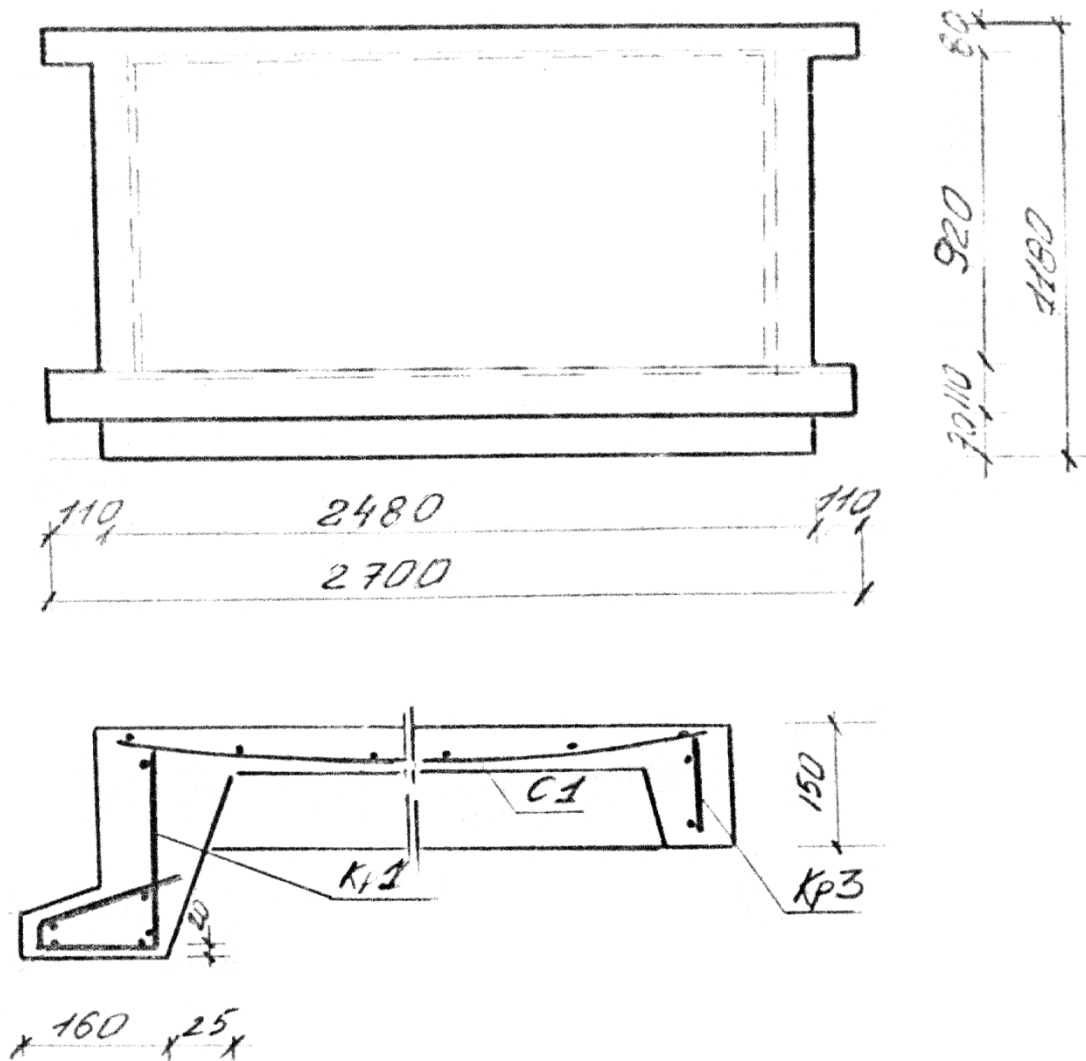


Рисунок 3.12 – Схема сходового майданчика

3.3.1. Розрахунок зусиль

1) Визначаємо відношення сторін плити (за розмірами у просвіті):

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{2500}{1010} = 2,47 < 3 \quad (3.137)$$

Отже, плита розраховується, як оперта по контуру. Розрахунок виконується з урахуванням перерозподілу зусиль внаслідок пластичних деформацій.

2) визначаємо розрахункові навантаження припадають на 1 м² плити:

а) від маси плити $0,05 * 25 * 11 = 1,38$ кН / м²

б) тимчасова навантаження $4: 1,2 = 4,8$ кН / м²

3) Визначення розрахункових зусиль «М».

Відповідно до формули при армуванні плит сітками з поздовжньою робочою арматурою.

$$\frac{ql^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_I + M'_I) + l_1(2M_2 + M_{II} + M'_{II}) \quad (3.138)$$

$$M_2 = 0,5M_1; M_I = M'_I = M_1; M_{II} = M'_{II} = 0,5M_1 \quad (3.139)$$

Підставляючи значення моментів в вихідну формулу, отримуємо:

$$M_1 = \frac{ql^2(3l_2 - l_1)}{24(2l_2 + l_1)} = \frac{6,18 \cdot 1,01^2(3 \cdot 2,35 - 1,01)}{24(2 \cdot 2,35 - 1,01)} = \frac{38,077}{137,04} = 0,27 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (3.140)$$

$$M_2 = 0,5 \cdot 0,27 = 0,14 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (3.141)$$

Підбір необхідної площі перерізу арматури:

а) в напрямку меншої сторони:

$$h_0 = h - a = 5 - \left(1 + \frac{0,3}{2}\right) = 3,8 \text{ см} \quad (3.142)$$

$$\alpha_0 = \frac{M_1}{Rb \cdot \gamma b_2 \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,27 \cdot 10^3}{8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,038^2} = 0,024 \quad (3.143)$$

чому відповідає ξ 0,024

$$A_s = \xi b \cdot h_0 \frac{Rb}{R_s} \cdot \gamma b_2 = 0,024 \cdot 100 \cdot 3,8 \cdot \frac{8,5}{375} \cdot 0,9 = 0,19 \text{ см}^2 \quad (3.144)$$

Приймаємо сітку $\frac{3BpI - 200}{3BpI - 200} 1060$

Розрахункова площа поздовжніх стрижнів $A_{s1} = 0,5 \text{ см}^2$, поперечних стрижнів $A_{s2} = 0,36 \text{ см}^2$.

3.3.2. Розрахунок лобової балки (ребра під маршем)

а) фактична схема ребра:

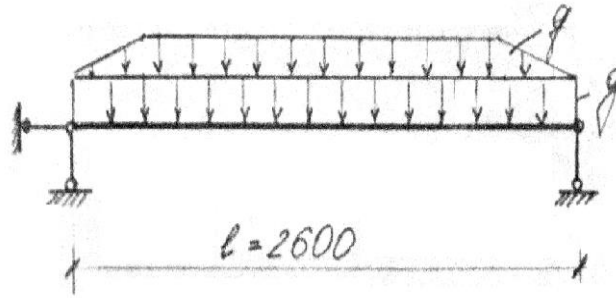


Рисунок 3.13 - Розрахункова схема ребра сходового майданчика

б) спрощена розрахункова схема ребра:

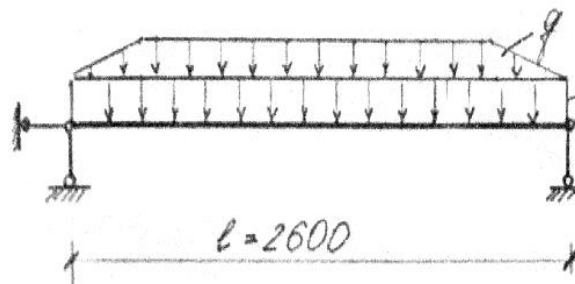


Рисунок 3.14 – Спрощена розрахункова схема ребра сходового майданчика

Таке спрощення при визначенні «М і Q» дає похибку не більше 2%.

в) визначення розрахункового прольоту:

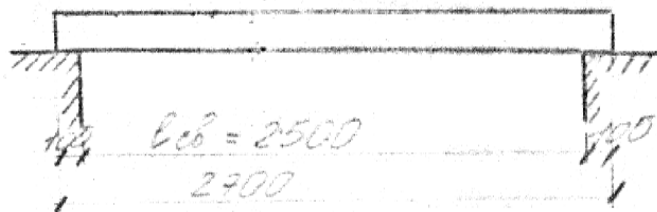


Рисунок 3.15 – До визначення розрахункового прольоту

$$l = l_{cc} + a = 2500 + 105 = 2610 = 261 \text{ см} \quad (3.145)$$

г) визначення розрахункових і нормативних навантажень:

Таблиця 3.3.

Вид навантаження	Нормативне (кН/м)	Коефіцієнт (γ_f)	Розрахункове навантаження (кН/м)
1. Навантаження від маси маршу і огорож $13,3 + 0,48 / 2,6 = 5,3$	5,3	1,1	5,83
2. Навантаження від маси площадки $10 / 2 \cdot 2,6 = 1,92$	1,92	1,1	2,115
3. Тимчасове навантаження на марш $3,43 / 2 \cdot 3 = 5,145$	5,145	1,2	6,174
4. Тимчасове навантаження на площадку $1,06 / 2 \cdot 4 = 2,12$	2,12	1,2	2,554
$q_n = q_{ser} =$	14,49		$q = 16,673$

д) визначення розрахункових зусиль:

$$M = \frac{16,673 \cdot 2,6^2}{8} = 14,088 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (3.146)$$

$$Q = \frac{16,673 \cdot 2,6}{2} = 21,67 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (3.147)$$

е) визначення необхідної кількості арматури для армування лобової балки:

$$b' f = b' + \frac{z}{6} = 105 + \frac{2610}{6} = 540 \text{ мм} \quad (3.148)$$

$$h_0 = h - a = 300 - 30 = 270 \text{ мм} = 27 \text{ см} \quad (3.149)$$

$\gamma_f = 1,1$ так як основну частину навантаження складає вага маршу.

Встановлюємо випадок розрахунку таврового перетину:

$$Rb \cdot \gamma b_2 \cdot b' f \cdot h' f \left(h_0 - \frac{h' f}{2} \right) = 8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,540 \cdot 0,05 \cdot \left(0,27 - \frac{0,05}{2} \right) \cdot 10^{-3} = 50,6 > 14,088 = M \text{ max} \quad (3.150)$$

Має місце 1-й випадок $x < hf$ - перетин розраховується як прямокутний з шириною $b / f = 5,4$ см

Умовний перетин ребра

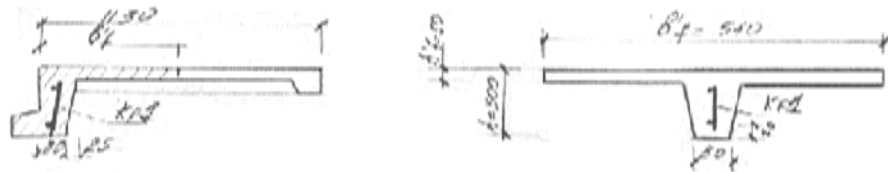


Рисунок 3.15 – Конструювання сходового майданчика

Визначення перерізу поздовжньої арматури:

$$\alpha_0 = \frac{M}{Rb \cdot \gamma b_2 \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{14,088 \cdot 10^3}{8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,540^2 \cdot 0,27^2} = 0,048 \quad (3.151)$$

чому відповідає $\xi = 0,05$

$$A_s = \xi b \cdot h_0 \frac{Rb}{R_s} \cdot \gamma b_2 = 0,05 \cdot 54 \cdot 27 \cdot \frac{8,5}{365} \cdot 0,9 = 1,50 \text{ см} \quad (3.152)$$

Приймаємо $\varnothing 14$ А400С $A_s = 1,539 \text{ см}^2$

Уточнюємо:

$$h_0 = 30 - 2 \frac{1,4}{2} = 28,6 \quad (3.153)$$

Розрахунок поперечної арматури каркасів (розрахунок ребра по похилих перетинах).

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_w \gamma b_1 \cdot Rb \cdot \gamma b_2 \cdot b h_0 =$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,3 \cdot Rb \cdot \gamma b_2 \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 0,85 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,08 \cdot 0,286 \cdot 10^{-3} = \\
 &= 52,2 \text{ кН} < Q = 21,67 \text{ кН.}
 \end{aligned}
 \tag{3.154}$$

Висновок: розміри перетину і клас бетону достатній.

Встановлюємо необхідність розрахунку ребра по похилих перетинах.

Розрахунок необхідний, якщо:

$$\begin{aligned}
 Q &\leq 0,6Rbf \cdot \gamma b \cdot b \cdot h_0 = \\
 &= 0,6 \cdot 0,75 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,08 \cdot 0,286 \cdot 10^{-3} = \\
 &= 10,29 < Q = 21,67 \text{ кН}
 \end{aligned}
 \tag{3.155}$$

Висновок: поперечну арматуру слід ставити за розрахунком.

Приймаємо найменший допустимий діаметр (з умови зварюваності $\varnothing 3$ мм, монтажну арматуру можна прийняти $5 \varnothing 10$ мм).

Приймаємо $\varnothing 8$ А240С.

Найменший допустимий крок поперечної арматури при $h < 45$ см складає:

$$\begin{aligned}
 S &\leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ см} \\
 S_{\max} &= \frac{1,5(1 + \varphi f) b \cdot h_0^2 \cdot Rbt \cdot \gamma b_2}{Q} = \\
 &= \frac{1,5(1 + 0,129) 0,08 \cdot 0,286^2 \cdot 0,75 \cdot 10^6 \cdot 0,9}{21670} = 0,37 = 37 \text{ см}
 \end{aligned}
 \tag{3.157}$$

де

$$\varphi f = 0,75 \frac{(b' f - b) h' f}{b h_0} = 0,75 \frac{(15,5 - 8) 5}{8 \cdot 28,6} = 0,218
 \tag{3.158}$$

при

$$b' f = b + 1,5 h' f = 8 + 1,5 \cdot 5 = 15,5 \text{ см}
 \tag{3.159}$$

Приймаємо:

$$S = 15 \text{ см}; \quad q_w = \frac{R_{sw} \cdot A_w}{S} =$$

$$= \frac{270 \cdot 10^6 \cdot 0,071 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 12780 \text{ Н/м}; \quad (3.160)$$

$$Q_{wb} = \sqrt{8 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_w} = \sqrt{8 \cdot 0,75 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,08 \cdot 0,286^2 \cdot 12780} =$$

$$= 21250 > 9750 \text{ Н.} \quad (3.161)$$

Міцність балки по похилих перетинах забезпечена.

3.3.3. Розрахунок консолі лобової балки

а)

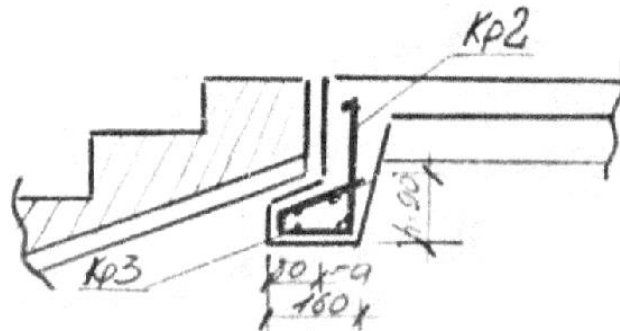


Рисунок 3.17 - Вузол зпирання сходового маршу

$$h = 9 \text{ см}$$

$$a = 8 \text{ см}$$

$$b = 8 \text{ см}$$

$$h_0 = 9 - 2 - 0,2 = 6,8 \text{ см} \quad (3.162)$$

б) Робочий перетин консолі:

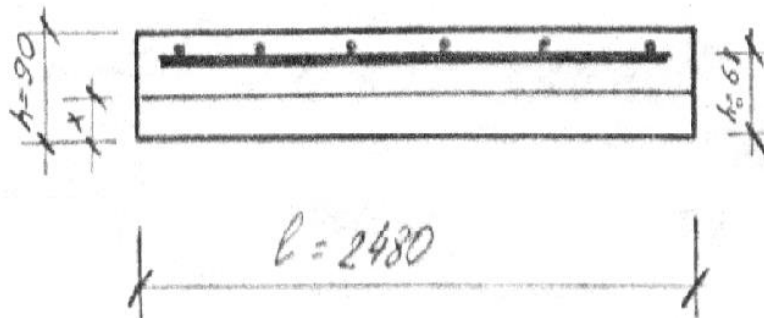


Рисунок 3.18 - Армування консолі

в) Розрахункова схема консолі.

Прийнято крайове спирання маршу на майданчик;

Виліт консолі:

$$l = a + \frac{b}{2} = 8 + \frac{8}{2} = 12 \text{ см} > 0,9 h = 0,9 \cdot 9 = 8,1 \text{ см} \quad (3.163)$$

Має місце консольна балка.

Визначення розрахункових навантажень.

$$q = (13,3 + 0,48) \cdot 1,1 + \frac{3,43}{2} \cdot 2,4 \cdot 2,7 \cdot 1,2 = 28,5 \text{ кН} \quad (3.164)$$

$$\sigma = 13,3 + 0,48 = 13,78 \text{ кг.} \quad (3.165)$$

Визначення розрахункових зусиль

$$M = ql = - 28,5 \cdot 0,12 = - 3,42 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.166)$$

$$Q = q = 28,5 \text{ кН} \quad (3.167)$$

Визначення необхідної площі перерізу арматури:

$$\alpha_0 = \frac{M}{Rb \cdot \gamma b_2 \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3,42 \cdot 10^3}{8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 2,48 \cdot 0,068^2} = 0,039 \quad (3.168)$$

чому відповідає $\xi = 0,04$

$$A_s = \xi b \cdot h_0 \frac{Rb}{R_s} \cdot \gamma b_2 = 0,04 \cdot 248 \cdot 6,8 \cdot \frac{8,5}{365} \cdot 0,9 = 1,37 \text{ см} \quad (3.169)$$

(для $\varnothing 4$ Вр I с $R_s = 365$ МПа)

Мінімальний перетин арматури:

$$A_s \geq \frac{0,1}{100} \cdot 248 \cdot 6,8 = 1,69 \text{ см}^2 \quad (3.170)$$

Приймаємо $\varnothing 4$ Вр I с шагом 200 мм, тобто:

$$A_s = \left(\frac{248}{20} + 1 \right) \cdot 0,126 = 1,68 \text{ см}^2 \quad (3.171)$$

Поздовжні (монтажні) стрижні каркаса Кр3 приймаємо також

$\varnothing 4$ Вр I.

3.3.4. Розрахунок пристенного ребра майданчика

Перетин ребра:

а) Фактичне

б) Умовне

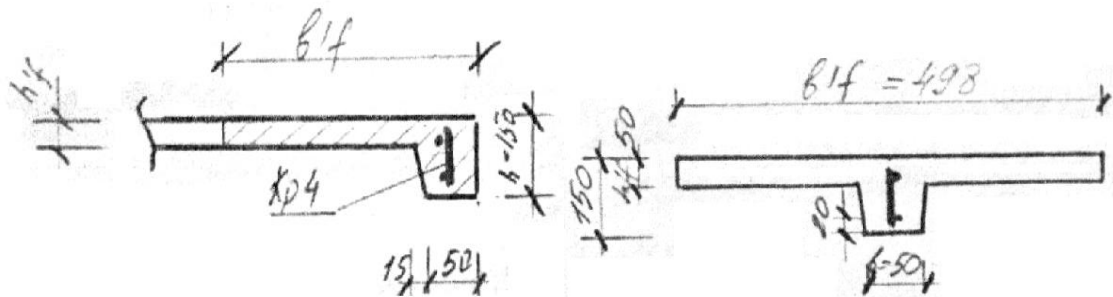


Рисунок 3.19 - Армування ребра

б) Розрахункова схема ребра:

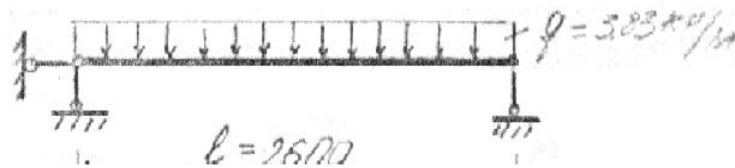


Рисунок 3.20 – Розрахункова схема ребра

в) Розрахункове навантаження на ребро:

$$q = \frac{10}{2 \cdot 2,6} \cdot 1,1 + \frac{1,06}{2} \cdot 2,7 \cdot 1,2 = 3,83 \text{ кН/м} \quad (3.172)$$

г) Визначення розрахункових M і Q :

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{3,83 \cdot 2,6^2}{8} = 3,24 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (3.173)$$

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{3,83 \cdot 2,6}{2} = 4,98 \text{ кН}; \quad (3.174)$$

д) Визначення необхідного перерізу робочої арматури:

$$\alpha_0 = \frac{M}{Rb \cdot \gamma b_2 \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3,24 \cdot 10^3}{8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,498 \cdot 0,125^2} = 0,054 \quad (3.175)$$

чому відповідає $\xi = 0,056$

$$A_s = \xi b \cdot h_0 \frac{R_b}{R_s} \cdot \gamma b_2 = 0,056 \cdot 49,8 \cdot 12,5 \cdot \frac{8,5}{365} \cdot 0,9 = 0,73 \text{ см}^2 \quad (3.176)$$

Приймаємо $\varnothing 10$ А240СІІ с $A_s^{\phi} = 0,785 \text{ см}^2$

Перетин монтажноі і поперечноі арматури приймаємо конструктивно:

- монтажна - $\varnothing 6$ А240С

- поперечна - $\varnothing 5$ Вр І

Перевіряємо умову

$$\begin{aligned} Q &\leq 0,3 \cdot R_b \cdot \gamma b_2 \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,05 \cdot 0,125 = \\ &= 14343,75 \text{ Н} = 14,34 \text{ кН} > Q = 4,98 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (3.177)$$

Клас бетону достатній. Міцність стиснутої зони похилого перерізу забезпечена.

Встановлюємо необхідність розрахунку по похилих перетинах:

$$\begin{aligned} &0,6 R_b f \cdot \gamma b \cdot b \cdot h_0 = \\ &= 0,6 \cdot 0,75 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,05 \cdot 0,125 \cdot 10^{-3} = 2,53 \text{ кН}, \end{aligned} \quad (3.178)$$

що менше

$$Q = 4,98 \text{ кН}.$$

Висновок: поперечну арматуру необхідно ставити за розрахунком.

Приймаємо:

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ мм} \quad (3.179)$$

тоді несуча здатність ребра по похилому перерізі:

$$\begin{aligned} Q_{wb} &= \sqrt{8 \cdot (1 + \gamma f) R_b t \cdot \gamma b_2 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_w} = \\ &= \sqrt{8 \cdot (1 + 0,6) \cdot 0,75 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,05 \cdot 0,125^2 \cdot 67900} = \\ &= 21408 \text{ Н}. \end{aligned} \quad (3.180)$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b' f - b) \cdot h' f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{(12,5 - 5) \cdot 5}{5 \cdot 12,5} = 0,6 \quad (3.181)$$

При

$$b'f = b + 1,5 \cdot h'f = 5 + 1,5 \cdot 5 = 12,5 \text{ см} \quad (3.182)$$

$$q_w = \frac{R_{sw} \cdot A_w}{S} = \frac{260 \cdot 10^6 \cdot 0,196 \cdot 10^4}{0,075} = 67900 \text{ Н} \quad (3.183)$$

$$Q_{wb} = 21,41 \text{ кН} > Q = 4,98 \text{ кН}$$

Міцність ребра по похилому перерізі забезпечена.

3.3.5. Розрахунок бічних ребер

а) розрахункова схема ребра:

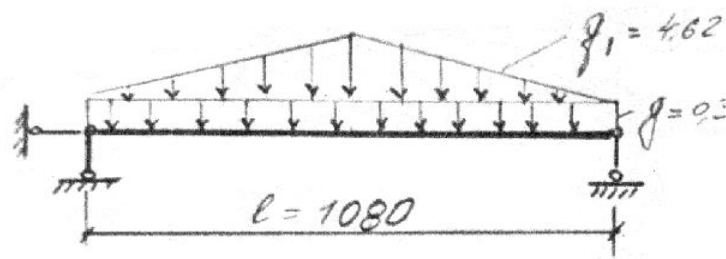


Рисунок 3.21 - Розрахункова схема бічного ребра

б) розрахунковий переріз ребра:

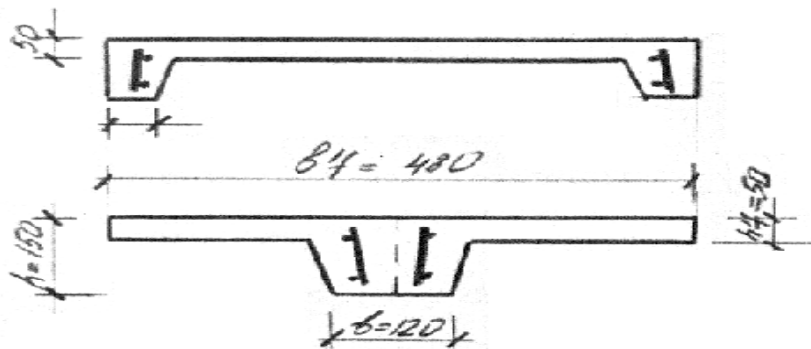


Рисунок 3.22 - Армування бічних ребер

Розрахункова ширина полки:

$$b'f = b + \frac{l}{3} = 12 + \frac{108}{3} = 48 \text{ см} \quad (3.184)$$

$$\frac{h'f}{h} = \frac{5}{15} > 0,1 \quad (3.185)$$

$$h_0 = h - a = 15 - 2 - \frac{2}{2} = 12,5 \text{ см} \quad (3.186)$$

Розрахунковий проліт приймаємо рівним відстані між осями повздовжніх ребер $l = 108 \text{ см}$.

в) визначення розрахункових навантажень:

1) Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної маси двох ребер:

$$q = 2 \frac{0,06 + 0,075}{2} = 0,1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,37 \text{ кН/м} \quad (3.187)$$

2) Розрахункове навантаження від маси плити і тимчасового навантаження на плиті:

$$q = 0,05 \cdot 25 \cdot 1,1 + 2,7 \cdot 1,2 = 4,62 \text{ кН/м} \quad (3.188)$$

3) Визначення розрахункових зусиль M і Q :

$$M = \frac{ql^2}{8} + \frac{ql^3}{12} = \frac{0,37 \cdot 1,08^2}{8} + \frac{4,62 \cdot 1,08^2}{12} = 0,54 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.189)$$

$$Q = \frac{ql}{2} + \frac{ql^2}{4} = \frac{0,37 \cdot 1,08}{2} + \frac{4,62 \cdot 1,08^2}{4} = 1,55 \text{ кН} \quad (3.190)$$

г) визначення необхідної площі перерізу арматури для армування двох поперечних ребер:

$$\alpha_0 = \frac{M}{Rb \cdot \gamma_{b2} \cdot b' \cdot f \cdot h_0^2} = \frac{540}{8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,48 \cdot 0,125^2} = 0,01 \quad (3.191)$$

Приймаємо $\xi = 0,01$.

$$A_s = \xi \cdot b' \cdot f \cdot h_0 \frac{Rb}{R_s} \gamma_{b2} = 0,01 \cdot 48 \cdot 12,5 \frac{8,5}{360} \cdot 0,9 = 0,128 \text{ см}^2 \quad (3.192)$$

Приймаємо конструктивно $\varnothing 5 \text{ ВрІ}$ с $A_s = 0,196$.

3.3.6. Розрахунок сходового майданчика на монтажні зусилля

а) розрахунок перетину монтажних петель.

Розрахункове зусилля, що припадає на одну петлю (при чотирьох петлях).

$$N_1 = 1,4 \cdot 1,5 \cdot \frac{10}{3} = 7 \text{ кН} \quad (3.193)$$

Перетин петлі зі сталі кл. АІ.

$$A_s = \frac{N_1}{R_s} = \frac{7000 \cdot 10^4}{225 \cdot 10^6} = 0,31 \text{ см}^2 \quad (3.194)$$

Приймаємо петлі $\varnothing 8$ АІ с $A_s = 0,503 \text{ см}^2$.

3.3.7. Розрахунок балки за деформаціями

Приймаємо все навантаження тривало діючої:

$$q_{ser} = 14,49 \text{ кН/м} \quad (3.195)$$

$$h_0 = h - a = 30 - 2 - \frac{1,6}{2} = 27,2 \text{ см} \quad (3.196)$$

Умовний перетин ребра

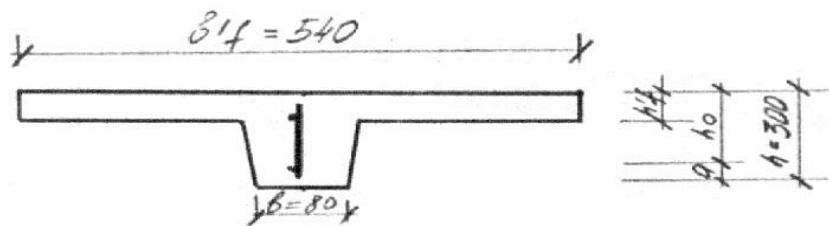


Рисунок 3.23 - Армування ребра

Розрахункова схема

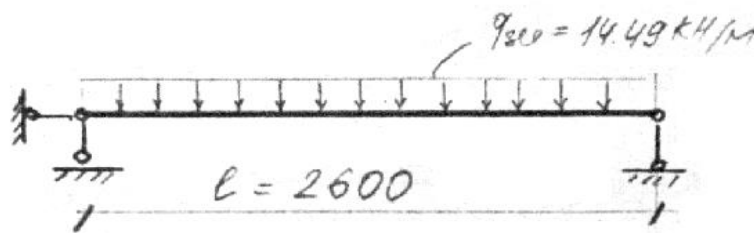


Рисунок 3.24 - Розрахункова схема

$$b_f = 54 \text{ см}$$

$$A_s = 1,539 \text{ см}^2$$

$$h = 30 \text{ см}$$

$$h_0 = 28,6 \text{ см}$$

Згинальний момент від експлуатаційного навантаження (q_{ser}):

$$M_{ser} = \frac{14,49 \cdot 2,6^2}{8} = 12,244 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.196)$$

Приймаємо все навантаження тривало діючої:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 \quad (3.197)$$

$$f_1 = f_2 \quad (3.198)$$

$$f = f_3 \quad (3.199)$$

Визначення f від тривалої дії всього нормативного навантаження:

$$q_{ser} = 14,49 \text{ кН/м} \quad (3.200)$$

Шуканий прогин:

$$f = S_f \frac{1}{\eta} l^2, \quad (3.201)$$

де кривизна:

$$\frac{1}{\eta} = \frac{M_{ser}}{h_0 z_0} \left(\frac{\psi s}{Es A_s} + \frac{\psi b}{(\gamma f + \xi) E b h_0 b \gamma} \right) \quad (3.202)$$

Для розрахунку прийнята:

$$Es = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

$$Eb = 2,35 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

$$Rb_{ser} = 11 \text{ МПа}$$

$$Rbf_{ser} = 115 \text{ МПа}$$

$$\gamma = 0,15$$

$$\phi b = 0,9$$

$$\phi f = \frac{(b' f - b) h' f}{b h_0} = \frac{(54 - 8) 5}{8 \cdot 28,6} = 1,005 \quad (3.203)$$

Впливом монтажної арматури і арматури сітки нехтуємо:

$$As' = 0$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + \delta(\delta + \lambda)}{10 \mu \alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,170 + 0,92)}{10 \cdot 0,007 \cdot 9,2}} = 0,08 \quad (3.204)$$

$$\lambda = \varphi^f \left(1 - \frac{h' f}{2h_0} \right) = 1,005 \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 28,6} \right) = 0,92 \quad (3.205)$$

$$\alpha = 9,2$$

$$\delta = \frac{M_{ser}}{R_{btser} \cdot b h_0^2} = \frac{12244}{11 \cdot 8 \cdot 28,6^2} = 0,170 \quad (3.206)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{1,539}{8 \cdot 28,6} = 0,007 \quad (3.207)$$

$$\xi = 0,08 < \frac{h' f}{h_0} = \frac{5}{28,6} = 0,17 \Rightarrow x < h' f \quad (3.208)$$

тоді

$$x = \xi h_0 = 0,08 \cdot 28,6 = 2,3 \text{ см} \quad (3.209)$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$z_1 = h_0 - 0,5x = 28,6 - \frac{2,3}{2} = 27,45 \text{ см} \quad (3.210)$$

$$\Psi_s = 1,25 - \varphi_{bs} \cdot \varphi_m \quad (3.211)$$

де

$\varphi_{bs} = 0,8$ (Тому що розрахунок ведеться на тривалу дію навантаження)

$$\varphi_m = \frac{R_{btser} \cdot W_{pl}}{M a^n st} \quad (3.212)$$

де $M a^n st$ - згинальний момент від зовнішнього нормативного навантаження;

$$M a^n st = M_{ser} ; R_{btser} = 1,15 \text{ МПа}$$

W_{pl} – пружнопластичний момент опору (по розтягнутій зоні).

$$\begin{aligned} W_{pl} &= (0,292 + 0,15 \gamma_i) h_0^2 b = (0,292 + 0,15 \cdot 0,96) \cdot 28,6^2 \cdot 8 = \\ &= 2853 \text{ см}^3 \end{aligned} \quad (3.213)$$

де:

$$\gamma_i = \frac{(b' f - b) h' f}{b h} = \frac{(54 - 8) 5}{8 \cdot 30} = 0,96 \quad (3.214)$$

$$\kappa m = \frac{1,15 \cdot 10^6 \cdot 2853 \cdot 10^{-6}}{12244} = 0,27 \quad (3.215)$$

$$\psi_s = 1,25 - 0,27 \cdot 0,8 = 1,035 > 1 \quad (3.216)$$

Приймаємо $\psi_s = 1$

$$\frac{1}{\eta} = \frac{12,244 \cdot 10^3}{0,286 \cdot 0,2745} \quad (3.217)$$

$$\left(\frac{1}{2 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 1,539 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,9}{(1,005 + 0,08) 2,35 \cdot 10^{10} \cdot 0,08 \cdot 0,286 \cdot 0,15} \right) =$$

$$= 6,6 \cdot 10^{-3} \text{ 1/м} \quad (3.218)$$

Розрахунковий прогин:

$$f = S_1 \frac{1}{\eta} l^2 = 0,104 \cdot 66 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 \cdot 10^2 = 0,46 < 1,3 \text{ см} \quad (3.219)$$

де

$$f_{cr} = \frac{l}{200} = \frac{260}{200} = 1,3 \text{ см} \quad (3.220)$$

3.3.8. Розрахунок лобової балки на хиткість

Додатковий прогин від нетривалої дії навантаження зосереджений $V_{ser} = 1$ кН (розташований в середині прольоту).

$$f_2 = S_2 \frac{1}{\eta_2} \quad (3.221)$$

$$S_2 = \frac{1}{12} = 0,083 \quad (3.222)$$

$$\eta_2 = \frac{1}{\eta} \frac{M_{ser_2}}{M_{ser_1}} = 6,6 \frac{0,65}{12,244} \cdot 10^{-3} = 0,35 \cdot 10^{-3} \frac{1}{\text{м}} \quad (3.223)$$

де

$$M_{ser_2} = \frac{V_{ser} \cdot l}{4} = \frac{1 \cdot 2,6}{4} = 0,65 \text{ кН м} \quad (3.224)$$

Шуканий прогин:

$$f_2 = 0,083 \cdot 0,35 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 \cdot 100 = 0,02 < 0,7 \text{ м} \quad (3.225)$$

Жорсткість сходового майданчика достатня.

4 ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ РОЗДІЛ

4.1. Вступ

Земляні роботи виконуються при будівництві будь-якої будівлі чи споруди і складають значну частину їх вартості і трудомісткості. Земляні споруди створюються шляхом утворення виїмок в ґрунті або зведення з нього насипів. Виїмки, що розробляються тільки для видобутку ґрунту називаються розрізом, а насипи, утворені при відсипанні зайвого ґрунту - відвалом.

У цивільному та промисловому будівництві земляні роботи виконуються при влаштуванні траншей і котлованів. Виконання таких обсягів робіт можливе лише із застосуванням високопродуктивних машин.

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 і громадські будівлі надають велику виразність районам, дозволяють знизити вартість будівництва на 10 - 15%.

4.2. Підрахунок обсягів робіт

Таблиця 4.1- Визначення об'ємів робіт

№ п.п.	Назва робіт	Од. вим	Формула підрахунку	Об'єм робіт
	Підготовчий період			
1	Пристрій тимчасових доріг, км	Км		
2	Пристрій тимчасових будівель	м ²		

	і споруд			
--	----------	--	--	--

Продовження таблиці 4.1- Визначення об'ємів робіт

3	Пристрій тимчасового водопроводу	пог.м		
4	Пристрій тимчасових електромереж	пог.м		
	Нульовий цикл			
5	Зрізування рослинного шару	м ³	$V = A \times B \times \delta$ $V = 75,6 \times 39,9 \times 0,20 =$	576
6	Планування території	м ²	$V = A \times B$ $V = 75,6 \times 39,9$	3100
7	Розробка котловану екскаватором	м ³	$V = S \times h$ $V = 1495,8 +$ $+1221,1 + 1809,2$	4530
8	Підчистка дня котловану вручну	м ³	$V = S \times \delta$ $V = 633,14 \times 0,1$	63,5
9	Пристрій ґрунтовій подушки	м ³	$V = S \times h$	1270
10	Бетонна підготовка під фундамент	м ³	$V = l \times b \times \delta$ $\delta = 0,1$	32,9
11	Укладання фундаментних блоків	м ³	$l \times b \times h \times n$	317,3
12	Гідроізоляція фундаменту горизонтальна	м ²	$l \times h \times n$	139,5
13	Гідроізоляція фундаменту вертикальна	м ²	$l \times h \times n$	6,51
14	Зворотне засипання ґрунту	м ³	$V = S \Delta \times l$	549,5

15	Ущільнення пневмотрамбовка	грунту	m^3	$V = S\Delta \times l$	549,5
----	-------------------------------	--------	-------	------------------------	-------

Продовження таблиці 4.1- Визначення об'ємів робіт

Надземна частина					
16	Цегляна кладка зовнішніх стін 2-цегли		m^3	$V = F_{\text{общ}} - F_{\text{проем}} \times t_k$	981,64
17	Цегляна кладка внутрішніх стін 1,5-цегли		m^3	$V = F_{\text{общ}} - F_{\text{проем}} \times t_k$	583,19
18	Цегляна кладка перегородок 0,5 цегли		m^2	$V = F_{\text{общ}} - F_{\text{проем}}$	1305
19	Укладання перемичок		шт.		680
20	Заповнення дверних прорізів		m^2	$V = a \times b \times n$	172,5
21	Монтаж плит перекриття F до 10 m^2		шт.	$V = n^1_{\text{эт}} \times n_{\text{эт}}$	501
22	Монтаж сходових маршів		шт.		27
23	Монтаж сходових майданчиків		шт.		27
24	Монтаж плит покриття		шт.	$V = N^{C1} + N^{C2} + N^{C3}$	100
25	Заповнення віконних прорізів		m^2	$V = a \times b \times n$	389,4
Покрівля					
26	Пристрій пароізоляції		m^2	$V = A \times B \times n_C$	552
27	Пристрій плитного утеплювача		m^2	$V = A \times B \times n_C$	552
28	Влаштування цементної стяжки		m^2	$V = A \times B \times n_C$	552
29	Пристрій рулонної покрівлі		m^2	$V = A \times B \times n_C \times N_{\text{слоев}}$	16,56

	Внутрішнє оздоблення			
30	Скління віконним склом	m^2	$V = a \times b \times n$	362,7
31	Штукатурка вапняним розчином	m^2	$V = b \times h \times l$	75668

Продовження таблиці 4.1- Визначення об'ємів робіт

32	Забарвлення масляне	m^2	$V = b \times h \times l$	340,2
33	Побілка вапняним розчином	m^2	$V = b \times h \times l$	3357
34	Обклеювання шпалерами	m^2		6367
35	Облицювання керамічною плиткою	m^2	$V = b \times h \times l$	332
	Послуги із влаштування підлог			
36	Влаштування цементної стяжки під підлогу	m^2	$V = A \times B \times N_{сек}$	2652
37	Будівництво бетонної підлоги	m^2	$V = A \times B \times N_{сек}$	517
38	Влаштування підлог керамічної плитки	m^2	$V = A \times B \times N_{сек}$	149,9
39	Влаштування підлог лінолеуму	m^2	$V = A \times B \times N_{сек}$	1251
40	Пристрій паркетної підлоги	m^2	$V = A \times B \times N_{сек}$	12,83
	Зовнішнє оздоблення			
41	Облицювання каменю плиткою	m^2	$V = A \times h \times l$	109,2
42	Пристрій підстави вимощення	m^2	$V = a \times b \times l$	372
43	Пристрій вимощення	m^2	$V = a \times b \times l$	372

4.3. Бетонні роботи

Склад і структура комплексного технологічного процесу.

Зведення монолітних бетонних конструкцій і залізобетонних вимагає виконання комплексу процесів, що включає пристрій опалубки, армування і бетонування конструкцій, витримування бетону, розопалубовання.

Склад заготівельних процесів: операції з виготовлення елементів опалубки, арматури, збірці арматурно-опалубних блоків, приготування бетонної суміші. Ці процеси виконуються як правило, в заводських умовах або в спеціалізованих цехах.

Основні процеси, які виконують безпосередньо на будівельному майданчику:

- установка опалубки і арматури в проектне положення;
- укладання і ущільнення бетонної суміші;
- догляд за бетоном в процесі твердіння;
- демонтаж опалубки після досягнення бетоном необхідної міцності.

4.3.1. Устрій опалубки

Опалубка в загальному випадку складається з опалубних щитів, що забезпечують форму, розміри і якість поверхні конструкцій, кріпильних пристроїв, що забезпечують проектне і незмінне положення незмінних щитів щодо один одного, опорних і підтримуючих проектне положення опалубних щитів в просторі.

В обсяги, утворені встановленими в проектне положення опалубних щитів, укладають бетонну суміш, де вона твердне, перетворюючись в бетон заданої форми, міцності. Після досягнення бетоном заданої міцності, опалубку видаляють, тобто проводять розопалубовання.

Опалубка повинна відповідати наступним вимогам:

- бути міцною;
- стійкою;
- не зраджувати форми під впливом навантажень, які виникають в процесі виконання робіт;
- палуба (обшивка) опалубочного щита повинна бути досить щільною;
- в ній не повинно бути щілин, через які може просочитися цементний розчин;
- забезпечувати високу якість поверхонь, що виключає появлення напливів, викривлень і т.п .;
- бути технологічною, тобто повинна встановлюватися і розбиратися, не створювати труднощів при монтажі арматури, а також при укладанні та ущільненні бетонної суміші;
- володіти оборотністю, тобто багаторазово використовуватися;
- чим вище оборотність опалубки тим нижче її вартість, віднесена до одиниці об'єму готової конструкції.

Розбірно-переставна опалубка складається з окремих щитів і підтримуючих її частин; ребер, сутичок, стяжок і т.д.

Технологічний процес влаштування опалубки.

Щити опалубки встановлюють вручну або краном і закріплюють в проектному положенні.

Опалубку стрічкових фундаментів висотою до 0,75 м виконують з дерев'яних щитів на зшивних планках. Для сприйняття бічного тиску бетонної суміші встановлюють бічні дерев'яні хомути, обжимають форму зверху і з боків. Внутрішній поперечний розмір фіксують за допомогою розпірок, а всю опалубку - в проектному положенні за допомогою напрямних дощок, прибитих до базису кілків. Опалубку збирають з щитів на всю висоту, або спочатку встановлюють щити нижньої частини, після бетонування якої ставлять опалубку верхньої частини.

4.3.2. Армування фундаменту

Не напружані конструкції армують укрупненими монтажними елементами у вигляді зварних сіток. Сітка являє собою стрижні, які перехрещуються та з'єднані в місцях перетину переважно зварюванням.

Армування ненапружуваних залізобетонних конструкцій складається з:

- арматурних елементів;
- транспортування арматури на об'єкт будівництва сортування її та складування, укрупненого на приоб'єктному складі (майданчику) арматурних елементів і підготовки арматури;
- установки (монтажу) арматурних блоків, сіток і стрижнів, з'єднання монтажних одиниць в проектному положенні в одиницю армоконструкцію.

Таким чином, всі процеси армування залізобетонних конструкцій можна об'єднати в дві групи: попереднє виготовлення арматурних елементів і установка в проектне положення.

4.3.3. Монтаж не напруженої арматури

Монтаж арматури ведуть, як правило, з використанням механізмів і пристроїв, що застосовуються для інших видів робіт (опалубних, бетонних та ін) і передбачених проектом виконання робіт. Ручне укладання допускається тільки при масі елементів не більше 20 кг.

З'єднують арматурні елементи в єдину армоконструкцію сваркою і нахлестом, в деяких випадках в'язкою.

З'єднання нахлестом без зварювання використовують при армуванні конструкцій звареними сітками з одностороннім розташуванням робочих стержнів арматури і при діаметрі арматури не вище 32 мм.

При монтажі арматури необхідно елементи і стрижні встановлювати в проектне положення, а також забезпечити захисний шар бетону заданої товщини тобто відстань між зовнішніми поверхнями бетону та арматури.

Правильно встановлений захисний шар надійно охороняє арматуру від корозійного впливу зовнішнього середовища. Для цього в конструкціях арматурних елементів передбачають спеціальні опори або подовжені поперечні стрижні.

Забезпечити проектні розміри захисного шару бетону можна також за допомогою бетонних, пластмасових та металевих фіксаторів які прив'язують або надягають на арматурні стержні. Пластмасові фіксатори характеризуються високими технологічними властивостями. Під час установки на арматуру, пластмасове кільце за рахунок властивої йому пружності, трохи розсується і щільно охоплює стрижень.

Змонтовану арматуру приймають з оформленням акту, оцінюючи при цьому якість виконаних робіт. Крім перевірки її проектних розмірів за кресленням перевіряють наявність і місце розташування фіксаторів і міцність збірки армоконструкцій, яка повинна забезпечити незмінність конструкції (форми) при бетонуванні.

4.3.4. Транспортування бетонної суміші

У загальному вигляді транспортний процес включає прийом суміші з роздаткового бункера бетонозмішувальної установки, доставку її різними транспортними засобами до об'єкта бетонування, подальшу подачу до місця укладання, або ж перевантаження її на інші транспортні засоби або пристосування, що доставляють суміш в блок бетонування.

Транспортування бетонної суміші від місця приготування до місця розвантаження безпосередньо в блок бетонування або бетонованого об'єкта здійснюють переважно автомобільним транспортом, а транспортування від місця розвантаження з об'єкта бетонування в блок бетонування - кранами (в цебрах).

Блоком бетонування називають підготовлену до укладання бетону конструкцію або її частину з встановленою опалубкою і монтованою арматурою.

При перевезенні бетонної суміші основною технологічною умовою є збереження її однорідності та забезпечення необхідної для укладання рухливості. Для цього в бетонну суміш не повинні потрапляти атмосферні опади, сонячні промені, вона не повинна розшаровуватися, з неї не повинно випливати цементне молоко або розчин.

Тільки застосування спеціальних автосамоскидів - бетоновозів забезпечує доставку на об'єкт якісної бетонної суміші.

Бетонну суміш, доставлену на об'єкт в автосамосвалах розвантажують в проміжні ємності для подальшої подачі в блок бетонування.

Бадді бувають поворотні і неповоротні.

Поворотні бадді - являють собою зварену ємність, що складається з корпусу, каркаса, затвора, важеля. Іноді на корпус бадді встановлюють вібратор. Каркас виконаний у вигляді санчат, конструкція яких дозволяє завантажувати цебер в горизонтальному положенні. При підйомі краном цебер за петлі вона плавно перекочується, займає вертикальне положення.

Неповоротна бадья - також являє собою зварену ємність але на відміну від поворотної вона подається під завантаження в вертикальному положенні.

4.3.5. Укладання бетонної суміші

Перед укладанням бетонної суміші в конструкції виконують комплекс операцій з підготовки опалубки, арматури, поверхні раніше укладеного бетону і підстави.

Опалубку і підтримуючі ліси ретельно оглядають, перевіряють на надійність установки стійок, лісів і клинів під ними, кріплень а також відсутність щілин в опалубці, наявність закладних частин і пробок, передбачених проектом. Опалубку очищають від сміття і бруду.

Перед укладанням бетонної суміші перевіряють встановлені арматурні конструкції. Контролюють розташування, діаметр, число арматурних стержнів, а також відстань між ними, наявність прив'язок і зварних прихваток в місцях перетину стержнів. Відстань між стержнями повинна відповідати проекту.

Проектне розташування арматурних стержнів і сіток забезпечується установкою, яка підтримує пристрої: шаблонів фіксаторів, підставок, прокладок і підкладок. Забороняється застосовувати підкладки з обрізків арматури, дерев'яних брусків і щебеню.

Зварні стики, вузли і шви, виконані при монтажі арматури, оглядають зовні. Місця вирізки і число зразків встановлюють за погодженням з представником технагляду.

Відстань від арматури до найближчої поверхні опалубки перевіряють по товщині захисного шару бетону, про яку йдеться в кресленнях бетонуєчої конструкції.

Для надійного зчеплення свіжоукладеної бетонної суміші з арматурою останню очищають від бруду, в якій відшаровується іржа і налипні шматки розчину, за допомогою піскоструминного апарату або дротяних щіток. Для міцного з'єднання раніше покладеного затверділого бетону монолітних конструкцій з новим горизонтальні поверхні затверділого монолітного бетону перед укладанням бетонної суміші очищають від сміття, бруду і цементної плівки.

Готовність підстави під укладання бетонної суміші оформляють актом.

Укладання бетонної суміші повинна бути здійснена такими способами, щоб були забезпечені монолітність бетонної кладки, проектні фізико-механічні властивості і однорідність бетону, належне його зчеплення з арматурою і закладними деталями, повне заповнення бетоном заопалубеного простору будується конструкцією.

Укладання бетонної суміші здійснюють методом з ущільненням. При будь-якому методі укладання має бути дотримання основного правила - нова

порція бетонної суміші повинна бути покладена до початку схоплювання цементу в раніше укладеному шарі. Цим виключається пристрій робочих швів по висоті конструкції.

При укладанні бетонної суміші з ущільненням отримана розрахунком товщина шару повинна відповідати (але не перевищувати) встановленої норма глибини опрацювання застосовуваних в даних конкретних умовах технічних засобів ущільнення.

4.3.6. Ущільнення бетонної суміші

При приготуванні, транспортуванні та укладанні бетонної суміші частинки заповнювача розташовані нещільно і між ними є вільний простір, заповнений повітрям.

Призначення процесу ущільнення забезпечити високу щільність і однорідність бетону.

Бетонну суміш вібрують за допомогою внутрішніх (глибинних) поверхневих і зовнішніх вібраторів. Робоча частина внутрішніх вібро-торів занурюється в бетонну суміш, передає їй коливання через корпус. Поверхневі вібратори, що встановлюються на ущільнювану бетонну суміш передають їй коливання через робочу площадку.

Зовнішні вібратори, укріплені на опалубці за допомогою лешат або іншого загарбного пристрою, передають бетонної суміші коливання через опалубку.

4.3.7. Твердіння бетону

В процесі витримки здійснюють догляд за бетоном, який повинен забезпечити:

- підтримання температурно-вологісного режиму, необхідного для наростання міцності бетону, запобігання значних температурно-усадочних деформацій і утворень тріщин;

- запобігання ударів по бетону, який твердіє та ін. впливи погіршують якість бетону в конструкції.

Свіжоукладений бетон підтримують у вологому стані шляхом періодичних поливок і запобігають влітку від сонячних променів, а взимку від морозу.

У літній період бетон на звичайних портландцементях поливають протягом 7 діб. При температурі повітря +15 °С протягом 3 діб. Вдень через кожні 3 години і один раз вночі, а в наступні - не рідше трьох разів на добу.

Поливання виробляють брандспойтами з розпилювачами, приєднаними шлангами до трубопроводів тимчасового водопостачання. Для запобігання вимивання бетону струменем води його поливання починають через 5 ... 10 год. після укладання.

При укріпті поверхні бетону вологостійкими матеріалами (рогожами, матами, тирсою та ін.) перерва між поливання може бути збільшена в 1,5 рази. Свіжоукладений бетон не повинен піддаватися дії навантажень і струсів. Рух людей по забетонованих конструкціях, а також установка на цих конструкціях лісів допускається тільки після досягнення бетоном міцності не менше 1,5 МПа.

Заходи по догляду за бетоном, їх тривалість і періодичність відзначають в журналі бетонних робіт.

4.3.8. Розпалубовання конструкцій

У комплексному технологічному процесі по зведенню монолітних конструкцій розпалубовання займає одне з важливих і трудомістких операцій.

Розпалубовання конструкцій виконуються акуратно, з тим щоб забезпечити збереження опалубки для повторного застосування, а також уникнути пошкоджень бетону. Розпалубовання починають після того, як бетон набере необхідну міцність.

Знімати бічні елементи опалубки, що не несуть навантажень, можна по досягненню бетону міцності, яка забезпечує збереження кутів, крайок і поверхонь.

Видалення несучої опалубки має передувати плавне і рівномірне опускання підтримання лісів. Для цього опускають, послаблюють парні клини. Забороняється рубати або спилювати навантажені стійки.

4.3.9. Контроль якості

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

Для цього необхідний контроль, і його здійснюють на наступних стадіях: при прийомі і зберіганні всіх вихідних матеріалів, при виготовленні і монтажі арматурних елементів і конструкцій, при виготовленні і встановленні елементів опалубки, при підготовці основи і опалубки до укладання бетонної суміші, при приготуванні і транспортуванні бетонної суміші, при догляді за бетоном в процесі його твердіння.

Всі вихідні матеріали повинні відповідати вимогам ГОСТів.

В процесі армування конструкцій контроль здійснюють при прийманні сталі (наявність заводських марок, бирок, якість арматурної сталі), при складуванні і транспортуванні, при виготовленні арматурних конструкцій (правильність форми і розмірів, якість зварювання, дотримання технології зварювання). Після установки і з'єднання всіх арматурних елементів в блоці бетонування проводять остаточну перевірку правильності розмірів і положення арматури з урахуванням допустимих відхилень.

В процесі опалубування контролюють правильність установки опалубки, кріплень, щільність стиків в щитах і сполученнях, взаємне положення опалубних форм і арматури (для отримання заданої величини захисного шару). Правильність положення опалубки в просторі перевіряють прив'язкою до базису осі і нівелюванням, а розміри звичайними вимірами.

Перед укладанням бетонної суміші контролюють чистоту робочої поверхні опалубки і якість її мастила.

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

На місці укладання слід звертати увагу на висоту скидання суміші, тривалість вібрування і рівномірність ущільнення, не допускаючи розшарування суміші і освіти раковин, пустот.

Процес віброущільнення контролюють візуально, за ступенем опади суміші, припинення виходу з неї пухирців повітря і появи цементного молочка.

Остаточна оцінка якості бетону може бути отримана лише на підставі випробування його міцності на стиск до руйнування зразків - кубиків, що виготовляються з бетону одночасно з укладанням і витримує їх в тих же умовах, в яких твердне бетон бетонованих блоків.

4.3.10. Вибір будівельних механізмів для виробництва залізобетонних робіт

I варіант кран МКГ25.01

II варіант бетононасос С-296, кран КС-2561 Д.

I варіант

$$C_m - c_m = \frac{E}{T_{cm}} + \frac{Г}{T_g} + C_{m.э} = \frac{110,25}{12} + \frac{688,8}{400} + 80,68 = 91,59 \quad (4.1)$$

$$C_{ед} = \frac{1,08 \cdot (91,59) \cdot 3 + 1,5 \cdot 280 + 1,08 \cdot 0,4 - 148}{373,85} = 6,08 \quad \text{грн} \quad (4.2)$$

Визначаємо трудомісткість укладання бетону:

$$T_{ед} = \frac{T_m + T_p + T_n}{V} = \frac{156,79 + 221,4 + 84,24}{375,85} = 4,94 \quad (4.3)$$

де T_m – витрати праці по обслуговуванню механізмів, включаючи доставку, монтаж, демонтаж.

T_r – витрати праці робітників, зайнятих ручною працею.

T_p – витрати праці на влаштування доріг для механізмів.

Визначимо річну виробку машин.

$$P_{\Gamma} = P_{\text{э.устр}} \cdot T_{\Gamma} \quad (4.4)$$

$P_{\text{э.устр}}$ – усереднена експлуатаційна продуктивність машин в зміну.

T_{Γ} – нормативний час роботи машин на рік.

$$P_{\Gamma} = 124,62 \cdot 410 = 204376,8 \quad (4.5)$$

$$P_{\text{э.устр}} = 373,85/3 = 124,62 \text{ м}^3/\text{см} \quad (4.6)$$

Визначаємо питомі капітальні вкладення:

$$K_{\text{уд}} = \frac{C_m}{P_{\Gamma}} = \frac{36600}{204376,8} = 0,17 \quad (4.7)$$

Визначаємо наведені питомі витрати на 1 м^3 бетону за формулою:

$$C_{\text{ед}} + K_{\text{у}} \cdot E_{\text{н}} \quad (4.8)$$

$$E_{\text{уд}} = 1,46 + 0,17 \cdot 0,12 = 1,546 \text{ грн.} \quad (4.9)$$

II варіант

Бетононасос С-296 – укладання бетону.

Кран КС-2561 Д – установка арматури.

$$E = 19,9 + 0,73 \cdot 10 + 140 = 668,8 \quad (4.10)$$

$T_{\text{см}} = 16$

$\Gamma = 1542 \text{ грн}$

$T_{\Gamma} = 170 \text{ смен}$

$C_{\text{э}} = 8,94 \text{ грн}$

$$C_m - c_m = \frac{2}{16} + \frac{815}{300} + 15,25 = 72,93 \text{ грн} \quad (4.11)$$

$$C_m - c_m = \frac{167,2}{16} + \frac{1542}{170} + 8,94 = 117,81 \text{ грн} \quad (4.12)$$

Собівартість укладання 1 м^3 бетону:

$$C_{ед} = \frac{1,08 \cdot (117,81 + 72,81) \cdot 16 + 1,5 \cdot 280 + 1,08 \cdot 0,4 \cdot 6,41}{373,85} = 9,94 \text{ грн} \quad (4.13)$$

Визначаємо трудомісткість укладання бетону:

$$T_{ед} = \frac{T_m + T_p + T_n}{V} = \frac{274,71 + 185,8 + 3290,25 + 84,24}{373,85} = 14,1 \text{ грн} \quad (4.14)$$

Визначаємо наведені питомі витрати на 1 м³ укладеного бетону:

$$E_{уд} = C_{ед} + K_{уд} \cdot E_n = 1,53 + 0,91 \cdot 0,12 = 1,639 \quad (4.15)$$

де

$$K_{уд} = \frac{C_m}{P_g}, \quad (4.16)$$

$$P_g = P_{е.устр} \cdot T_g. \quad (4.17)$$

$$K_{уд} = \frac{5917}{14506} = 3,64 \quad (4.18)$$

$$E_n = 0,12$$

Порівняємо показники:

Таблиця 4.1

	T _{см}	C _{ед}	T _{ед}	E _{уд}
I варіант	16	1,46	1,23	1,546
II варіант	16	1,53	1,35	1,639

З цього випливає, що перший варіант за всіма пунктами краще другого.

Приймаємо самохідний гусеничний кран МКГ 25.01.

4.3.11. Техніка безпеки при виробництві залізобетонних робіт

Безпека при виконанні бетонних і залізобетонних робіт, як і інших видів робіт залежить від справності обладнання, приладів контролю і т.д.

Необхідно на будівельному майданчику виділити ділянки для виготовлення опалубки, для заготівлі і обробки арматури.

Дошки і особливо опорні бруси, опалубки не повинні мати сучків, сколів, тріщин. Волокна деревини повинні розташовуватися уздовж матеріалу заготовок.

Розбирання опалубки виробляють з дозволу виконавця робіт, а особливо відповідальних конструкцій - з дозволом головного інженера, але в будь-якому випадку після досягнення бетоном заданої міцності.

При доставці бетонної суміші на будівельний майданчик автобетоновозами, для розвантаження влаштовується естакади, обладнані відбійним брусом.

Перед початком укладання бетонної суміші в опалубку майстри повинні перевірити стан тари, справність і надійність закріплення опалубки.

4.4. Поєднаний потік виробництва кам'яних і монтажних робіт

Зведення стін житлових і цивільних будівель з цегли або штукатурного каменю не може розглядатися як процес виробництва тільки однією кам'яною кладкою.

Фронт робіт муляра може бути забезпечений лише при своєчасному влаштуванні міжповерхових перекриттів, риштування і т.д.

Тому при проектуванні виробництва кам'яних робіт, необхідно розробити способи виробництва суміжних робіт, до яких відносяться:

- пристрій міжповерхових перекриттів;
- сходових маршів і майданчиків;
- перемичок;
- заповнення віконних і дверних прорізів;
- пристрій риштування;
- доставка матеріалів і виробів з приоб'єктного складу на робоче місце.

Всі перераховані роботи входять в один нерозривний будівельний комплекс, тому в проекті виконання робіт повинно бути передбачено раціональний розподіл їх за часом і місцем виконання.

До додаткових робіт можна віднести і такі, які доцільно виконувати в терміни, суміжні з зазначеними для виробництва кам'яних робіт.

4.4.1. Визначення обсягів робіт по цегляній кладці

Обсяг робіт по кладці цегляних стін обчислюється за вирахуванням прорізів по зовнішньому обміру коробок.

Дрібні архітектурні деталі (сандрики, пояски і т.д.) висотою до 25 см нормами обліку в обсяг кладки не включаються.

Обсяги конструкцій, які виконуються з матеріалів, які відрізняються від матеріалу кладки, з обсягу кладки слід виключити. Конструкції, частково закладені в кладку (кінці панелей перекриттів і т.д.) з обсягу кладки не виключають.

Обсяг робіт по влаштуванню перегородок слід обчислювати по проектній площі, віднімаючи площу прорізів по зовнішньому обводу коробок.

Підрахунок обсягів робіт

Кладка стін товщиною в 2 цегли

Загальна площа стін:

$$F_{заг}^{2к} = (15,9 \cdot 2 \cdot 2) \cdot 2,8 \cdot 5 + (12,0 \cdot 2 + 13,05 \cdot 2) \cdot 2,8 \cdot 4 + \\ + (16,65 \cdot 2 + 12,0 \cdot 2) \cdot 2,8 \cdot 5 = 2394 \text{ м}^2. \quad (4.19)$$

Площа за вирахуванням отворів:

$$F_{без}^{проем} = 802,2 - ((0,9 \cdot 2,1) + (0,8 \cdot 2,1) \cdot 20 + (1,5 \cdot 2,1) \cdot 20 + \\ + (1,8 \cdot 1,5) \cdot 25 + (1,2 \cdot 0,5) \cdot 4) + ((890,4 - ((0,9 \cdot 2,1) + \\ + (0,8 \cdot 2,1) \cdot 20 + (1,8 \cdot 1,5) \cdot 35 - (2,1 \cdot 1,5) \cdot 10 + (1,2 \cdot 0,5) \cdot 4)) + \\ + 701,4 - ((0,9 \cdot 2,1) + (0,8 \cdot 2,1) \cdot 20 + (1,8 \cdot 1,5) \cdot 25 + (2,1 \cdot 1,5) \cdot 10 + \\ + (1,2 \cdot 0,5) \cdot 4)) = 1924,8 \text{ м}^2. \quad (4.20)$$

Обсяг кладки:

$$V^{2k} = F_{\text{без пр}} \cdot t = 1924,8 \cdot 0,51 = 981,65 \text{ м}^3. \quad (4.21)$$

Кладка стін товщиною в 1,5 цегли

Загальна площа стін:

$$F_{\text{обц}}^{1,5k} = (16,65 + 12,0 \cdot 2) \cdot 2,8 \cdot 5 + (15,9 \cdot 2,85 \cdot 5) + (14,5 \cdot 2,8 \cdot 5) \cdot 2 + \\ + (13,05 \cdot 2,8 \cdot 4) + (12 \cdot 2 \cdot 2,8 \cdot 4) = 1590,6 \text{ м}^2. \quad (4.22)$$

Площа за вирахуванням отворів:

$$F_{\text{безпр}}^{1,5k} = 529,2 + 583,6 + 392,9 = 1504,2 \text{ м}^2. \quad (4.23)$$

Обсяг стін:

$$V^{1,5k} = F_{\text{без пр}} \cdot t = 1504,2 \cdot 0,51 = 583,19 \text{ м}^3. \quad (4.24)$$

Кладка стін товщиною 0,5 цегли

Загальна площа стін:

$$F_{\text{обц}}^{\text{безпр}} = (467,6 + 505,6 + 332,1) = 1305 \text{ м}^2. \quad (4.25)$$

Обсяг кладки:

$$V^{0,5k} = F_{\text{без пр}} \cdot t = 305 \cdot 0,12 = 156,6 \text{ м}^3. \quad (4.26)$$

Загальний обсяг кладки склав:

$$V_k = 981,65 + 583,19 + 156,6 = 1721,4 \text{ м}^3. \quad (4.27)$$

4.4.2. Калькуляція трудових витрат і заробітної плати робітників

Таблиця 4.2.

№ п.п.	Назва робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	§ ЕНіР	Норма	Трудоміс	.Склад ланки	Сер. розряд	Зар. плата	грн.-коп.
					часу	ткість				
					$\frac{\text{чол} - \text{ч}}{\text{маш} - \text{ч}}$	$\frac{\text{чол} - \text{дн}}{\text{маш} - \text{см}}$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9		

1	Кладка зовнішніх стін 2 цегли	м ³	981,6	Е-3 т.3. п.3.	<u>3,2</u> -	<u>392,6</u> -			2336-20
2	Кладка зовнішніх стін 1,5 цегли	м ³	581,2	Е-3-3	<u>3,7</u> -	<u>268,6</u> -			1604-11

Продовження таблиці 4.2.

3	Кладка перегородок 0,5 цегли	м ²	1305	Е-3-12	<u>0,66</u> -	<u>107,66</u> -			615-96
4	Укладання залізобетонних перемичок	1 проем м	407	Е-3-16	<u>0,45</u> 0,15	<u>22,89</u> 7,63			130-24
5	Пристрій інвентарного приштування	10 м ³ кладки	2236,1	Е-3-20	<u>1,14</u> 0,38	<u>31,08</u> 10,00			67-08
6	Монтаж плит перекриття площею до 10 м ²	шт.	500	Е-4-1-7	<u>0,64</u> 0,16	<u>39,02</u> 10,0			254-5
7	Монтаж сходових маршів площею до 10 м ² та сходових майданчиків	шт.	54	Е-4-1-10	<u>0,92</u> 0,23	<u>6,21</u> 1,55			36-29
8	Установка сходових огорожень	1 м реш.	54	Е-4-1-11	<u>0,37</u> -	<u>2,44</u> -			14-91

9	Заливка швів перекриттів	100 м шва	27,8	Е-4-1-26	<u>4,0</u> -	<u>13,56</u> -			82-84
---	-----------------------------	-----------------	------	----------	-----------------	-------------------	--	--	-------

Продовження таблиці 4.2.

10	Заповнення віконних і дверних прорізів з подачею блоків краном	100 м ² блок ів	5,62	Е-6-13	<u>16,0</u> 8,0	<u>10,97</u> 5,48			64-33
11	Подача цегли краном за допомогою знімного захоплення	1000 шт.	541,6	Е-1-7	<u>0,3</u> 0,15	<u>19,81</u> 9,91			103-98
12	Подача розчину баштовим краном	1 м ³	401,21	Е-1-7	<u>0,22</u> 0,11	<u>10,76</u> 5,38			56-57
	Разом:					<u>925,6</u> 50,26			5367-11·1,91= =10251-18

4.4.3. Вибір крана за технічними характеристиками

Вантажопідйомність крана– 8 т.

$$Q_{кр} = Q_{эл} + Q_{ос} \quad (4.28)$$

$$Q_{кр} = 2,63 + 0,05 = 2,7 \text{ т.} \quad (4.29)$$

де: $Q_{эл}$ – маса найважчого елемента;

$Q_{ос}$ – маса монтажного пристосування.

Висота підйому гака:

$$H_{к} = h_0 + a + h_{гр} + h_{с} \quad (4.30)$$

де: h_0 – перевищення опори монтуемого елемента над рівнем стоянки крана.

$$h_0 = 2,8 \cdot 5 = 14 \text{ м.} \quad (4.31)$$

a – запас по висоті, необхідний за умовами монтажу $\geq 0,5$ м.

$h_{гр}$ – висота елемента в монтажному положенні = 1,5 м.

$h_{с}$ – висота стропування, відстань від верху монтуемого елемента до низу гака в робочому положенні = 3,5 м.

$$H_{к} = 14 + 0,8 + 1,5 + 3,5 = 19,8 \text{ м.} \quad (4.32)$$

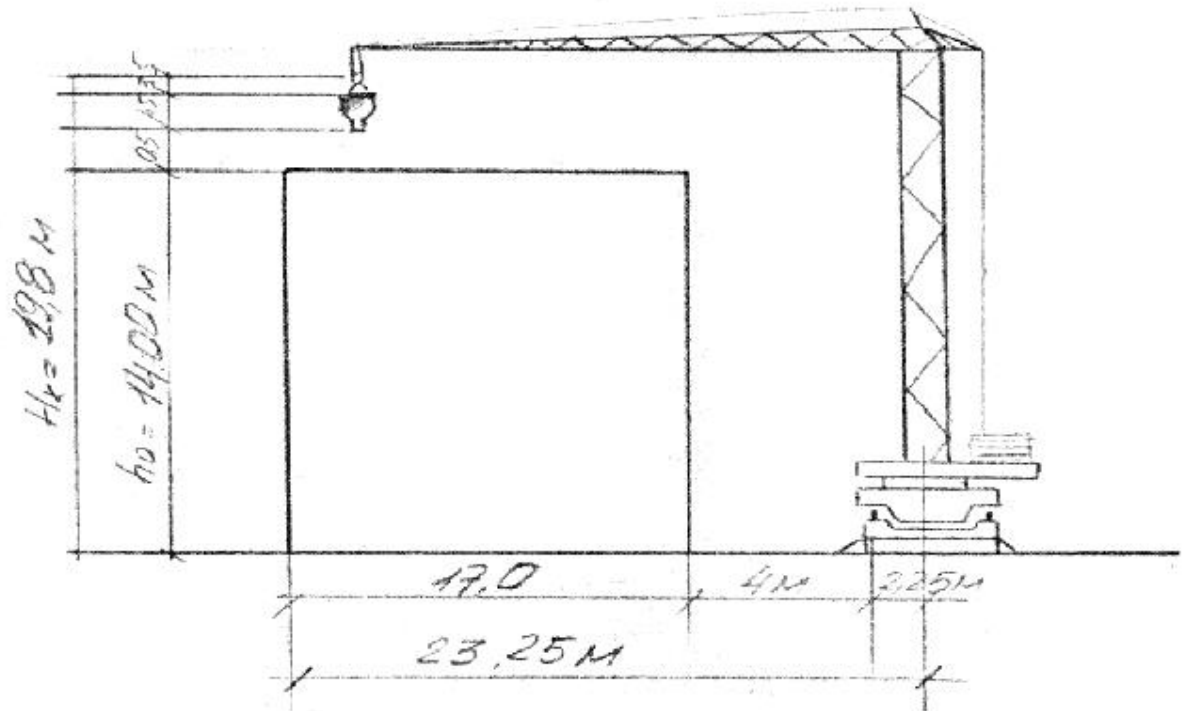


Рисунок 4.1 - Вибір крана за технічними характеристиками

Виліт стріли:

$$L_c = l_1 + l_2 + l_3 \quad (4.33)$$

$l_1 = 2,25$ м – половина ширини колії баштового крана.

$l_2 = 4$ м – відстань між зовнішньою поверхнею будівлі і краєм довколишньої рейки.

$l_3 = 17$ м - відстань між зовнішніми площинами цокольної частини будівлі

$$L_c = 2,25 + 4 + 17 = 23,25 \text{ м.} \quad (4.34)$$

4.4.4. Техніко-економічне порівняння варіантів механізації

Техніко-економічне порівняння варіантів проводиться за наступними показниками:

- тривалість виконання робіт в змінах;
- трудомісткість 1 м³ кладки;
- собівартість 1 м³ цегельної кладки;
- наведені витрати на 1 м³ цегельної кладки.

Час роботи баштового крана на об'єкті $T_{осм}$ визначається по калькуляції трудових витрат:

$$T_{о.с.м.}^{б.к.} = 7,63 + 10,31 + 10,0 + 1,55 + 5,48 + 9,91 + 5,38 = 50,26 \text{ м-см.} \quad (4.35)$$

Визначення трудомісткості 1 м³ цегельної кладки визначаємо за формулою.

$$T_k = \frac{T_m + T_r + T_{пер} + T_{м.д.} + T_{п.п.}}{V_k} \quad (4.36)$$

де: T_m – трудомісткість управління крана і обслуговування його машиністами за час роботи крана на об'єкті.

T_r – трудомісткість виконання ручних операцій не пов'язаних з керуванням машини.

$T_{пер}$ – трудомісткість перебазування крана на задану відстань.

$T_{м.д.}$ – трудомісткість монтажу і демонтажу крана.

$T_{п.п.}$ – трудомісткість пристрою підкранових колій.

I варіант КБ 308.А.

$$T_m = 50,26 \text{ чол-ч;}$$

$$T_r = 925,6 \text{ чол-дн;}$$

$$T_{пер} = 40 : 8,2 = 4,8 \text{ чол-дн.}$$

$$T_{м.д.} = 96 : 8,2 = 11,7 \text{ чол-дн;}$$

$$T_{п.п.} = (40 \cdot 2) : 8,2 = 9,76 \text{ чол-дн.}$$

$$T_k^I = \frac{925,6 + 50,26 + 4,8 + 11,7 + 9,76}{1719,4} = 0,58 \text{ чол-дн} / \text{м}^3. \quad (4.38)$$

Аналогічно

II варіант КБ 405.1

Вантажопідйомність крана - 7,5 – 10 т.

$$T_k^{II} = 0,58 \text{ чол-дн} / \text{м}^3.$$

Собівартість машинозміни крана:

$$C^I_{\text{м-см}} = 161,04 \text{ грн.}$$

$$C^{II}_{\text{м-см}} = 268,48 \text{ грн.}$$

Визначаємо собівартість пристрою 1 м³ кам'яної кладки:

$$C_e = \frac{1,08 \cdot \sum C_m - c_m \cdot T_{o.c.m} + 1,5 \sum ЗП + \sum C_{п.п.}}{V_k} \quad (4.39)$$

де: 1,08 – коефіцієнт накладних витрат на експлуатацію машин і одноразові витрати.

1,5 – коефіцієнт накладних витрат на заробітну плату робітників.

ЗП – сума заробітної плати робітників без монтажників.

Сп.п. – сума витрат на пристрій підкранових колій для баштових кранів.

$$\Sigma \text{Сп.п.} = 170 \cdot 2 \cdot 1,91 = 649,4 \text{ грн.} \quad (4.40)$$

$$C_e^I = \frac{1,08 \cdot 161,04 \cdot 50,26 + 1,5 \cdot 10251,18 + 649,4}{1719,4} = 14,40 \text{ грн} / \text{м}^3. \quad (4.41)$$

$$C_e^{II} = \frac{1,08 \cdot 268,48 \cdot 50,26 + 1,5 \cdot 10251,18 + 649,4}{1719,4} = 17,79 \text{ грн} / \text{м}^3. \quad (4.42)$$

Наведені питомі витрати на 1 м³ кам'яної кладки визначається за формулою:

$$E_{уд} = C_e + E_n \cdot K_{уд}. \quad (4.43)$$

де: C_e – собівартість одиниці кам'яних робіт;

E_n – нормативний коефіцієнт ефективності капітальних вкладень = 0,15;

$K_{уд}$ – питомі капітальні вкладення.

$$K_{уд} = \frac{\sum \frac{C_{ин} \cdot T_{о.см}}{T_{г}}}{V_k} \quad (4.44)$$

де: $C_{ин}$ – інвентарно-розрахункова вартість кранів, що беруть участь в процесі.

$$K_{уд}^I = \frac{24000 \cdot 1,91 \cdot 50,26}{375 \cdot 1719,4} = 3,57 \text{ грн / м}^3. \quad (4.45)$$

$$\mathcal{E}_{уд}^I = 9,73 + 0,15 \cdot 3,57 = 10,266 \text{ грн / м}^3. \quad (4.46)$$

$$K_{уд}^{II} = \frac{25000 \cdot 1,91 \cdot 50,26}{375 \cdot 1719,4} = 3,722 \text{ грн / м}^3. \quad (4.47)$$

$$\mathcal{E}_{уд}^{II} = 9,83 + 0,15 \cdot 3,722 = 10,39 \text{ грн / м}^3. \quad (4.48)$$

Зводимо всі показники в єдину таблицю.

Таблиця 4.3. – Технічні характеристики кранів

Марки кранів	$T_{о.см}$ зміни	T_k ч-дн / м ³	C_e грн / м ³	$E_{уд}$ грн / м ³
КБ – 308.А	50,26	0,58	9,73	10,266
КБ – 405.1	50,26	0,58	9,83	10,39

З таблиці видно, що баштовий кран КБ – 308 А краще за двома показниками, тому і приймаємо його до виробництва робіт.

4.4.5. Організація будівельного потоку при сумісному виробництві кам'яних і монтажних робіт

Основним методом виконання робіт при кам'яній кладці і монтажі збірних перегородок є поточний. Потоковий метод сполученого виробництва проектується згідно трудомісткості підрахованої по ЕНіР.

В основу поточного методу покладені наступні принципи:

- поділ комплексу робіт по захватно - ярусній системі;
- розчленовування комплексу робіт на складовні процеси і організація спеціалізованих ланок;
- послідовність виконання процесів спеціалізованими ланками комплексних бригад постійного складу в однаковому темпі. Перехід ланок з захватки на захватку для виконання одних і тих же процесів із застосуванням постійного набору інструментів і комплекту механізмів здійснюється через рівні проміжки часу, звані кроком потоку.
- ув'язка будівельних процесів, виконаних по захватно - ярусної системі із загальним об'єктним потоком зі зведення будівлі по суміщеному поточному графіку.

Загальна тривалість робіт на потоці визначається за формулою:

$$П = \frac{K}{A}(m + n - 1) \quad (4.49)$$

де: К –модуль циклічності в змінах;

А – кількість робочих смен в сутках;

m –кількість робочих змін у добі;

n –кількість ярусів – захваток.

Задаємося модулем циклічності К = 1 зміна, і приймаємо 2-х змінний режим роботи.

n =2;

$m = 42$.

Загальна трудомісткість на одному поверсі:

$$T_{к.к.} = 392,6 + 268,2 + 107,66 = 768,46 \text{ ч-дн.} \quad (4.50)$$

Трудомісткість кладки на одному поверсі:

$$T_{к.етаж} = 768,46 / 5 = 153,69 \text{ ч-дн.} \quad (4.51)$$

Трудомісткість роботи першого і другого яруса:

$$T_{к.1;2 \text{ яруса}} = 153,69 / 2,8 = 54,89 \text{ ч-дн.} \quad (4.52)$$

Трудомісткість роботи на третьому ярусі:

$$T_{к.3 \text{ яруса}} = 153,69 / 2 \cdot 54,9 = 43,91 \text{ ч-дн.} \quad (4.53)$$

Трудомісткість робіт на третьому ярусі з урахуванням трудомісткості укладання перемичок і пристрої огорожі:

$$T_{к.3 \text{ яруса}} = 43,91 + \frac{2,86 + 32,89}{5} = 49,06 \text{ ч-дн.} \quad (4.54)$$

Тривалість приватного потоку визначаємо за формулою:

$$t_{ч.п.} = m \cdot k = 42 \cdot 1 = 42 \text{ см} \quad (4.55)$$

Тривалість всього будівництва:

$$П = \frac{1}{2}(42 + 2 - 1) = 21,5 \text{ дн} = 43 \text{ см} \quad (4.56)$$

Змінна трудомісткість кранових операцій визначається за формулою:

$$T_{к.о.см} = \frac{T_{к.о.} \cdot 1см}{П} = \frac{50,26 \cdot 1}{43} = 1 \text{ м-см.} \quad (4.57)$$

Трудомісткість операцій по подачі цегли, розчину і монтажу перемичок:

$$T_{об.к.к.} = 9,91 + 5,38 + 7,63 = 22,92 \text{ м-см.} \quad (4.58)$$

Середня трудомісткість кранових операцій приватного потоку дорівнює:

$$T_{см}^{к.ч.п.} = \frac{T_{об}^{кул} \cdot 1см}{t_{ч.п.}} \quad (4.59)$$

$$T_{см}^{к.ч.п.} = \frac{22,92 \cdot 1}{21,5} = 1 \text{ м-см.} \quad (4.60)$$

Визначаємо змінний склад мулярів в бригаді:

$$N_k = \frac{T_{kk}}{m \cdot k \cdot \rho} \quad (4.61)$$

де: T_{kk} – загальна трудомісткість кам'яної кладки;

m – кількість ярусів - захваток;

k – тривалість робіт (в змінах) мулярів на одному ярусу - захватці.

$$N_k = \frac{768,46}{42 \cdot 1 \cdot 1,3} = 14 \text{ чол.} \quad (4.62)$$

Визначаємо змінний склад платників монтажників:

$$T_m = 31,08 + 39,02 + 13,56 + 10,97 + 6,21 = 100,84 \text{ ч-дн.} \quad (4.63)$$

$$N_m = \frac{100,84}{42 \cdot 1,3 \cdot 1,2} = 3 \text{ чел.} \quad (4.64)$$

Визначаємо кількість робочих такелажників:

$$T_T = 19,81 + 10,76 = 30,57 \text{ ч-дн.} \quad (4.65)$$

$$N_T = \frac{30,57}{42 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = 2 \text{ чол.} \quad (4.66)$$

Таким чином, загальна чисельність комплексної бригади мулярів плотників - монтажників становить:

$$N_{бр} = 14 + 3 + 2 = 19 \text{ чел.} \quad (4.67)$$

4.4.6. Розрахунок техніко-економічних показників

1. Тривалість будівництва - 159 днів.
2. Загальна трудомісткість робіт - 925,6 ч-дн.
3. Витрати праці на 1 м³ кладки:

$$T_{ед} = \frac{T_p}{V_k} = \frac{925,6}{1719,4} = 0,538 \text{ ч-дн / м}^3. \quad (4.68)$$

4. Виробіток на одного робітника в зміну:

$$B = \frac{V}{T_p} = \frac{1719,4}{925,6} = 1,86 \text{ м}^3. \quad (4.69)$$

5. Собівартість 1 м³ кладки:

$$C_e = 10,81 \text{ грн / м}^3. \quad (4.70)$$

4.4.7. Технологія кам'яної кладки

Процес кам'яної кладки складається з наступних операцій:

- установки порядовок і натягування причалювання;
- підготовки ліжок;
- подачі і розрівнювання розчину;
- укладання каменів на ліжко з утворенням швів;
- перевірки правильності кладки;
- розшивки швів.

Порядовки встановлюють в кутах кладки, в місцях перетину стін і на прямих ділянках стін не менше ніж 12 м.

Причалювання натягують між порядовками, щоб уникнути її провисання через кожні 4 - 5 м під неї укладають на розчині маякові камені або проміжні маяки. Причалка служить при укладанні зовнішніх і внутрішніх

верст, причому на зовнішніх верстах причалювання встановлюють для кожного ряду кладки, а на внутрішніх - через 3 - 4 ряди.

Підготовка ліжка полягає в очищенні її та розкладці на ній цегли. Для кожної зовнішньої версти цеглу розкладають на внутрішній половині стіни, а для кладки внутрішньої версти - на зовнішній половині. Розчин на ліжку подають розчинними лопатами, а розрівнюють його за допомогою кельми.

Цеглу укладають трьома основними способами:

- впритул;
- впритул з підрізуванням;
- в притиск.

Спосіб в притул застосовують головним чином при кладці стін в пустошовку. Розчин розстеляють грядкою товщиною 2 - 2,5 см, не доходячи до краю стіни на 2 - 3 см. Ширина шару розчину для тичкового ряду 22 - 23 см, а для ложкового ряду - 9 - 10 см. Цеглу укладають без кельми. Каменщик, тримаючи цеглу в руці під кутом до ліжка, рухає його до раніше укладеної цеглини, захоплюючи частину розчину. Захоплювати частину розчину починають за 6 - 7 см від раніше покладеної цегли.

Спосіб впритул з підрізуванням ведуть кладку при необхідності заповнення швів розчином з розшивкою. У цьому випадку розчин розстеляють, відступаючи від краю стіни 1 см, цеглу укладають так само, як і при укладанні способом впритул, а розчин, вичавлений з шва на лицьову поверхню стіни, підрізають кельмою.

При зведенні стін зазнають значні навантаження і потребують повного заповнення швів розчином, кладку ведуть способом вприжим. Розчин на ліжку розподіляють грядкою висотою 2,5 - 3 см, шириною 21 - 22 см під тичковий ряд і 8 - 9 см під ложкових. При укладанні цегли муляр зрізає кельмою з ліжка частину розчину, завдає його на грань раніше покладеної цегли і затискає цеглою, поступово піднімаючи кельму.

При виконанні кам'яних лав на продуктивність праці мулярів великий вплив робить правильна організація робочого місця, що представляє собою

обмежену ділянку стіни або конструкцій і риштування або перекриття, в межах яких складені матеріали і переміщаються робочі. Організація робочого місця повинна виключати непродуктивні рухи робітників і забезпечувати найвищу продуктивність праці. Тому робоче місце повинно знаходитися в радіусі дії крана, мати ширину близько 2,5 м і ділитися на 3 зони:

- робочу зону шириною 0,6 - 0,7 м: між стіною і матеріалом, в який переміщаються каменярі;
- зону матеріалів шириною близько 1 м для розміщення піддонів з каменем і ящиків з розчином;
- зону транспортування 0,8 - 0,9 м для переміщення матеріалів і проходу робітників, не пов'язаних безпосередньо з кладкою.

Число піддонів з каменем і ящиків з розчином і чергування їх залежить від товщини стіни, числа отворів на даній ділянці і складності архітектурного оформлення.

При кладці глухих стін чотири піддони з цеглою чергують уздовж фронту кладки з ящиками з розчином, розташованими на відстані 3,6 м між їх поздовжніми осями.

При кладці стін з прорізами цегла по два піддону розташовують проти простінків, а ящики з розчином проти прорізів.

Цегла і камені подають на робочі місця до початку робочої зміни. Запас їх на робочому місці повинен бути не менше ніж на 2 - 4 години роботи каменярів. Розчин подають на робочі місця перед початком роботи і додають його в міру витрати, з тим щоб запас цементного і змішаного розчину в теплу пору не перевищував 40 - 45 хвилин.

Кам'яні роботи виконують бригади мулярів, що складаються з ланок, які в залежності від числа працюючих називаються "двійкою", "трійкою", "п'ятіркою".

Ланка "двійка" складається з муляра 2-го розряду і ведучого муляра 4 - 5-го розряду. Обов'язки в ланці розподілені наступним чином: обидва муляра закріплюють причалювання для зовнішньої і внутрішньої верст, муляр 2-го

розряду подає і розкладає цеглу, розстеляє розчин. Ведучий муляр, рухаючи уздовж стіни, укладає зовнішню версту, при кладці внутрішньої версти обидва муляра виконують ті ж операції, рухаючись в зворотному напрямку. Підсібник при цьому укладає цеглу в забутку. Ланкою "двійка" виконують кладку стін з великою кількістю отворів, стіни товщиною до 1,5 цегли і перегородки.

Ланка "трійка" складається з ведучого муляра 4 - 5-го розряду і двох мулярів 2-го і 3-го розрядів. Ведучий муляр викладає верстові ряди і контролює правильність кладки, він рухається за підсобником, який розкладає розчин. В цей час інший підсобник укладає забутку. Кладку внутрішньої і зовнішньої верст виконують в однаковому порядку, але в протилежних напрямках. Перестановку причалки провідний муляр виконує разом з одним з підсобників. Ланкою "трійка" виконують кладку стін товщиною 2 і 2,5 цегли. Продуктивність праці мулярів збільшується на 30% в порівнянні з продуктивністю ланки "двійка".

Ланка "п'ятірка" складається з мулярів 4-го і 3-го розрядів і трьох каменярів - підсобників 2-го розряду. Каменяр 4-го розряду разом з підсобником викладає зовнішню версту; за ним на відстані 2 - 3 м працюють муляр 3-го розряду і підсобник, викладають внутрішню версту; замикає ланку муляр і підсобник, викладає забутку. Ланкою "п'ятірка" доцільно працювати при кладці глухих ділянок стін товщиною більше 2-х цегли. При кладці отворів "п'ятірка" розділяється на дві ланки - "двійку" і "трійку".

Безпосереднє виконання кладки тісно пов'язане з рядом суміжних і допоміжних робіт. Так, транспортні роботи забезпечують безперервну подачу матеріалів до робочих місць. Після закінчення кладки на висоту ярусу телі встановлюють підмости.

Після закінчення кладки поверху монтажники приступають до монтажу перекриттів, сходів, перегородок.

4.4.8. Інструменти і інвентар, який використовується при кам'яній кладці

Інструменти: кельма, молоток - кирочка, розчинна лопата, розшивання.

Для перевірки якості кладки використовують контрольньо-вимірвальний інструмент - складаний метр, рулетка, рівень, шаблон.

Інвентар:

- Установа для прийому і видачі розчину місткістю до 2 м³ - служить для прийому, підігріву, перемішування і порціонної видачі товарного розчину в відаткову тару для доставки до робочого місця муляра.
- Бункер з щелепним затвором місткістю до 1,2 м³ - призначений для приймання і подачі розчину на робоче місце муляра.
- Металевий розчинний ящик місткістю 0,24 м³ - служить для передачі розчину на робоче місце муляра. Допускається підйом в гірлянді до 6 ящиків одночасно.
- Самозатягуюче захоплення являє собою прямокутну раму з двощелепним важільним захопленням. Він призначений для подачі цегли без піддонів до місця кладки.
- Бак для змочування цегли являє собою ємність заповнену водою. У спекотну суху погоду піддони з цеглою опускають в бак, змочують і подають до робочого місця.
- Підмостки застосовують при кам'яній кладці.
- Продуктивність праці мулярів змінюється в залежності від висоти кладки. Найбільша продуктивність праці досягається при кладці на висоті близько 0,6 м від основи підлоги. З метою забезпечення максимальної продуктивності праці мулярів кладку по висоті розбивають на яруси висотою 1,2 м, а кожен ярус виконують з риштовання або лісів.
- Основні типи риштовання:

- Шарнірно-панельні підмостки, складаються з дощатого настилу і двох з'єднаних з ним опор.
- Універсальні пакетні самоустановлювальні підмостки.
- Панельні (блокові) представляють собою зварний металевий блок висотою 1 м, по верху якого покладений дерев'яний настил.

4.4.9. Контроль якості

Відповідність кам'яної кладки проекту і вимогам Сніпа контролюють в процесі надходження матеріалів на будівельний майданчик - вхідний контроль, в процесі зведення конструкцій - операційний контроль.

В процесі вхідного контролю контролюють надходять на будівництво матеріали і розчин.

Матеріали перевіряють - виконроб, майстер і бригадир, щоб вони за формою і точності відповідали вимогам стандартів. Цегла будь-яких видів не повинні мати відбитих решт (кутів), викривлень і дефектів.

- Готовий розчин - повинен мати паспорт із зазначенням дати і часу виготовлення, марки і рухливості.

Поступив розчин (або виготовлений на будівельному майданчику) додатково перевіряють за такими основними показниками:

- рухливість розчину визначають не менше трьох разів на зміну. Величину рухливості визначають глибиною занурення в нього еталонного сталевго конуса.
- щільність суміші розчину визначають за допомогою циліндричної посудини об'ємом 1 л з насадкою. Посудину наповнюють розчином з деяким надлишком утримуваним одягненою насадкою. Після цього суміш ущільнюють. Потім насадку знімають і зрізають надлишок розчину. Посудина з сумішшю зважують і з отриманого значення віднімають масу посудини.

- межа міцності на стиск визначають в зразках - кубах розміром $70,7 \times 70,7 \times 70,7$ мм.

Операційний контроль: здійснюється мулярами в ході робіт. Контролюють правильність перев'язки і заповнення розчином швів кладки, вертикальність, горизонтальність і прямолінійність поверхні кутів, товщину кладки, розміри простінків і прорізів.

Правильність закладки кутів будівлі перевіряють дерев'яними косинцями, горизонтальність рядів правилом і рівнем не менше двох разів на кожному ярусі кладки.

Вертикальність укосів і рядів кладки перевіряють схилом або рівнем з правилом не рідше двох разів на кожному метрі висоти кладки.

Два рази на зміну перевіряють середню товщину горизонтальних і вертикальних швів кладки.

В процесі кам'яної кладки виконроб або майстер повинен стежити за тим, щоб спосіб закріплення прогонів, балок, настилів і панелей перекриттів в стінах відповідали проекту.

У процесі приймання кам'яних конструкцій встановлюють обсяг і якість виконаних робіт, відповідність конструктивних елементів робочими кресленнями і вимогам Сніпа.

Під час приймання кам'яних конструкцій перевіряють:

- правильність прив'язки;
- товщину і заповнення швів;
- вертикальність, горизонтальність і прямолінійність поверхонь і кутів кладки;
- правильність влаштування димових і вентиляційних каналів;
- якість фасадних поверхонь.

Контролюючи якість кам'яних конструкцій, ретельно заміряють відхилення в розмірах і положенні конструкцій від проектних величин,

стежать за тим, щоб фактичні відхилення не перевищували величин, зазначених у СНіП.

4.4.10. Монтаж сходового маршу і сходових майданчиків. Монтаж панелей перекриття

Сходові марші піднімають універсальним строповим захопленням з різною довжиною строп. Для сходових майданчиків стропи мають однакову довжину. Ці елементи встановлюють, як тільки зведені стіни будівлі утворюють сходову клітку.

Перед монтажем перекриттів на поверсі повинні бути підняті і встановлені на місце дверні блоки та віконні блоки, а також - в закритих і відкритих контейнерах - всі комплекти матеріалів для санітарно-технічних, електромонтажних та оздоблювальних робіт (ванні, унітази, умивальники, раковини, труби, ящики з матеріалом і ін.).

Панелі перекриттів захоплюють за чотири точки за допомогою 4-х - гілястої стропи. Панелі перекриттів доставляються на будівельний майданчик панелевозом, знімають і встановлюють на спеціальну підставку, де їх переробляють.

Панелі перекриттів починають встановлювати від сходової клітки. Це дає можливість відразу ж після установки першої панелі по змонтованим сходах піднятися на перекриття і вести монтаж далі.

4.4.11. Контроль якості монтажних робіт

Якість виконання окремих монтажних операцій характеризує надійність будівельних конструкцій і вузлів, їх стійкість і несучу здатність.

Одним з важливих умов збирання конструкцій є відповідність геометричних розмірів елементів, які монтує.

При влаштуванні монолітних стиків здійснюють візуальний контроль і інструментальний.

4.4.12. Техніка безпеки при кам'яних роботах

При веденні кам'яних робіт на висоті 7 м необхідно встановлювати по периметру будівлі перший ряд захисних козирків шириною 1,5 м з кутом 200 до лінії горизонту, що витримують зосереджене навантаження в середині заданого прольоту 1,6 Кн, зазор між стіною будівлі і настилом козирків повинен бути не більше 0,05 м. Цей ряд козирків зберігається до повного закінчення кладки стін, другий ряд встановлюють на відстані 6-7 м від першого і потім по ходу робіт переставляють. При подачі на робоче місце краном цегли та інших матеріалів застосовуються піддони і вантажозахоплювальні пристрої, що виключають падіння вантажу при підйомі.

Кладка стін наступного поверху будівлі дозволяється тільки після установки несучих конструкцій міжповерхового перекриття, площадок і маршів у сходових клітках.

Рівень кладки після кожного переміщення засобів підмоцвання повинен бути не менше ніж на 0,7 м вище рівня робочого настилу чи перекриття.

Категорично забороняється ходити по настилах козирків, складувати на них матеріали.

4.4.13. Техніка безпеки при монтажних роботах

До монтажних робіт допускаються особи не молодше 18 років, що володіють професійними навичками, навчені безпечним прийомам робіт і мають відповідні посвідчення.

Перед початком робіт на висоті знайомлять з характером майбутньої роботи, станом робочого місця і т.п.

При проведенні монтажних робіт в місцях, небезпечних для руху людей, вивішують що абсолютно очевидно попереджувальні знаки.

На ділянці (захватці), де проводять монтажні роботи забороняється проводити інші види робіт і перебувати стороннім особам.

4.5. Покрівельні роботи

Пристрій покриттів будівель - один з найбільш трудомістких і найменш механізованих будівельних процесів.

Таблиця 4.4. - Підрахунок обсягів робіт

1.	Очищення підстави від сміття	1,99	1,57	2,02
2.	Пристрій пароізоляції	1,99	1,57	2,02
3.	Пристрій утеплювача	1,99	1,57	2,02
4.	Пристрій цементно-піщаної стяжки	1,99	1,57	2,02
5.	Грунтування стяжки	1,99	1,57	2,02
6.	Наклейка рулонного килима	5,99	4,7	6,06
7.	Пристрій захисного шару	1,99	1,57	2,02

Покрівля складається з пароізоляції, теплоізоляції, стяжки, гідроізоляції та захисного шарів.

Пароізоляція виконується по несучих конструкціях, захищає утеплювач від зволоження проникаючими із приміщення водяними парами. Як оклеєчної пароізоляції застосовують рулонні матеріали (в основному руберойд, що наліплюється на гарячу бітумну або бітумнокуперсольну мастику) і поліетиленові плівки.

Теплоізоляція служить для захисту будівлі від холоду і перегріву сонцем. Вона запобігає втраті тепла в приміщеннях і утворення конденсату водяної пари на стелі будівель.

Стяжки по утеплювачу влаштовуються з цементно-піщаного розчину або асфальтобетону товщиною 15 - 20 мм. Гідроізоляційний шар влаштовується з рулонних матеріалів і з мастик. Тип гідроізоляційного шару вибирається залежно від ухилу даху.

4.5.1. Технологія і організація виконання процесу пристрою покрівельних покриттів

Підготовчі роботи

Перед пристроєм пароізоляції необхідно перевірити якість підстави, якість закладення стиків, їх міцність. При необхідності виконати механічну очистку поверхонь від пилу та бруду і т.п.

Пароізоляцію з рулонних матеріалів влаштовують по рівню основи, забезпечуючи нанесення мастик шаром однієї товщини. Вологу з підстав видаляють за допомогою спеціальних установок, обладнаних інфрачервоними пальниками або калориферами з електронагрівачами і вентиляторами.

Пристрій пароізоляції

При обклеювальній пароізоляції гарячі бітумні мастики наносять на суху обеспилену рівну поверхню, яку готують так само, як і підстава під рулонний килим. Нерівності усувають пристроєм стяжки. Технології пристрою обклеєної пароізоляції така ж, як у рулонних покрівель. Мاستику подають на дах по трубопроводу і наносять на поверхню гідрораспилітелем. Використовують для подачі мастики на дах по рукавах і нанесення її через форсунки.

Пристрій теплоізоляції

Теплоізоляцію виконують з плитних утеплювачів і в залежності від виду теплоізоляції застосовуються різні способи її укладання.

При укладанні утеплювача необхідно стежити за тим, щоб вологість його була мінімальною і не перевищувала допустимих за проектом значень так, як вологий утеплювач втрачає теплоізоляційні властивості, має дуже низьку морозостійкість, випаровується волога руйнує утеплювач, стяжку і гідроізоляційний шар.

Теплоізоляція з плит

При влаштуванні цього виду теплоізоляції використовують пристосування для підвезення плит, укладають плити вручну. Плити подають

кранами в контейнерах або підйомниками і доставляють до робочого місця візком.

Перед укладанням плит нерівну підставу вирівнюють гранульованим шлаком або піском. Шлаки підсипають також під плити з меншою товщиною для вирівнювання верхньої поверхні теплоізоляційного шару.

Улаштування стяжок

Розчин з автосамосвала завантажують в бункер установки СО-49 А або штукатурної станції, обладнаної агрегатом "Пневмобетон", подають на дах і наносять на підставу гумовим рукавом через вудку.

Перед пристроєм стяжок по нівеліру встановлюють маякові рейки. Стяжки влаштовують смугами шириною 2 - 4 м і довжиною 6 м, смугами через одну. Поверхня стяжки залажівують віброрейкою. Після схоплення розчину і зняття реї пропущені смуги заповнюють таким же розчином.

Товщина стяжки по монолітним утеплителям - 10 мм, по плитках - 20 мм, по сипучим утеплителям - 30 мм.

Після влаштування стяжки її ґрунтують бітумом або піском розчиненими в двох частинах повільно випаровується розчинник (солярное масло для бітуму).

Висихання ґрунтовки триває 24 - 48 годин і визначається припиненням відлипу. Товщина ґрунтовки не менше 1 м (600 г / м^2).

4.5.2. Технологія пристрою рулонних покрівель

При комплексній механізації пристроїв покрівель з рулонних матеріалів на плоских дахах провідною є пересувна покрівельна машина ПК 4-35 М, по продуктивності якої підбирається інше обладнання, кількість і площа захваток.

При використанні рулонних матеріалів основний машинної є установка для наліпки рулонних матеріалів вогневим способом.

При використанні матеріалів, що наплавляються руберойдів не потрібно приклеюючи мастики і, отже, відпадає необхідність їх приготування, транспортування і нанесення.

В'язкість мастик покривного шару рулонного матеріалу доводять до робочої в'язкості розплавленням шару мастики за допомогою вудки форсунки.

При влаштуванні покрівель з рулонних матеріалів повинно бути повністю підготовлено підставу, влаштовані ендови і обклеєні чаші воронки.

Для кращого зчеплення рулонного покриву з підставою поверхню підстави ґрунтують бітумними ґрунтовками яку наносять в кількості 600 г/м².

З'єднують рулонні матеріали з основою після того, як ґрунтування висохло, і припинився її отлип. Розкладку і накочення полотнищ за допомогою катка - раскатчика натискають через 10 - 20 хвилин після витримання рулонів при температурі 20 - 25 °С. Приклеюють рулонні матеріали шляхом розігріву шару мастики. Попередньо перед розігрівом покривного шару покрівельник регулює факіл полум'я пальників, їх нахил і відстань до полотнища таким чином, щоб покривний килим розм'якшувався до вязкотекучого стану, розігрівався до 160 - 180 °С.

Контроль пароізоляції. Перевірку і приймання пароізоляції здійснюють також, як гідроізоляційні шари - пошарово і повністю, при цьому до клейкої пароізоляції висувають вимоги, як до рулонної.

Контроль теплоізоляції. При перевірці та прийманні теплоізоляції визначають відповідність її товщини і щільності проектним, однорідність теплоізоляційного шару, його вологість і якість пристрою. Щільність утеплювача не повинна мати відхилень у бік збільшення більш ніж на 5%, а вологість повинна відповідати допускам. Вологий утеплювач повинен бути висушений, а з завищеною щільністю замінено

Контроль стяжок. При перевірці та прийманні стяжок основну увагу приділяють міцності і якості поверхні. Перевіряються марки покладених

сумішей, просвіти при накладенні рейки, відсутність тріщин, відшаровування від заснування і д.р.

Контроль рулонних покрівель. Рулонні покрівлі повинні відповідати таким вимогам: приклейка гідроізоляційних шарів до основи і склейка їх між собою, повинні бути міцними, відшаровування рулонних матеріалів не допускається, міцність проклейки шарів перевіряється шляхом повільного відриву на невеликій ділянці. При хорошій якості робіт розрив повинен відбуватися не по мастиці, а за матеріалом. Поверхня рулонної покрівлі повинна бути рівною і пофарбована гарячою мастикою безперервним шаром з дрібним гравієм.

4.5.3. Техніка безпеки і протипожежні заходи при влаштуванні покрівель

При влаштуванні покрівель роботи виконують на великій висоті, тому техніці безпеки повинна приділятися особлива увага.

Кожен покрівельник при надходженні на роботу проходить загальний інструктаж по ТБ.

При роботі на висоті покрівельник повинен користуватися запобіжним поясом, випробуваним на навантаження 3 Кн протягом 5 хвилин і мотузкою діаметром не менше 15 мм, довжиною 10 м.

Для виконання покрівельних робіт покрівельник повинен бути забезпечений спецодягом, спецвзуттям та засобами індивідуального захисту.

При ґрунтуванні підстави покрівель способом розпилення покрівельник повинен знаходитися з навітряної сторони.

При влаштуванні покрівель з легкозаймистих матеріалів на будівельному майданчику і даху необхідно мати вогнегасники та інші протипожежні засоби.

При варінні мастик необхідно дотримуватися особливої обережності.

4.6. Будгенплан

Будівельний генеральний план являє собою план будівельного майданчика, на якій будуть зводитися будівлі. Також вказані об'єкти, що будуються, існуючі будівлі, і майданчики на яких будуть складуватися матеріали, тимчасові адміністративні, господарські та побутові приміщення. Зображені також тимчасові та постійні дороги і проїзди, мережі водо - і енергопостачання і положення основних будівельних механізмів.

Тимчасові споруди розташовують так, щоб було створено найбільш сприятливі умови для ведення робіт потоковим методом з максимальною їх механізацією і з найменшим числом перевантажувальних операцій, з дотриманням норм протипожежної безпеки.

Будгенплан складений на період зведення надземної частини житлового будинку.

Для освітлення будівельного майданчика застосовують прожектори заливного світла марки ПЗ 1 - 45 з лампами НТ - 220 - 1000.

Небезпечна зона на майданчику захищається інвентарними огорожами і попереджувальними знаками. З метою безпеки будівельний майданчик також захищають тимчасовим парканом $h = 2$ м.

Складування матеріалів проводиться в зоні дії крана КБ - 308 А. В районі будівництва є добре розвинена система доріг (автомобільних), що зручно пов'язує майданчик будівництва з діючими виробничими підприємствами будіндустрії, базисними складами, генпідрядних і субпідрядних організацій.

Тимчасові дороги на будівельному майданчику запроектовані для забезпечення проїзду в зону дії монтажних механізмів до майданчика складування, тимчасових будівель.

4.6.1. Розрахунок тимчасових будівель

Кількість тимчасових будівель залежить від кількості працюючих.

Розрахункова кількість працюючих. Кількість працюючих в максимально завантаженій зміні:

$$R = R_{\max} \cdot 0,7 = 19 \cdot 0,7 = 14 \text{ чел.} \quad (4.71)$$

Робітники не основного виробництва:

$$R_1 = 0,1 \cdot R = 0,1 \cdot 14 = 2 \text{ чел.} \quad (4.72)$$

Інженерно-технічних працівників:

$$R_2 = 0,12 \cdot (R_1 + R) = 0,12 \cdot (2 + 14) = 2 \text{ чел.} \quad (4.73)$$

Службовці:

$$R_3 = 0,02 \cdot (R_1 + R_2) = 0,02 \cdot (2 + 2) = 0,08 \text{ чел.} \quad (4.74)$$

МОП и охорона:

$$R_4 = 0,10 \cdot (R + R_1 + R_2 + R_3) = 0,10 \cdot (14 + 2 + 2 + 0,08) = 1,828 \text{ чел.} \quad (4.75)$$

- Площа контори при нормі на одну людину 4 м^2 .

$$F = 4 \cdot 2 = 8 \text{ м}^2. \quad (4.76)$$

Приймаємо: тип будівлі – контейнерний:

Кількість - 1 шт.

розміри в м – $2,7 \times 6,0$.

- Площа вбиральні $0,6 \text{ м}^2$ на 1 людину.

$$F = 0,6 \cdot 19 = 11,4 \text{ м}^2. \quad (4.77)$$

Приймаємо: тип будівлі – пересувний:

Кількість - 1 шт.

розміри в м – $6,0 \times 2,7$.

4.6.2. Енергопостачання будівельного майданчика

Основним видом енергії, використовуваної при будівництві будівель є електроенергія.

Силова електроенергія, яка застосовується для живлення машин і механізмів, електрозварювання і т. П.

Джерелом постачання будівельних майданчиків електроенергії є високовольтні мережі.

Необхідна кількість електроенергії визначається за допомогою силових установок, зовнішнього та внутрішнього освітлення і потребам виробництва.

Розрахунок освітлення будівельного майданчика

Кількість прожекторів:

$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_{\text{л}}} \quad (4.78)$$

де: P – питома потужність ($0,25 - 0,4 \text{ Вт/м}^2$)

E – освітленість, лк.

S – розмір майданчика, що підлягає освітленню.

$P_{\text{л}}$ – потужність лампи прожектора, Вт.

$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_{\text{л}}} = \frac{0,3 \cdot 2 \cdot 6500}{1000} = 4 \text{ шт.} \quad (4.79)$$

Визначаємо номінальну висоту установки прожекторів:

$$H_{\min} = \sqrt{\frac{1}{300}} = \sqrt{\frac{13000}{300}} = 20 \text{ м.} \quad (4.80)$$

Витрата електроенергії на будівельному майданчику:

$$P = 1,1 \left(\frac{K_1 \sum P_c}{\cos \varphi} + \sum P_{np} + K_2 \sum P_{он} + K_3 P_{ов} \right) \quad (4.81)$$

де: 1,1 – коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

$\cos \varphi$ - коефіцієнт потужності, що залежить від числа споживачів силової енергії і завантажень – 0,75;

K_1 ; K_2 ; K_3 - коефіцієнт одночасності споживання електроенергії ($K_1 = 0,75$; $K_2 = 1$; $K_3 = 0,8$);

P_c – силова потужність, кВт;

P_{np} – потужність на виробничі потреби, кВт;

$P_{он}$ – потужність пристрою зовнішнього освітлення, кВт;

$P_{ов}$ – потужність приладів внутрішнього освітлення, кВт.

$$P = 1,1 \left(\frac{0,75 \cdot 50}{0,75} + (0,015 + 0,03) \cdot 0,8 + 30,0 + 1 \cdot (9,75 + 4 + 4,2) \right) =$$

$$= 100,073 \text{ кВт А.} \quad (4.82)$$

Приймаємо підстанцію марки СКТП – 100 – 6 (10)/0,4 – 100 кВ А – потужність.

4.6.3. Розрахунок тимчасового водопостачання

На будівельному майданчику вода витрачається на виробничі та господарські потреби, а також на протипожежні заходи.

Джерелом водопостачання будівельного майданчика є міські мережі.

Для скорочення обсягів, а отже і вартості робіт по влаштуванню тимчасового водопроводу, в першу чергу необхідно прокладати магістраль лінії трубопроводів і від них влаштовувати вводи в будівлі і проводку до об'єктів з таким розрахунком, щоб при тимчасовому водопостачанні можна було обмежитися лише пристроєм відводів до душових, кубової, розчинному вузлу і іншим споживачам.

Розрахункові витрати води на виробничі та господарські потреби визначаємо за формулами:

Максимальні витрати води за 1 сек. на виробничі потреби:

$$Q_n = \frac{\sum Q_{см} \cdot K_{см}}{8,2 \cdot 3600} \quad (4.83)$$

де: $\sum Q_{см}$ – нормативні витрати води на виробничі потреби за одну хвилину;

$K_{см}$ - коефіцієнт нерівномірності споживання води – 1,5.

$$Q_n = \frac{26610 \cdot 1,5}{8,2 \cdot 3600} = 0,92 \text{ л/с.} \quad (4.84)$$

Максимальні витрати води за 1 сек. на господарські потреби.:

$$Q_n = \frac{N \cdot Q_{см} \cdot K_{см}}{8,2 \cdot 3600} \quad (4.85)$$

де: N – кількість працюючих.

$$Q_n = \frac{19 \cdot (25 + 15 + 25) \cdot 2,5}{8,2 \cdot 3600} = 0,021 \text{ л/с.} \quad (4.86)$$

Розрахункову витрату води приймаємо:

$$Q_p = (Q_n + Q_x) \cdot k \quad (4.87)$$

$$Q_p = Q_{no} + \frac{1}{2} (Q_n + Q_x) \cdot k \quad (4.88)$$

$$Q_p = 10 + \frac{1}{2} (0,92 + 0,021) \cdot 1,2 = 10,56 \text{ л/с.} \quad (4.89)$$

Діаметр тимчасової водопровідної сітки (в мм) визначаємо по розрахунковій витраті води:

$$D = \sqrt{\frac{4Q_p \cdot 1000}{\pi \cdot V}} \quad (4.90)$$

где: Q_p - розрахункова витрата води;

1000 – кількість води в 1 м³;

V - швидкість руху води в трубі тимчасового водопроводу – 1,5 м/с.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,56 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 6,8 \text{ см.} \quad (4.91)$$

5 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

5.1 Особливості та проблеми проектного фінансування в будівництві

За даними офіційного вибіркового дослідження Укрстату «Фактори, що обмежують виробничу діяльність будівельних організацій», «Динаміка індексу підприємницької впевненості в будівництві» найбільш значними причинами труднощів є:

- високий рівень податків;
- неплатоспроможність замовників;
- конкуренція з боку інших будівельних фірм;
- висока вартість матеріалів, конструкцій, виробів;
- недолік замовлень на роботи;
- високий відсоток по кредиту.

До високого рівня податків відноситься оптимізація оподаткування, застосування спеціальних режимів і в нашому дослідженні не розглядається. Решта п'ять причин в тій чи іншій мірі є керованими для самих підприємств і знаходяться в економічній площині роботи, прямо або побічно будуть розглянуті в цьому дослідженні. Так, неплатоспроможність замовників - предмет договірних відносин, застосування схем страхування платоспроможності (цивільної відповідальності), задіяння колекторських агентств, які, в тому числі, надають послуги викупу дебіторської заборгованості за договорами цесії. Конкуренція в будь-якій сфері ринкової економіки, на нашу думку, позитивна, так як тільки конкуренція стимулює підприємства по справжньому на підвищення якості і зниження витрат, по суті будучи необхідною умовою розвитку. Основними параметрами відбору підрядників у будівництві, інвестиційних проектів зазвичай є: вартість, терміни, якість. Проектна тріада, актуальна і для організацій-замовників

(девелоперів), тобто об'єкт управлінських зусиль менеджменту і впливає на рішення інших виявлених факторів:

- Висока вартість матеріалів, конструкцій, виробів оптимізується за рахунок збільшення масштабів виробництва і закупівель, застосування конкурсних процедур в роботі з постачальниками, а головне - уточненням проектних рішень з оцінкою і постійної переоцінкою «проектне рішення - його ціна», від стадії концепції проекту до робочої документації та безпосередньо в процесі будівництва. Адже часто в проекти вводяться надлишкові по своєму класу, функціональності і обсягом матеріальні ресурси.

- Нестача замовлень на роботи - предмет багаторічної успішної практики будівництва. Найбільш привабливим кваліфікаційним фактором для інвесторів і замовників є досвід успішної реалізації аналогічних проектів, і якщо організація робить оптимальні за своїми характеристиками пропозиції, замовленнями вона буде забезпечена. Особливим джерелом обсягів робіт в даний час є держава і муніципалітети в умовах вдосконалення законодавчої бази і активного застосування електронних способів закупівлі. При цьому основним фактором залучення замовлень є оптимізація ціни пропозиції при збереженні прийняттого рівня якості і саму можливість виконати замовлення в встановлений термін.

- Високий відсоток по кредиту. Даний фактор регулюється за рахунок скорочення термінів будівництва за допомогою оптимізації проекту повністю, застосування сучасних технологій виробництва та управління. Іншим рішенням є залучення механізмів розміщення облігаційних позик, схеми пайової участі в будівництві, але для цього потрібно достатня прозорість бізнесу. Прогнозування та планування руху грошових коштів бажано здійснювати таким чином, щоб зовнішні запозичення були запасним, а не основним джерелом фінансування реалізації інвестиційного проекту або виконання підряду.

Далі в дослідженні проаналізуємо наявні складності, проблеми в управлінні фінансами і проектами будівельних компаній, постараємося виявити їх причини.

За офіційними даними Укрстату:

«Обсяг робіт, виконаний за видом діяльності "Будівництво" в 2019р., склав 1 549,5 млн гривень, що в постійних цінах на 3,1% нижче рівня 2018 року.

Середньооблікова чисельність працівників, зайнятих будівельною діяльністю (по повному колу організацій з урахуванням суб'єктів малого підприємництва), в 2019р. знизилася в порівнянні з 2018 р. на 5,5%, їх середньомісячна номінальна нарахована заробітна плата зросла на 13,1%.

Сальдований фінансовий результат (прибуток мінус збиток) будівельних організацій (без суб'єктів малого підприємництва) в 2019 році в діючих цінах склав 17,9 млрд гривень (3,3 тис. Будівельних організацій отримали прибуток у розмірі 67,2 мільярда гривень, 1, 9 тис. організацій мали збиток на суму 49,3 млрд гривень).

За даними газети «Коммерсант», найбільші девелоперські структури України отримали в основному негативні результати за 2018 рік.

Один з колишніх лідерів галузі, відомий підрядник ВАТ «Стройтрансгаз», протягом 2018-2019 рр. мав стабільно збиткову діяльність, поступово переходячи різним власникам з рук в руки і змінюючи оперативне керівництво. У 2019 році збитки компанії вирости в п'ять разів, склавши 3 млрд гривень при виручці за все в 12 млрд гривень. Таким чином, рентабельність діяльності становила 25% зі знаком мінус. Ось, що тоді пояснив по ситуації в компанії новопризначений голова правління Сергій Макаров газеті «Коммерсант»: «Я звернув увагу, що всі будівельники дуже люблять будувати. Це прекрасна професія, і тому вони відносяться до неї з усією душею. Але віддаючись їй, вони іноді забувають про те, що треба ще й заробляти.

Відома девелоперська компанія «Міракс Груп» також в період кризи виявилася на порозі краху і зміни основного власника, ось як прокоментував ситуацію в компанії Сергій Полонський тій же газеті «Коммерсант»:

«У 2018 році обсяг продажів у нас був близько \$ 1,6 млрд (близько 147 541 кв. м). Співвідношення борг / EBITDA було близько 0,5-0,6. Дуже хороший показник! З цього року обсяг продажів мізерний: \$ 0,41 млрд - це трохи більше 60 тис. Кв. м, з яких приблизно 36 тис. кв. м житлової нерухомості і 27 тис. кв. м комерційної. Почасти це пов'язано з тим, що "Альфа" в серпні наклала арешти і у нас зупинилися всі продажі».

На цих прикладах ми бачимо, що в передкризовий період найбільші девелоперські структури дуже агресивно нарощували позиковий капітал в порушення навіть мінімальних нормативів структури пасиву балансу, не мали належного фінансового менеджменту, в тому числі робота з фінансовими ризиками була відсутня або була недостатньою.

З наведених ситуацій можна зробити попередній висновок про фатальний системний вплив, в першу чергу, зовнішніх умов - важких наслідків світової кризи - на вітчизняний будкомплекс. Ми вважаємо, що інша група причин пов'язана з недоліками управління будівельними компаніями, в тому числі в управлінні фінансами.

Проектна стадія передуює будь-яке будівництво. Національні культури різну роль відводять даному етапу інвестиційно-будівельного процесу. За даними Л.Г. Дикмана, американці витрачають не менше 25-40% часу на проектну стадію від тривалості будівництва, вітчизняним проектантам відводиться найчастіше не більше 10-15%. Результатом проектування, згідно з Постановою Уряду Укр № 87 від 16 лютого 2018р. «Про склад розділів проектної документації та вимоги до їх змісту», є проектно- кошторисна документація, що складається зазвичай з 12 розділів:

- пояснювальна записка;
- схема планувальної організації земельної ділянки;
- архітектурні рішення;

- конструктивні і об'ємно-планувальні рішення;
- відомості про інженерному устаткуванні, про мережах інженерно технічного забезпечення, перелік інженерно-технічних заходів, утримання технологічних рішень;
- проект організації будівництва;
- проект організації робіт по знесенню або демонтажу об'єктів капітального будівництва;
- перелік заходів з охорони навколишнього середовища;
- заходи щодо забезпечення пожежної безпеки;
- заходи щодо забезпечення доступу інвалідів;
- кошторис на будівництво об'єктів капітального будівництва;
- інша документація у випадках, передбачених федеральними законами.

На даній стадії роботи архітектор і проектувальник мислять образами, женучись, часом, за функціональністю, художньою вишуканістю, не завжди віддаючи собі звіт, а скільки ж буде коштувати запропоноване конструктивне або технологічне рішення. Західна культура проектування має на увазі постійно-періодичну вартісну оцінку прийнятих рішень на етапах «концепція, проектна, робоча документація» і безпосередньо в процесі будівництва.

Однією зі складових проектно-кошторисної документації в Україні є специфікація обладнання, що містить найменування, виробника та інші дані, крім ціни. Кошторисникам, хто йшов услід за проектувальниками, доводиться заново читати і розраховувати тепер уже економічно варіанти рішення виробничого завдання, додумуючи деякі деталі за проектувальника. Процес розробки проектно-кошторисної документації при цьому ускладнюється і подовжується внаслідок зміни виконавців. Допускаються помилки у вигляді недооцінки того чи іншого складу робіт, матеріалу, будівельної машини, обсягу і кваліфікації робітників. До кваліфікації кошторисника при цьому пред'являються особливі вимоги, він повинен

володіти одночасно економічними, виробничими, інженерними знаннями і навичками, що, безумовно, впливає на вартість розробки документації. Виходить, що проектна документація для кошторисника є функціонально практично друкованим матеріалом, обробленим вручну, незважаючи на її електронний вигляд.

За нашими спостереженнями, мале число проектувальників знають і використовують технічні частини (коментарі) елементних кошторисних норм, але ж там наводяться конкретні пояснення застосовуваних технологій виробництва. В результаті проектувальник в пояснювальну записку, ПОС і ППР закладає певний порядок виробництва незалежно від технічних умов робіт, присутніх в кошторисних розцінках, які підбере за представленим проектом кошторисник.

Автоматично застосувати нинішню вихідну інформацію для кошторисного ціноутворення досить складно, та й практично неможливо. Таким чином, на нашу думку, виявляється необхідність більш тісної взаємодії проектування і ціноутворення в процесі розробки проектно-кошторисної документації, що може дати такі результати:

- скорочення часу розробки проектно-кошторисної документації;
- здешевлення вартості даного етапу інвестиційно-будівельного проекту;
- вивільнення робочого часу виконавців на більш ретельну технологічну та економічну підготовку проекту;
- зменшення помилок у вартості будівельно-монтажних робіт, оптимізацію вартості для підвищення конкурентоспроможності.

На практиці проектна документація в значній кількості випадків випускається і приймається без кошторисів, що з моєї точки зору не вірно. Навіть, якщо мова йде про вузькоспеціалізовані розділи, підготовка кошторисів по розробленій проектній документації повинна бути системною із застосуванням сучасних методик і засобів автоматизації. Багато авторів (Л.Г. Дикман, П.В. Горячкин) відзначають найважливішу роль інженерів-

кошторисників в підготовці будівельного проекту як комерційного заходу, однак не коментують в достатній мірі їх взаємодію з проектувальниками і економістами. Для інвесторів і замовників будівництва кошторисні фахівці підраховують обсяги капітальних вкладень, на які повинні бути визначені джерела фінансування. У підрядних організаціях кошторисники визначають, варто чи ні братися за запропонований об'єкт. Для розрахунку вартості кошторисники, спираючись на проектну документацію, власний досвід, кошторисно-нормативну базу, в деякому сенсі визначають ціноутворенням майбутню технологію зведення об'єкта, що застосовуються машини і механізми, склад і рівень кваліфікації робітників. Очевидно, що майбутня «оптимізація» раніше прийнятих техніко-економічних рішень, викликана відмінністю підготовки фахівців, від ціноутворення і будівництва може викликати:

- зростання собівартості і вартості будівництва, що погіршують фінансові показники замовників і підрядників;
- неможливість прямого застосування кошторисів при календарному плануванні виробництва робіт;
- відставання нормативного рівня застосовуваних ресурсів від реального сучасного їх стану.

Кошторисна ціноутворення досить дорога функція. Кошторис є обов'язковою складовою договору підряду, згідно ГКУ: «Стаття 743. Технічна документація і кошторис. 1) Підрядник зобов'язаний здійснювати будівництво та пов'язані з ним роботи відповідно до технічної документації, яка визначає обсяг, зміст робіт та інші, вимоги до них, вимоги, і до кошторису, що визначає ціну робіт. При відсутності інших вказівок в договорі будівельного підряду передбачається, що підрядник зобов'язаний виконати всі роботи, зазначені в технічній документації і в кошторисі». Однак, як показує практика, кошториси складаються впершу чергу для отримання фінансування, розрахунків за виконані роботи з замовниками, інвесторами. Тобто найчастіше кошторисна документація є більше зовнішнім

документом, реальна ж економіка майбутнього проекту відрізняється від розрахованої в кошторисі на відсотки, а часом і десятки відсотків.

Більшість кошторисів складається в базисно-індексних цінах, коли очевидно проявляються недоліки державного регулювання цін, перш за все їх відміну від реального стану справ. Наприклад, сукупна місячна зарплата робітника-будівельника 4 розряду (в СНБ-2001 закладена 6-розрядна тарифна сітка) на 01.01.2010 для Дніпропетровської області встановлена в 1600 грн.. Досить згадати, що в той період навіть секретар малого підприємства отримував не менше 2000-3000 грн. Таким чином, присутнє заниження нормативних витрат на оплату праці. Адже статистичне спостереження проводилося і проводиться тільки за офіційними середніми даними декларацій і звітів. Але навіть при такій ситуації з покриттям собівартості регулятори цін на будівництво - органи ціноутворення - вважають, що рентабельність (відношення кошторисного прибутку до загальної вартості робіт без ПДВ) може становити лічені відсотки. При цьому в середньому на будівельному ринку в Україні рентабельність виконаних робіт в 15-20% до кризи вважалася цілком виправданою. Як ми пам'ятаємо, саме фінансовий результат є джерелом розвитку і головним мотиватором підприємництва.

Також спірно працює державне регулювання накладних витрат, за рахунок яких, як було задумано, оплачуються в тому числі податки, наприклад, на прибуток. З 2018 року в Податковому кодексі була знижена ставка єдиного соціального податку (ЄСП) з 35,6 до 26%, при цьому розширено базу нарахування податку. У наявності деяка економія. Однак в рамках СНБ-2001 листом Держбуду № ЮТ-260/06 від 31.01.2018 року відразу був випущений понижуючий коефіцієнт до накладних витрат - 0,94, податки знизили. Додаткова економія податкового тягаря, на думку чиновників ціноутворення, будівельним організаціям не потрібна. При цьому зміни порядку ліцензування проектної та будівельної діяльності з 2018-2019 рр., Коли обов'язковим стало членство в саморегульовані організації (СРО), поки ніяк не відображено в діючих нормативах. Якщо раніше до 2009 року

послуги по отриманню ліцензій вимірювалися десятками тисяч гривень, то тепер сукупна вартість членства в СРО і пов'язаних з цим витрат становить вже багато сотень тисяч або мільйонів гривень. Накладні витрати за статтею «Оплата консультаційних, інформаційних, ліцензійних послуг» зросли на порядок. Мабуть, передбачається здійснювати їх з прибутку.

Таким чином, значні зусилля витрачаються будівельними організаціями саме на формальну сторону справи, хоча нормативно кошторис повинна бути точною техніко-економічною моделлю проекту, що містить значний масив інформації. У той же час деякі будівельні компанії, як замовники, так і підрядчики, застосовують механізми бюджетування для реального управління доходами і витратами по об'єктах, а також рухом грошових коштів. Кошторисна ціноутворення та бюджетування поки ніяк між собою не пов'язані, хоча їх ролі в будівництві наближені - планування і контроль фінансових показників конкретного об'єкта, будівництва та організації в цілому як сукупності будівельних проектів. Кошторисна документація орієнтована на зовнішні відносини, а бюджети виконують функцію внутрішнього управління. У наявності ми бачимо дублювання функціональних обов'язків в кошторисно-договірних, фінансових відділах, втрати інформації при ручному переході від кошторисної документації до бюджетних форм, відмінність в класифікаціях доходів і витрат, способів нарахування витрат і формування фінансового результату. На мою думку, кошторисної документації як об'єкту економічних розрахунків не вистачає прив'язки до часу і функції прогнозування майбутніх фінансових результатів в умовах зміни цін на ресурси, ринкової кон'юнктури, часто кошторисні дані сильно застарівають в умовах затримки підписання договорів, виділення фінансування, початку будівництва. І це ніякого відображення в подальших змінах договірної документації, як правило, не знаходить, а якщо і проводиться, то знову зі значними трудовими або фінансовими витратами на перерахунки і переузгодження.

Будівництво як виробничий процес характеризується своєю мінливістю. Починаючи від концепції і закінчуючи пусконаладження побудованого об'єкта, ініціативою різних учасників проекту вносяться ті чи інші зміни. Дані ситуації негативно впливають на фінансове планування, порушують спочатку намічені графіки, бюджети. Результат проекту багато в чому визначається терміном його реалізації, при затримках зовнішні умови можуть змінитися настільки, що актуальність будівництва втрачається. Графік робіт по собівартості і вартості в часі виглядає нерівномірно, таким чином, вибудувати точний бюджет проекту можна з опорою на календарний план / мережевий графік або інші відомості про дати. За відсутності чіткого виробничого планування, внаслідок знову ж неякісної проектною документації або постановки задачі з боку інвестора, будівельним організаціям складно вибудовувати фінансову політику, планувати доходи і витрати. Необхідно або мати постійний резерв оборотних коштів, або завищені ліміти кредитування, що само по собі стає менш вигідним економічно. Ми вважаємо, що найбільш точний бюджет проекту складається з опорою на чіткий графік будівництва з призначеними ресурсами, визначеної договорами кооперації. Однак складність полягає в тому, що бюджет проекту стає затребуваний, вже починаючи зі стадії концепції і відразу після отримання проектною документації. Докладні ж календарні плани з'являються тільки до початку будівництва. Як і в ситуації з ціноутворенням технологічні рішення постійно уточнюються по ходу підготовки проекту і його реалізації:

- концепція проекту - аналіз вартості по об'єктах-аналогах - попередні ліміти інвестування;
- проектна стадія - розрахунок вартості за укрупненими розцінками - бюджети інвестиційних проектів інвесторів, замовників;
- стадія будівництва - складання детальних кошторисів за одиничними розцінками - бюджети комерційних проектів підрядників і субпідрядників.

Світова економічна криза негативно позначилася на російському будівельному комплексі, в значній мірі ускладнивши проектне фінансування. У більшості найбільших девелоперських і будівельних приватних компаніях змінилися власники. Підприємства зустріли 2018-2019 роки з ненормативним фінансовим становищем. У багатьох боргове навантаження в кілька разів перевищувала власний капітал, у деяких - навіть виручку. Незважаючи на наявні до цього ресурси, мало які організації мали у себе струнку систему фінансового менеджменту, проектне фінансування характеризувалося високим ризиком, слабким прогнозуванням і контролем. Тільки безпосередньо в період кризи вище керівництво повсюдно потурбувалося питаннями бюджетування, казначейства, управлінського обліку та аналізу, однак в ряді випадків ці заходи вже запізнилися.

Більшість функцій фінансового менеджменту і управління будівельними компаніями на практиці роз'єднані і не взаємодіють між собою на належному рівні, що при неможливості відмови від них не виправдано збільшує загальновиробничі і управлінські витрати, знижує рентабельність і ефективність діяльності в цілому.

5.2. Понятійний апарат і нормативна база управління фінансами і проектами будівельних організацій

Виходячи з позитивного розвитку науки і практики, високої спеціалізації і поглиблення виникла ситуація недостатньою узгодженості та взаємодії функцій фінансового менеджменту і управління в цілому. Фахівці певних напрямків так далеко йдуть в своїх дослідженнях, що в результаті виникає ситуація автономізації і труднощі застосування отриманих теоретичних знань у практичній діяльності. Хоча практика управлінської роботи з її дефіцитом часу і інших ресурсів; вимагає високої швидкості прийняття рішень, доступності інформації, єдності понять і класифікацій.

Л.Г. Дикман наводить такі поняття «проекту». «Проектом називають комплекс графічних і текстових матеріалів, що містять рішення з технології та обладнання майбутнього підприємства або будівлі, архітектурно-планувальні та конструктивні рішення, техніко-економічні розрахунки і обґрунтування, кошториси та необхідні пояснення». «У західній практиці поняття «проект» означає здійснення повного інвестиційного циклу або його частини, на відміну від звичного для нас розуміння терміна, як проектної документації».

Г.Л. Ціпес, А.С. Товб в роботі «Проекти і управління проектами в сучасній компанії» дають таке визначення проекту: «сукупність взаємопов'язаних заходів, спрямованих на досягнення поставлених цілей з встановленими вимогами до якості результату протягом заданого часу і при встановленому бюджеті».

О. Клепцова у своїй книзі «Бюджетування в 1С: Підприємство 8» на стор. 133 призводить таке поняття проекту: «Тимчасове підприємство для створення унікальних продуктів, послуг або результатів».

Питання неготовності понятійного апарату в будівництві ґрунтовно піднято і розглянуто в роботах Н.А. Адамова, В.Є. Чернишова щодо термінів «будівлі, споруди, будівництво, будівельні роботи, замовник, забудовник і ін.».

Різничитання спостерігаються щодо неофіційного, але широко застосовується поняття «девелопер, девелопмент». Наприклад, в роботі Л.Г. Дикмана «Організація будівництва в США» дається таке визначення: «Девелопер (to develop - англ. Розвивати) - різновид інвестора, особа, що вкладає кошти в розвиток міських і приміських земель (освоєння території, будівництво доріг і комунікацій) з подальшим продажем забудованих або незабудованих ділянок». Вільна інтернет-енциклопедія «Вікіпедія» містить таке пояснення: «Девелопер - компанія або приватна особа, яка отримує прибуток від створення об'єктів нерухомості, виступаючи в якості автора ідеї проекту (що створювати і де), покупця земельної ділянки під забудову,

організатора проектування об'єкта, керуючого нерухомістю, фінансують самі або залучають інвестиції».

Щодо проект-менеджера Л.Г. Дикман вживає таке визначення: «Виконує тільки управлінські функції в інтересах його власника, не втручаючись в господарсько-економічну діяльність учасників будівництва». Г.Л. Ціпес і А.С. Товб дають таке пояснення керівнику проекту - «Менеджер, відповідальний за успішну реалізацію проекту, взаємодія з замовником, субпідрядниками і підрозділами компанії, організацію підготовки та надання звітності».

Невідповідність термінологічного апарату даних суміжних дисциплін стосовно будівельної галузі породжує такі складності:

- погіршується пошук, відбір та адаптація персоналу внаслідок неправильної класифікації посад з боку працівників і роботодавців;
- сповільнюються комунікації при формуванні будівельної кооперації на проектах (учасники не відразу можуть один одного зрозуміти);
- система освіти, підготовки та перепідготовки кадрів не може адекватно, відповідно до реальних потреб ринку, організувати навчальний процес і сертифікацію;
- в цілому ускладнюється інтеграція і взаємодія функцій фінансового менеджменту з іншими діловими процесами будівельних компаній, не може управління всередині компаній, підвищуються витрати.

Кошторисна ціноутворення нерозривно пов'язане з державним регулюванням цін на будівельну продукцію. В першу чергу кошторисна справа розвивалася під задачу контролю витрачання бюджетних коштів різних рівнів, що виділяються на будівництво. В період активного розвитку даної дисципліни - за радянських часів - був прийнятий найглибший рівень контролю - за єдиним районним одиничних розцінок (ЕРЕР), що містить вартість робіт по всіх ресурсах до найдрібніших деталей. Звідси і значна кількість підзаконних, які іноді суперечать один одному, актів серії МДС (методичні документи в будівництві), розвивалися багато десятиліть.

Потужний регуляційний апарат виробив і свою дисциплінарну термінологію, яка часом не збігається з іншими предметними областями. Розглянемо деякі протиріччя між нормативними документами та позиціями вчених і фахівців.

У державному кошторисі ціноутворення під визначення прямих витрат потрапила мінімальна незаперечна їх частина: матеріали, машини і праця робітників. Пов'язано це з першочерговістю нормативної функції кошторису і необхідністю прив'язки витрат до одиниці виконання роботи. Хоча очевидно, що певна частина «накладних» (можна сказати «не найважливіших») витрат такої економічною не є, адже від них результат будівництва залежить значно. До складу накладних витрат згідно закону про «Методичні вказівки щодо визначення величини накладних витрат у будівництві» входять наступні групи:

- адміністративно-господарські витрати (в тому числі оплата праці лінійного персоналу, Резерв з гарантійного ремонту);
- витрати на обслуговування працівників будівництва, в тому числі соціальні внески (колишній ЄСП) від зарплати робітників;
- витрати на організацію робіт на будівельних майданчиках;
- інші накладні витрати (в тому числі платежі по кредитах банків, витрати на рекламу);
- витрати, що не враховуються в нормах накладних витрат, але відносяться на накладні витрати.

Чи не бачимо ми в даному списку всіх витрат на залучення замовлень (комерційні витрати) витрати, пов'язані з членством в саморегульовані організації і багато чого іншого.

Таким чином, на мою думку, до складу витрат в кошторисному ціноутворенні не включені всі необхідні витрати для виконання будівельних та інших робіт. Прийнято поділ витрат на прямі і накладні працює лише на функцію держконтролю цін, що не відповідаючи потребам самих будівельних організацій. У складі накладних витрат змішані економічно прямі і непрямі, постійні і змінні по відношенню до обсягу виробництва,

загальновиробничі і загальногосподарські витрати. Справжня кошторисна класифікація витрат є багато в чому суб'єктивною «спадщиною» все ще перехідного етапу від планової до ринкової економіки. Різниця в класифікації витрат в кошторисному ціноутворенні і бухгалтерському обліку ускладнює управління будівельними проектами, вимагає постійного уточнення: для яких саме цілей враховуються і розглядаються ті чи інші показники. За словами Л.Г. Дикмана: «В американській будівельній практиці накладні витрати значно відрізняються від російських по відносній питомій вазі, методам обліку та оплати». Важливі особливості регулювання накладних витрат в США:

- є за складом і рівнем предметом переговорів, тендерних умов між підрядником і замовником, в тому числі державним;
- не мають якоїсь постійної формальної бази визначення, як в Україні фонд оплати праці робітників і машиністів;
- витрати на утримання ділянок повністю лягають на вартість проектів.

Я вважаю, що представлені різночитання класифікації витрат між кошторисним справою та іншими областями породжують такі недоліки в управлінні діяльністю будівельних організацій:

- зменшується обсяг витрат, які приймаються безпосередньо на собівартість робіт, невиправдано збільшуються непрямі витрати, ніж спотворюється фінансовий результат по кожному об'єкту;
- проектні та будівельні організації змушені складати частково фіктивну кошторисну документацію, приховувати доходи, перекласифікувати витрати і т.д.;
- з'являється плутанина складу, обсягу видатків та доходів в середовищі кошторисників, планувальників, фінансових менеджерів, бухгалтерів і вищого керівництва;

- справжня кошторисна класифікація витрат, особливо накладних, на мій погляд, не зручна і не цілком коректна для функцій бюджетування і управлінського обліку.

Вважаємо, що в представлених та інших сучасних роботах стосовно до бюджетування в будівництві ще слабо відображена проектна специфіка, відокремлення і в той же час взаємозв'язок планування по об'єктах (будовах) від ініціації до завершення, з одного боку, відображення діяльності компанії або підрозділів в цілому по ритмічним горизонтів планування (місяць, квартал, рік і т.д.) - з іншого. Зазвичай відсутня згадка кошторисних даних у вигляді:

- кінцевої вартості об'єкта за стадіями і видам робіт;
- структури собівартості за прямими і накладними витратами;
- самим одиничним робіт з виділенням їх кількості та ціни, трудомісткості і машиноємності;
- інших даних.

Бюджетування в порівнянні з іншими розглянутими дисциплінами цілком сучасно, підходи до нього продовжують формуватися по сьогоднішній день. За тривалістю застосування в Україні дана функція управління приблизно дорівнює проектному менеджменту в будівництві. Понятійний апарат бюджетування розвивався багато в чому під впливом західної фінансової науки. У нього вкраплялись не зовсім звичні для вітчизняної системи освіти і практики показники, терміни, методи. Метою бюджетування в будівництві є досягнення необхідних фінансових результатів за проектами і організації в цілому, вихід на нормативне значення активів і зобов'язань. Відносно розвиток бюджетування в будівництві стало свого роду відповіддю на деяку штучність кошторисної документації, необхідної, насамперед, для отримання державного або муніципального фінансування. На практиці в кошторисній вартості присутні статті витрат, які офіційно не декларуються, або доходи, приховані під фіктивними витратами.

Узагальнимо складності, протиріччя і різночитання між бюджетуванням і кошторисним ціноутворенням:

- Розроблялися різними інстанціями: бюджетування - науково діловим співтовариством, кошторисна справа - більше держорганами і держорганізаціями.

- Переслідують щодо різні цілі: перша – внутрішньо фірмове управління фінансами, друге - контроль вартості з боку замовника.

- Кожна функція управління сама по собі дорога, за їх ведення відповідають різні підрозділи: фінансовий відділ (бухгалтерія) і кошторисно договірний (проектно-кошторисний) відділ.

- Зазвичай використання кошторисної документації для підрядників закінчується оформленням документів виконання на її основі, рідше кошторис застосовується для контролю нормативного рівня витрат. Бюджет проекту починає формуватися в основному після укладення договору або навіть після складання календарного плану / мережевого графіка, тобто найчастіше вже в ході активного будівництва, із запізненням.

- Бюджетування і кошторисна справа оперують різними класифікаціями доходів і витрат. Для бюджетування в підрядній діяльності важливо поділ виконання на власні сили і субпідряд, для кошторисної справи - виділення вартості по главам проекту, видами витрат для замовника. Бюджетування до прямих витрат відносить всі витрати основного виробництва, що відносяться безпосередньо на об'єкти. У кошторисній справі до прямих витрат відносяться тільки матеріали, машини і зарплата робітників і машиністів. Звичайна класифікація непрямих витрат в бюджетуванні передбачає поділ на загальновиробничі, загальногосподарські (управлінські) і комерційні витрати. Кошторисна класифікація накладних витрат багато в чому штучна і не враховує всієї економічної природи витрат.

- Рівень доходів і витрат в бюджетуванні визначається на підставі укладених договорів, прогнозів вартості ресурсів, кінцевим фінансовим

результатом бюджетування є чистий прибуток (збиток), які утворюються як різниця всіх доходів і витрат.

- г) Вартість і собівартість робіт в кошторисній справі при державному фінансуванні визначається на підставі одиничних розцінок на роботи, середньої офіційно оголошеної ціни на матеріальні, людські, машинні ресурси, часто не відповідає дійсності. Вартість і собівартість коригується масою сезонних, спеціальних та інших коефіцієнтів. Кінцевий фінансовий результат в кошторисі швидше близький до прибутку (збитку) від продажів і прив'язаний нормативами до трудомісткості робіт (зарплата робітників і машиністів), однак не враховує ряд реальних витрат на основну діяльність.

- В розглянутих дисциплінах присутні розбіжності щодо способів визначення і розподілу витрат. У бюджетуванні в будівництві амортизація частіше нараховується лінійним способом, в кошторисній справі амортизація включена до прямих витрат і залежить від машиноємності (обсягів) механізованих робіт. Розподіл непрямих витрат в бюджетуванні проводиться різними способами: пропорційно прямим витратам, виконання і т.д., в державному ціноутворенні - тільки пропорційно фонду оплати праці робітників і машиністів.

Роль, структура і взаємодія бюджетування в управлінні будівельною компанією все ще є предметом дискусії. Не визначений до кінця взаємозв'язок бюджетування з іншими функціями фінансового менеджменту. Так, в науковій і професійному середовищі не вщухають суперечки щодо понятійного апарату навколо управлінського обліку. Деякі фахівці ставлять і необхідність, і саме існування такого різновиду обліку під сумнів. Хтось наділяє управлінський облік всілякими включеннями (бюджетування, нормування, контроль, аналіз), хтось визначає його лише як підсистему бухгалтерського обліку.

На мою думку, бюджетування, управлінський облік, аналіз є самостійними, але пов'язаними областями, яким на підприємстві стануть

відповідати окремі функції фінансового менеджменту. Управлінський бухгалтерський облік забезпечує, перш за все, фіксацію фактів господарської діяльності. Слово «бухгалтерський» справедливо для включення, так як має на увазі впорядкованість, безперервність, документальність і, головне, «подвійний» запис - вираз кожної господарської операції джерелом і призначенням, звідки - куди. Саме подвійний запис дозволяє отримувати такий необхідний для розуміння фінансового стану баланс, і чим швидше і частіше він буде формуватися, тим він цінніший для цілей управління.

Звісно ж, що при всій відносній самостійності функцій бюджетування, управлінського обліку, аналізу реалізувати свої можливості вони можуть тільки в системі взаємодії - в інтегрованому вигляді.

Менше третини будівельних організацій регулярно ведуть управлінський облік. Більшість же організацій фіксують реальні факти господарської діяльності фрагментарно, несистемно, з перериваннями і без оформленої методики (облікової політики). При цьому функція фінансового бухгалтерського обліку вимушено підтримується, однак одержувані по ньому дані застосовуються в управлінні частково, в основному для аналізу і контролю розрахунків з контрагентами, зобов'язань перед бюджетом, управління частиною активами.

Деякі будівельні організації впроваджують або впровадили у себе функцію бюджетування, проте не пов'язали її з іншими напрямками фінансового менеджменту.

Я також вважаю, що в Україні методичне питання сучасного галузевого аналізу в його виробничому, економічному і фінансовому додатку станом на 2019 рік відпрацьований недостатньо. Так, наприклад, в роботі В.В. Бузирьова, І.П. Нужіной «Аналіз і діагностика фінансово-господарської діяльності будівельного підприємства» 2019 року вказується:

- «Валова продукція - це вартість всієї виробленої продукції, виконаних робіт, включаючи незавершене виробництво. Реалізована продукція - це вартість оплаченої покупцем продукції, робіт, тобто

продукція, що знайшла свого покупця », - представляється, що дане визначення входить в протиріччя з урахуванням як інформаційною базою фінансового менеджменту.

- «Аналіз динаміки вартості виконаних робіт необхідно доповнити аналізом співвідношення вартості виконаних СМР і виручки від реалізації будівельної продукції». Вважаємо, що в підрядній діяльності поняття «виконання СМР» і «виручка» тотожні.

- «Основними чинниками, що впливають на зміну обсягу виробництва продукції, є чинники екстенсивного і інтенсивного використання трудових ресурсів, ОПФ, матеріальних ресурсів». На наш погляд, даний посыл був справедливий для соціалістичної економіки, коли будівельна продукція приймалася і оплачувалася майже безумовно, попит був обмежений лише, пропозицією. В сучасних умовах в незалежній підрядній діяльності обсяг виробництва залежить в першу чергу від наявності рентабельних і оплачуваних замовлень.

У книзі Р.Ю. Сіміонова «Економічний аналіз діяльності будівельного підприємства» на стор. 17 також наводиться думка, що внутрішніми чинниками підвищення обсягів СМР є: «організація праці та використання робочої сили, наявність і використання основних засобів, наявність і використання матеріальних ресурсів».

Вважаю, що несумісність, відсутність належної взаємодії між бюджетуванням, обліком і аналізом зумовлює такі труднощі:

- збільшуються витрати на відокремлений ведення фінансового, управлінського обліку, бюджетування, аналізу і контролю;
- без налагодженого оперативного управлінського обліку організаційні проекти впровадження бюджетування швидко сходять на «ні», внаслідок відсутності потрібних фактичних даних;
- розгортання бюджетування з відокремленим планом рахунків або за допомогою статей, з власної аналітикою вимагає трудомісткою прив'язки

до фактичних облікових даних по рахунках або додаткового бюджетного обліку.

5.3. Формування нормативно-довідкової інформації, планової і звітної документації

З урахуванням розглянутих вище прикладів, мені видається, що класифікатори як основа нормативно-довідкової інформації, що застосовуються з різних дисциплінах в будівництві, успадкували ті ж проблеми, що і термінологічну базу. Класифікація та кодифікація в кошторисній справі, бюджетуванні, обліку, аналізі, проектуванні і будівництві розвивалися відокремлено, виходячи з цілей і завдань окремо кожного напрямку, без урахування їх спільне застосування на практиці. Очевидно, що заплутаність, суперечливість, а часом і зовсім відсутність будь-яких загальноприйнятих переліків-довідників ускладнює практичну управлінську роботу, унеможлиблює системну взаємодію дисциплін, ускладнює спільну роботу організацій в рамках одного проекту, перешкоджає впровадженню сучасних інформаційних, в тому числі Інтернет-технологій .

В період 2018-2019 рр. система державного нормування в будівництві активно реформувалася. Походив і відбувається активний перехід на триланкову систему нормування.

Серед усіх представлених управлінських процесів в будівництві кошторисне ціноутворення як регульована державою дисципліна мала і має порівняно більш струнку, хоча і не позбавлену недоліків, систему, класифікації та кодифікації. Класифікація кошторисних нормативів, зокрема, встановлена наказом Мінрегіону України № 353 від 20 серпня 2018 року.

Однак масштабність збірок і постійні їх зміни (з моменту прийняття кошторисно-нормативної бази зразка 2003 року до виходу нової редакції

2018 року внесено понад 70.000 змін), відсутність координації між рівнями управління в галузі привнесли наступні недоліки і складності:

- Під час введення нових редакцій збірок відбувається перекодування і перейменування ресурсів, що для практичної автоматизованої роботи може принести найсерйозніші помилки. Наприклад, в нормі ГЕСНр 55-4 ред. 2009 року закладено «плити гіпсові товщиною до 100 мм» з кодом 101-9094, а код 104-9290 має назву «Матеріали ізоляційні». У тій же розцінці, але попередній редакції 2003 року такі плити мали код 403-9096 і іншу назву коду 104-9290 «Прокладки пробкові 100x80x5 мм». Одна і та ж вода має різні коди 411-0001 та 411-1002 відповідно.

- Поділ матеріалів, виробів і конструкцій, з одного боку, і може бути встановлена (що монтується) обладнання - з іншого, не є виправданим, внаслідок умовного розподілу даних понять, особливо, в частині інженерних систем, що породжує плутанину при підборі і кошторисної оцінкою ресурсів. І ще більші проблеми при обліку і плануванні.

- Відставання збірок від пропонованих на ринку технологій, матеріалів, будівельних машин. Наприклад, норматив по установці дверних блоків містить осмолки і оббивку толем дверних коробок, що вже давно не застосовується в будівництві.

Бюджетування навпаки - найбільш вільна функція фінансового менеджменту з розглянутих в нашому дослідженні. Дана тема практично не згадується ні в нормативних актах, ні в документах професійних і галузевих об'єднань. Наприклад, окреме поняття «бюджет маркетингу» зустрічається в «Методичних рекомендаціях щодо реформи підприємств (організацій)», затверджених Наказом Мінекономіки України від 1 жовтня 1997 року № 118. Таким чином, в цій дисципліні користувачі підприємства повністю вільні у виборі методів і засобів.

Найбільш важливими напрямками класифікації та кодифікації в бюджетуванні будівельних організацій я вважаю:

- перелік статей (регістрів, рахунків) бюджетування;

- центри фінансової відповідальності і підрозділи організації;
- проекти, будівництва, черги, пускові комплекси, об'єкти;
- види (номенклатура) виконуваних робіт (доходи по звичайних видах діяльності);
- статті та елементи собівартості робіт (основних, загальновиробничих витрат);
- статті комерційних витрат;
- статті управлінських витрат;
- статті змінних витрат;
- статті постійних витрат;
- статті змішаних (постійно-змінних) витрат;
- інші доходи і витрати;
- статті надходження грошових коштів;
- статті витрачання грошових коштів;
- періоди планування;
- горизонти планування;
- інша нормативно-довідкова інформація.

Я вважаю, що основна складність формування нормативно-довідкової інформації бюджетування полягає в її відокремленні від облікових даних. Історично і логічно в будівельних організаціях у першу чергу впроваджувалися облікові методики і системи, в тому числі управлінського обліку. Займаються питаннями бюджетування та обліку, як правило, різні підрозділи і співробітники. В результаті для стикування планової, облікової та аналітичної інформації потрібні трудомісткі зіставлення, аналіз і синтез відомостей, пряма і зворотна перекласифікація доходів і витрат, що за відсутності достатньої автоматизації частково виконується вручну і призводить в результаті до відмови від функції бюджетування або рідше від управлінського обліку. Цикл фінансового менеджменту: плануй - враховуй - аналізуй (контроль) так і залишається незавершеним.

Якщо в будівельній організації на момент впровадження бюджетування був відсутній управлінський облік, спеціальний різновид «бюджетного обліку», як правило, виникає вже на додаток до обов'язкового бухгалтерського обліку. Для такого обліку в складі бюджетування розробляється особливий (часто унікальний) план рахунків або система статей, власні класифікації активів, зобов'язань, доходів і витрат. Кожну досконалу господарську операцію з різним ступенем агрегації фахівцям доводиться відбивати як мінімум три рази: для фінансового, податкового і бюджетного обліку.

Бюджетування вибудовується, як правило, без урахування кошторисного ціноутворення, хоча і той, і інший інструмент виконують функції економічного і фінансового планування. Нормальною ситуацією є окремі бюджети складів (складського господарства) як витрат періоду, замість їх віднесення на вартість матеріалів і обладнання тощо. В результаті відокремленої розробки і функціонування бюджетування і управлінського обліку формуються самостійні і не пов'язані між собою системи класифікації та кодування планової та облікової інформації.

З одного боку, відсутність загально визнаних і документально зафіксованих методик бюджетування в будівництві створює повну свободу дій в створенні індивідуальних систем для будівельних організацій. З іншого - внаслідок ще слабкої кваліфікації і нестачі фахівців, ускладнюється широке застосування бюджетного управління в будівництві. За даними власної статистики ТОВ «ІМПУЛЬС-ІВЦ», з числа малих і середніх підприємств будівельного комплексу, що більш як 90% в загальній чисельності, тільки 10% користувачів програмних засобів застосовують закладені в них функції бюджетування.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Архітектурні конструкції будівель і споруд / Маклакова М.А. Москва . 2000 р
2. Безпека життєдіяльності / Г.Н. Крикунов, А.С. Беліков, В.Ф. Залукін. - Д .: Пороги, 1993 - 416с.
3. Беляков Ю.І. та ін. Земляні роботи - 2-е изд., перераб. і доп. - М .: Стройиздат, 1990. - 271с.
4. ЕНіР. Збірник Е2 Земляні роботи. Вип.1. Механізовані і ручні земляні роботи / Держбуд СРСР - М .: Стройиздат, 1988 - 224с.
5. Залізобетонні конструкції: Курсове і дипломне проектування / Под ред. А Я. Барашікова / - К. Вища школа. 1987 р
6. Залізобетонні конструкції: Загальний курс. Підручник для вузів. Байков В.Н., Сигалов Е.Е. М. Стройиздат. 1991 р
7. Методичні вказівки до проектування виробництва монтажних робіт в курсових і дипломних проектах для спец. «Промислове і цивільне будівництво». Упоряд. Максимов Г.М. ДІСІ -1991 р
8. Методичні вказівки по виконанню дипломного проекту «Проектування покрівельних робіт». Максимов Г.М. Бойко О.М. ДІСІ -1991 р
9. Методичні вказівки по виконанню дипломного проекту. Г.М. Максимов, І.Ф. Огданський 1991 р
10. Методичні вказівки з проектування виробництва монтаж-них робіт в курсових і дипломних проектах для спец. «Промислове і цивільне будівництво». Упоряд. Березюк А.Н. Коваленко Р.Н. Миколюк М.В. Несевря П.І. Соколов І.А. ДІСІ -1990 р
11. Методичні вказівки з проектування технології і організації залізобетонних робіт. Під ред. к.т.н. Кузнєцова Ю.П. 1983 р

12. Методичні вказівки з розрахунку будівельного потоку з суміщенням виробництва кам'яних і монтажних робіт в курсових і дипломних проектах. Березюк О.Н, Гавриш А.В, Шалений В.Т. 1993 р
13. Методична розробка до курсового проекту для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Н.М. Чернишук, В.І. Гужов, В.А. Скібіда. 1990 р
14. Підстави і фундаменти. Курсове та дипломне проектування Л.Н. Шутенко, А.Д. Гільман, Ю.Т. Лупан - К. Вища школа. 1989 р
15. Охорона праці в будівництві. Підручник для строїтельних спеціальностей вузів. М. Вища школа. Орлов Г.Г. Н.М. Неділько. 1990 р
16. Попередньо напружені залізобетонні конструкції. Навчальний посібник для будівельних спеціальностей вищих навчальних закладів. Дрозд Я.І., Пастушков Г.П. 1984 р
17. Приклади розрахунку залізобетонних конструкцій: Навчальний посібник. Мадріков А.П. М. Стройиздат. 1991 р
18. Реформування ціноутворення та взаємовідносин в строїтельстве. К. Вид. «Інпроект», 2000 р
19. А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.
20. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд
21. ДБН А. 3.1-5.2016. Організація будівельного виробництва.
22. ДБН В.2.2-9:2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення
23. Будівельні крани. Довідник посібник / Барч І.З. та ін. 2-е изд. перераб. і доп. - К .: Будівельник, 1974 - 336с.
24. Технологія будівельних виробництва. Під ред. Литвинова О.О. Київ. 1997р. Видання об'єднане. Вища школа.
25. Технологія будівельних процесів. Підручник для вузів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» Під ред. М.М. Данилова, С.М. Терентьевой. М. Вища школа. -1997,-424С.

ДОДАТОК