

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

**РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ**

ОС « МАГІСТР»

На тему: *5-поверховий житловий будинок в м. Суми*

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"
Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

Виконав: *студент 2м курсу
Дегтярьов Андрій Сергійович*

Керівник : *к.т.н.доц. Савченко Олександр Сергійович*

Завідувач кафедри: *к.т.н., доцент Душин Владислав Вікторович*

СУМИ 2021

Зміст

Вступ.....	5
Розділ 1. Архітектурно-будівельний	7
1.1. Ситуаційний план.....	7
1.2. Об'ємно-планувальне вирішення	8
1.3. Конструктивне вирішення.....	10
1.4. Інженерні розрахунки.....	12
Розділ 2. Дослідницько-розрахунковий	15
2.1. Дослідницький	15
2.2. Конструктивний розрахунок сходового маршу	39
2.3. Конструктивний розрахунок сходової площадки	44
2.4. Розрахунок фундаментів.....	49
Розділ 3. Технологічно-організаційний.....	55
3.1. Умови будівельного виробництва	55
3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічних карт	55
Список використаних джерел	65

ВСТУП

Проблема житла є на сьогоднішній день найбільш актуальною у будівельній сфері. Зліт цін на квартири спровокував різке піднесення проектування та забудови значних міських територій окремими житловими будинками та цілими кварталами. Насамперед центральних та найпрестижніших районів, де земля мала найбільшу ціну, і як наслідок приносила максимальний прибуток. На цих ділянках проектувалося житло «еліт» та «бізнес» класу, яке було доступне лише вузьким верствам суспільства. У міру заповнення вільних просторів, що залишилися, інтереси інвесторів перемістилися до найбільш перспективних ділянок, розташованих ближче до меж міської межі, де квартири пропонувалися не «еліт» класу, а покращеного планування. В результаті ринок нерухомості заповнився житлом підвищеної комфортності, що є позитивним моментом, крім однієї деталі – високої ціни.

Громадяни, які відносяться до найбільш забезпечених верств суспільства, отримали багатий вибір житла в різних районах та різного планування, на відміну від людей, дохід яких не вищий за середній та складових переважна більшість населення. У межах їхньої купівельної спроможності знаходяться квартири середнього та «економ» класу, які на ринку новобудов пропонуються вкрай рідко. У їхньому ціновому діапазоні знаходиться тільки ринок вторинного житла. Ситуація, що склалася, не здається особливо складною, якщо не звернути увагу на одну обставину - вторинний ринок житла практично повністю потребує реконструкції, а частина його повної заміни через аварійний стан і старість. При продовженні і надалі такої політики держава може зіткнутися з катастрофічною ситуацією, коли мешканців зі занепаłego житла нікуди розселятиме. Ця тема все частіше висвітлюється в службах масової інформації, коли руйнуються старі будинки разом із ще заселеними квартирами. На даний момент створено державні програми з будівництва соціального житла, призначеного для незахищених категорій населення, яким економічно недоступне найдешевше житло у комерційній підсистемі ринку.

Воно надається за ціною, не визначеною прибутком, розподіляється адміністративно, відповідно до прийнятої концепції потреби, на кількість, якість і його надання істотно впливають політичні міркування. Однією з найважливіших концепцій соціального житла стає поняття житлового стандарту. У сучасній Україні, як соціальна програма, пропонується розвивати багатоквартирне багатоповерхове житло. Державний стандарт соціальної норми площі житлового приміщення встановлено у вигляді 15 м² загальної площі житла на одного громадянина. В основному, економія відбувається за рахунок максимального скорочення площ квартир блок-секцій звичайних параметрів. При продовженні цього напрямку може виникнути ситуація схожа з нашим минулим, коли проблему дефіциту житла вирішили за рахунок комуналок і «хрущовок», але згодом постало питання про подальше використання цих квартир, які вже не задовольняли потребам громадян, що змінилися, і були морально застарілими. Чи не повторимо ми тугішу помилку, налаштувавши висотних «хрущовок»?

При вирішенні проблеми соціального житла треба вирішувати не лише сьогоденну проблему нестачі невеликих дешевих квартир, а й думати про майбутнє, як будуть потрібні ці «урізані» квартири надалі. Вихід із ситуації полягає у проектуванні широко-корпусних будинків з гнучким плануванням та мінімальною кількістю несучих стін або повністю на монолітному каркасі. Така схема будинку дозволить нарізати житлові осередки будь-якого розміру, залежно від потреби ринку. При попиті житла квартири можуть бути мінімальних площ, а після підвищення рівня добробуту населення, можливо об'єднувати по дві, три соціальні квартири і отримувати житло підвищеної комфортності. Проектувальники повинні створювати будинки з гнучкою планувальною схемою, яка зможе реагувати на зміни потреб ринку нерухомості.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Ситуаційний план.

Для проектуємої забудови, прийнятий майданчик в м.Суми. Розміщення будинку по відношенню до червоної лінії вилиці прийняте по існуючій забудові.

Спорудження житлового будинку прийнято в одну чергу. Проїзди та тротуари передбачені з твердим покриттям. Доріжки та майданчики на території забудови прийняті із спеціальних дорожніх сумішей.

Крім будівлі, яка проектується генеральним планом передбачено влаштування різних майданчиків на прилеглий території для відпочинку та виконання побутових домашніх робіт. Передбачені майданчики для ігор дітей (пісочниця, гойдалки, гойдалки балансири, стіл-лава), майданчики для тихого відпочинку (стіл-лава, альтанка дерев'яна, лава), майданчик для настільного тенісу, майданчик для чищення речей.

Орієнтація будинку прийнята меридіальною, що в свою чергу поліпшує інсоляцію окремих кімнат квартир.

Для збереження родючого шару ґрунту, перед початком будівництва проводиться зрізання шару ґрунту з подальшим його поверненням на дворову територію.

Вертикальне планування ділянки вирішено в відповідності з рельєфом та природними умовами сусідніх ділянок в ув'язці з існуючими будівлями та дорогами з твердим покриттям.

Вертикальне планування вирішена способом проектних горизонталей. При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, розподілений за рахунок запроектованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

Рельєф ділянки пересічний, район будівництва відноситься до другого будівельно-кліматичного району.

Розрахункова зимова температура -24°C . Розрахункова глибина промерзання ґрунту 1.2 м.

Планування зелених насаджень пов'язане з розміщенням інженерних комунікацій і є складовою частиною об'ємно-планувального рішення забудови ділянки. Для озеленення прийнято стандартний посадковий матеріал у відповідності з асортиментом місцевих плодородсадників (клен гостролистий, липа крупно-листова, горобина звичайна, черемха звичайна). По контуру ділянки, вдовж огорожі висаджені фруктові та вічнозелені дерева. Будівля обсаджена кущами рядової посадки. Також передбачено улаштування трав'яних газонів парникового типу з посівом трьох видів трав: спориш – 60%, лисохвіст кущовий – 30% та конюшина біла – 10%.

ТЕП

Номер п/п	Найменування показників	Од. виміру	Кількість
1	Площа території	м ²	4430
2	Площа забудови	м ²	440,64
3	Площа доріг та майданчиків	м ²	1436
4	Площа озеленення	м ²	1482

1.2. Об'ємно-планувальне вирішення

В дипломному проекті розроблено двосекційну будівлю. Житловий будинок має в плані прямокутну форму з габаритами 10,8×40,8 м.

Будівля має висоту (max) 32,500 метрів, включає в себе 5 поверхів.

Квартири мають висоту поверху 2,8 м. Для вертикального сполучення між поверхами передбачені сходові клітки.

На кожному поверху розташовано по шість квартир. Дві двохкімнатні, та чотири трьохкімнатні квартири. В кожній квартирі передбачено влаштування санвузлів, кухні, вітальні, спальні кімнати, коридори. Будинок з прохідним горіщем, плоскою рулонною покрівлею та підвальними приміщеннями. В

підвалі проектом передбачено влаштування комор для квартир будинку. Висота підвального приміщення 2,2 м.

Експлікація приміщень

Номер приміщення	Найменування	Площа, м2	Кат.* приміщення
1	Кухня	7,78	
2	Коридор	5,94	
3	Вітальня	17,6	
4	Спальня кімната	11,56	
5	Коридор	4,13	
6	Туалет	1,44	
7	Ванна кімната	2,92	
8	Спальня кімната	7,37	
9	Кухня	7,39	
10	Спальня кімната	12,1	
11	Вітальня	17,91	
12	Коридор	9,34	
13	Сходова клітина	5,87	
14	Комора	11,04	
15	Вітальня	15,75	
16	Коридор	12,6	
17	Спальня кімната	13,61	
18	Комора	1,32	
19	Санвузол	2,92	
20	Кухня	7,18	
21	Санвузол	2,92	
22	Комора	1,32	
23	Спальня кімната	13,61	
24	Кухня	7,18	
25	Вітальня	15,75	

26	Коридор	12,6	
27	Вітальня	17,91	
28	Комора	11,04	
29	Коридор	9,34	
30	Спальна кімната	12,1	
31	Туалет	1,44	
32	Ванна кімната	2,92	
33	Кухня	7,39	
34	Коридор	5,94	
35	Кухня	7,78	
36	Вітальня	17,6	
37	Коридор	4,19	
38	Ванна кімната	2,92	
39	Спальна кімната	11,56	
40	Спальна кімната	7,37	

1.3. Конструктивне вирішення.

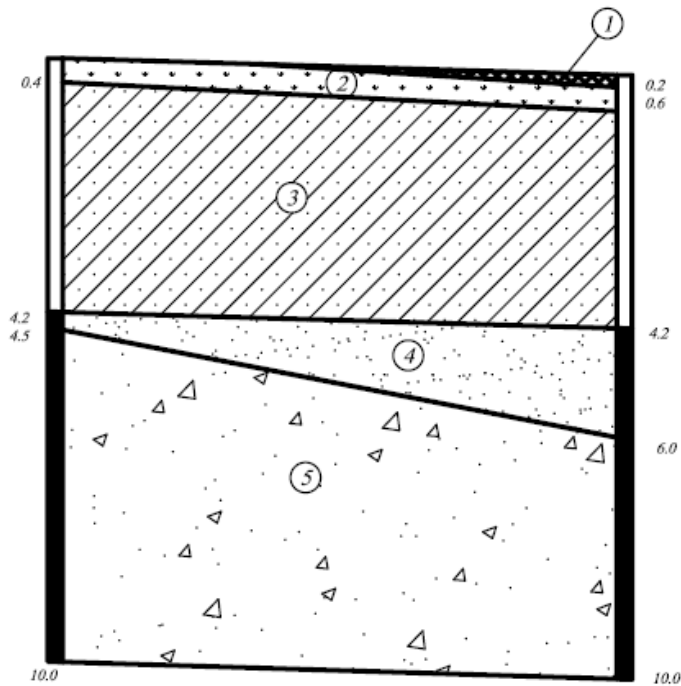
Будівля відноситься до типу безкаркасних будівель з поздовжніми стінами з дрібно штучних матеріалів.

В проекті прийняті наступні конструктивні вирішення

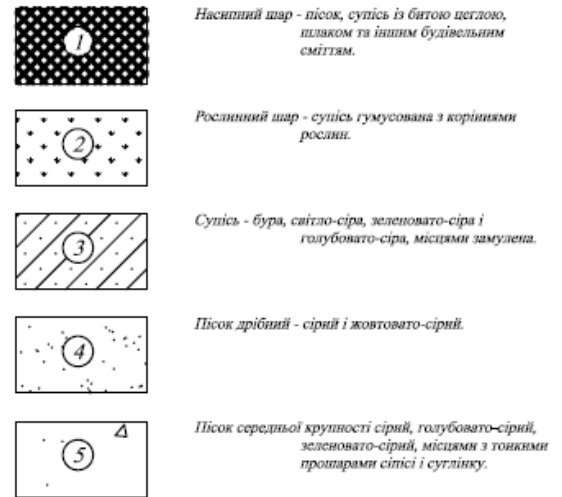
Основні елементи будівлі.

Фундаменти. Основою для фундаментів служать дрібні та середні піски та супісі. Ґрунтові води знаходяться на глибині 11.5 м від поверхні ґрунту. За хімічним складом ґрунтові води являються неагресивними. В якості фундаменту використані збірні стрічкові фундаменти.

ГЕОЛОГІЧНИЙ РОЗРІЗ



УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ



В якості основи під фундаменти служать піски дрібні з фізико-механічними властивостями:
 $\gamma=20,8$ кН/м³; $\phi=36$; $C_u=4$ кПа; $E=39$ МПа.

Рисунок 1. Геологічні умови будівництва

Стіни. Зовнішні стіни в будівлі запроектовані із цегли марки 100 на розчині марки 75 товщиною 640 мм. Для підвищення теплозахисних характеристик кладка стін виконана колодязною з заповненням теплоізоляційними матеріалами прошарків (див теплотехнічний розрахунок). Перегородки запроектовані із звичайної глиняної цегли марки 75 на цементно-піщаному розчині марки 25, а також із збірних гіпсових панелей перегородок.

Каркас. Будівля запроектована безкаркасною. Просторова жорсткість та стійкість будівлі забезпечена за рахунок диску перекриття, сходових маршей жорсткості стін та жорсткого диску покриття.

Гідроізоляція. Передбачена горизонтальна по верхньому обрізу фундаменту із цементно-піщаного розчину складу 1:2. Та вертикальна обмазочна гарячим бітумом за 2 рази.

Перекриття та покриття. Передбачене збірні залізобетонні.

Східцеві елементи. Прийняті збірними із залізобетонних сходових маршів та площадок по серіям 1.241 та 1.242.

Дах. Для покрівлі в будівлі прийнята рулонна покрівля з трьох шарів руберойду на бітумній мастиці з бронюванням шаром гравію. В якості пароізоляції передбачається використання одного шару руберойду. Утеплювач прийнятий з напівжорстких мінераловатних плит. Стяжка прийнята з цементно-піщаного розчину товщиною 20 мм.

Підлога.

Найменування приміщення		Схема	Елементи підлоги
Підлоги міжповерхових перекриттів.			
Приміщення загального використання (сходові клітки, коридори, тамбури, санвузли)	1		1. Плита перекриття-250мм 2. Цементно-піщана стяжка М100- 40мм 3. Покриття з керамічних плиток на цементному розчині –20мм
Покриття підлоги в квартирах	2		1. Плита перекриття-250мм 2. ДВП ізоляція 20мм 3. Лінолеум на теплій основі на клею

Віконне та дверне заповнення. Приведене на листах графічної частини. Для підвищення теплозахисних характеристик будівлі віконне заklenня прийняте тришаровим – одна рами зі спареними переплатами і друга з одинарним.

Оздоблення. Внутрішня поверхня стін оштукатурена простою штукатуркою з подальшим вапняним пофарбуванням та олійним пофарбуванням окремих ділянок стін.

1.4. Інженерні розрахунки

Теплотехнічні розрахунки.

Вихідні дані:

Район будівництва – місто Суми

Нормативний опір теплопередачі відповідно [1]:

- для стін $R_{тр}^0 = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$,

- для віконного заповнення $R_{тр}^0 = 0,75 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$,

Температура внутрішнього повітря – 16 °С.

Вологість внутрішнього повітря – 65 %.

Вологовий режим приміщень – вологий.

Умови експлуатації конструкцій – Б.

Цегляна стіна.

1. Шар цегли $\delta_1 = 0,120$ м, $\gamma_1 = 1800$ кг/м³, $\lambda_1 = 0,81$ Вт/м² · °С

2. Утеплювач $\delta_2 = 0,140$ м

3. Шар цегли $\delta_3 = 0,380$ м, $\gamma_3 = 1800$ кг/м³, $\lambda_3 = 0,81$ Вт/м² · °С

4. Вапняно-піщаний розчин $\delta_4 = 0,015$ м, $\lambda_4 = 0,81$ Вт/м² · °С

Для забезпечення теплозахисних якостей огорожуючих конструкцій повинна виконуватися умова

$$R_0 \geq R_0^{TP}$$

Для чотиришарової стінової конструкції маємо:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_H}$$

Для стінової огорожі

$$\alpha_B = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}; \alpha_H = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$$

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,14}{0,81} + \frac{0,14}{\lambda_2} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,015}{0,81} + \frac{1}{23} \geq R_0^{TP} = 3,3$$

Звідки $\lambda_2 \leq 0,089$ Вт/м² · °С

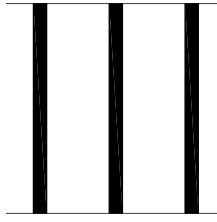
В якості утеплювача в конструкції стіни прийняті мати мінераловатні прошивні $\gamma = 125$ кг/м³ із $\lambda = 0,07$ Вт/м² · °С,

Перевірка опору теплопередачі огорожі:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,14}{0,81} + \frac{0,14}{0,07} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,015}{0,81} + \frac{1}{23} = 3,42$$

Отже $R_0 = 3,42 > R_0^{TP} = 3,3$.

Теплозахисні якості стінової огорожі забезпечені.



Віконне заповнення.

1, 3, 5 – Скло віконне $\delta = 4$ мм; $\gamma = 2500$ кг/м³;

$$\lambda = 0,76 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$$

2, 4 – Повітряний прошарок $R_B = 0,14$ Вт/м² · °C

1 2 3 4 5

Для забезпечення теплозахисних якостей огорджуючих конструкцій повинна виконуватися умова

$$R_0 \geq R_0^{TP}$$

Для віконного заповнення маємо:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + R_B + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + R_B + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_H}$$

Для віконного заповнення

$$\alpha_B = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}; \alpha_H = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$$

Таким чином:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,004}{0,76} + 0,17 + \frac{0,004}{0,76} + 0,17 + \frac{0,004}{0,76} + \frac{1}{23} = 0,81$$

Отже $R_0 = 0,81 > R_0^{TP} = 0,75$. Тришарове застління задовольняє вимогам по опору теплопередачі.

РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1. Дослідницький

Вступ

В сучасних умовах ринкових відносин на основні ролі виходять питання економії коштів на всіх етапах будівельного виробництва від виготовлення будівельних матеріалів і конструкцій до введення готового об'єкта будівництва в експлуатацію.

До конструкцій, що відповідають умовам економії матеріальних і трудових ресурсів можна віднести багатопустотні плити безопалубочного формування. Надсучасні технології дозволяють виготовляти плити будь-якої довжини. Готові вироби дуже міцні, мають високу щільність та ідеально рівну поверхню. Система виробництва використовує дуже суху бетонну суміш і набагато менше цементу, ніж інше обладнання для виготовлення плит, тому, завдяки економії сировини та енергоресурсів, знижується собівартість отриманої продукції.

Переваги, які мають плити перекриттів безопалубочного формування, роблять ці конструкції все більш затребуваними на вітчизняному ринку будівельних матеріалів і виробів.

Нова для вітчизняних підприємств технологія безопалубочного формування дає можливість будівельним підприємствам купити плити перекриття:

- довжиною до 12 м з кроком через 0,1 м, з ідеально рівними поздовжніми і поперечними торцями, причому короткі сторони плити можуть розташовуватися під кутом до осі виробу. Подібна номенклатура і конфігурація плит дозволяє архітекторам не підлаштовувати крок внутрішніх і зовнішніх несучих стін будівлі під модульний проліт, а передбачати в проекті об'ємно-планувальні рішення, що максимально відповідають інтересам замовника;

- з гладкими верхньої і нижньої площинами виробу. Цим вони різко відрізняються від плит, виготовлених традиційним конвеєрним або стендовим способом, з верхньої частіше за все не дуже рівною поверхнею. Ця особливість дозволяє знизити трудовитрати і матеріаломісткість робіт по закладенню стиків і швів плит перекриттів.

Крім цього, залізобетонні вироби, виготовлені методом безопалубочного формування, мають одне значне відмінність: така технологія виключає можливість установки стропувальних петель, тому вантажно-розвантажувальні і монтажні роботи з подібними конструкціями виконуються тільки з використанням беспетлевого захоплення. Плити перекриттів безопалубочного формування вимагають наявності спеціальних вантажозахватних пристроїв, як на складі готової продукції заводу-виготовлювача, так і на будівельному майданчику.

Мета роботи – скласти розрахункову схему багатопустотної залізобетонної плити перекриття, защемленої в цегляну кладку, яка б вірно описувала напружено-деформований стан такої конструкції.

Задачі дослідження.

Досягнути відповідності результатів розрахунків за методом скінчених елементів з результатами експериментальних досліджень.

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан збірних залізобетонних багатопустотних плит при врахуванні їх защемлення в цегляну кладку стін.

Предмет дослідження – залізобетонні збірні перекриття.

Методи дослідження – метод кінцевих елементів.

Практична значимість магістерської роботи полягає в тому, що отримані результати дослідження дозволяють зменшити трудомісткість робіт при виконанні розрахунків збірних залізобетонних плит.

Апробація роботи.

Основні результати роботи доповідалися на студентській конференції Сумського національного аграрного університету.

Огляд досліджень

Плити безопалубочного формування виготовляють у відповідності до ДСТУ Б В.2-6-53:2008 «Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови» та у відповідності до креслень, що надаються постачальниками обладнання, а також у відповідності до серії ИЖ 568-03 «Плиты перекрытий железобетонные многопустотные предварительно напряженные стендового безопалубочного формования высотой 220 мм, шириной 1200 мм, армированные высокопрочной проволокой класса Вр-II», серії 0-453-04 «Плиты перекрытий железобетонные предварительно напряженные стендового безопалубочного формования», серії ИЖ 509-93 «Панели перекрытий железобетонные многопустотные предварительно напряженные стендового безопалубочного формования».

Технологія безопалубочного формування принципово відрізняється від традиційної для вітчизняних заводів будіндустрії конвеєрного або стендового методів, за допомогою яких виготовляються пустотні плити перекриття або залізобетонні вироби інших видів. При безопалубочному формуванні виконуються наступні операції:

- підготовка формувальних доріжок, їх очищення та змащування;
- армування виробів: укладання на всю довжину доріжки робочої арматури періодичного профілю для виробів без попереднього напруження і високоміцного дроту, її кріплення на упори і натяг за допомогою домкратів для попередньо напружених конструкцій;
- на напрямні, що йдуть на всьому протязі доріжки, встановлюється формувальна машина, основу якої становить вибропрес;
- в бункер формувальної машини заливається бетонна суміш;
- бетонна суміш, що володіє високою пластичністю, пропускається через пуансон, в результаті чого на формувальній доріжці

утворюється безперервна смуга товщиною 220 мм з овальними порожнечами;

- формувальна доріжка з готовою смугою вкривається теплозахисних пологом, який за рахунок температури всередині укриття забезпечує рівномірний прогрів виробу;
- полог забирається, а домкрати демонтуються після досягнення виробом відпускної міцності;
- затверділа стрічка за допомогою спеціального напівавтоматичного інструменту розрізається на прямокутні або трапецієподібні плити необхідної довжини;
- готові плити надходять на склад готової продукції, а формувальна доріжка готується до прийому наступної партії.

Така технологія дозволяє випускати плити перекриттів безопалубочного формування довжиною до 12 м.

В УралпромбудНДДпроект на основі експериментальних досліджень були отримані наближені методи визначення опорних згинальних моментів плит, защемлених в цегляну кладку.

При використанні плит у перекриттях будинків з обпиранням на кладку несучих стін із цегли, керамічних або бетонних дрібних блоків, а також при великоблочних і панельних стінах із платформними вузлами обпирання перекриттів варто зробити додаткові розрахункові перевірки на тріщиностійкість нормальних перерізів по гранях опор і похилих перерізів у кінців плит.

У кінців плит, заведених у кладку стін або затиснутих у платформних вузлах панельних стін, від навантажень понад їхню власну масу виникають опорні (негативні) згинальні моменти, які повинні сприйматися неармованим бетонним перерізом плит (на довжині прослизання арматури й на початку зони заанкерування). Величини моментів защемлення, обумовлених опором матеріалу стін повороту кінців плит на опорах, залежать від багатьох факторів:

- величини й розподіли навантаження;

- довжини прольоту (кут повороту осі вільно обпертої плити при рівномірному навантаженні пропорційний довжині прольоту в третьому ступені);
- модуля деформацій і міцності матеріалу стін;
- характеристик розчинних швів навколо забитого кінця плити й рівня їх обтиснення.

Ступінь защемлення плит у стінах різної конструкції підлягає експериментальному визначенню.

Наявні результати прямих експериментальних вимірів дозволяють приймати величини опорних моментів рівними:

- а) при закладі кінців плит на глибину до 150мм у кладку несучих стін із цегли й дрібних блоків з ніздрюватих і легких бетонів класу по міцності на стиск не більше В5

$$M_{оп} = Kql_p^2; K = \frac{1}{24} \div \frac{1}{20}$$

- б) при защемленні кінців плит у кладці стін великоблочних будинків з легких бетонів із класом міцності при стиску до В7,5

$$M_{оп} = Kql_p^2; K = \frac{1}{18} \div \frac{1}{16}$$

тут: q - навантаження понад власну вагу на плиту при $\gamma_f = 1,0$.

При закладі кінців плит на глибину до 150 мм у стіни будинків з матеріалу з міцністю на стиск менше 2 МПа плити можуть бути застосовані під повне розрахункове навантаження, зазначену в кресленнях даної серії.

У кінців плит, заведених у стіни формується складний напружений стан (Рисунок 2).

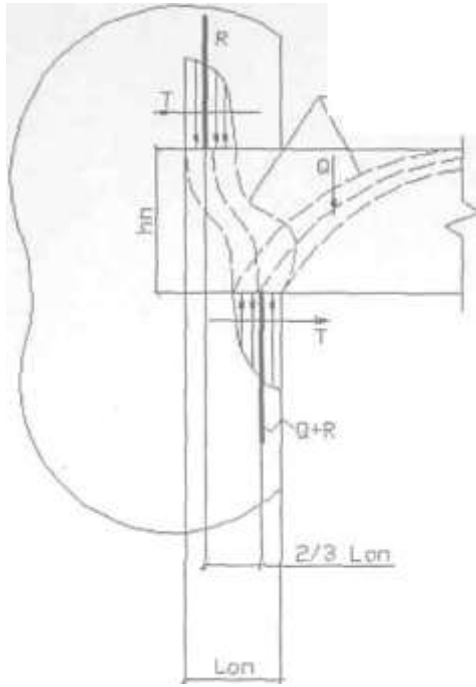


Рисунок 2. Розподіл зусиль у кінця плити, защемленої у стіні.

Залежно від глибини обпирання, міцності й деформативності матеріалу стіни можливі різні траєкторії розвитку тріщин (Рисунок 3).

У плитах, що мають у верхньої грані конструктивну поздовжню ненапружену арматуру й поперечне армування в ребрах, розвиток тріщин зі зменшенням моменту защемлення припиняється й зберігається працездатність нормальних і похилих перерізів.

Для плит, армованих тільки поздовжніми високоміцними арматурами, тріщини в нормальних і похилих перерізах в опорах неприпустимі, оскільки з їхньою появою може бути вичерпана міцність плит на зріз.

Варто перевіряти виконання наступних умов:

$$M_{оп} \leq \bar{M}_{cdt} = W_{pl} \cdot f_{cdt}$$

$$V_{Ed} \leq bh f_{cdt};$$

$$\frac{3M_{on}}{2l_{on}} \leq bh f_{cdt}$$

де: $W_{pl} = 1,75W_0$ – пластичний момент опору для нормального перерізу плити без врахування арматур. Величини моментів опору для плит,

розроблених у даній серії наведені в таблиці 1, там же зазначені величини моментів \bar{M}_{cdt} ;

f_{cdt} - розрахунковий опір бетону осьовому розтягненню по ДБН В.2.6-98:2009

b - сумарна ширина ребер у розрахунковому перерізі плити;

$l_{оп}$ - довжина площадки обпирання плити на стіну;

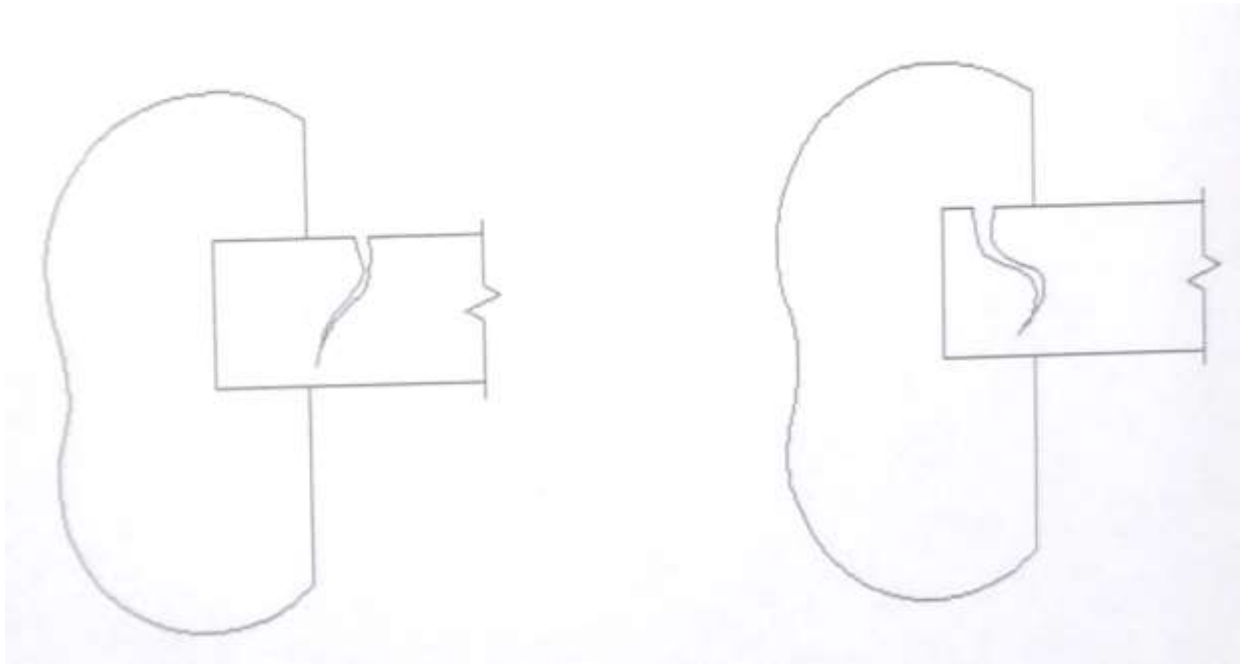


Рисунок 3. Варіанти розвитку тріщин, виявлені при дослідженнях.

h - висота перерізу плити.

Величини розрахункових навантажень, що допускаються, понад власну масу для плит заведених у стіни будинків з розрахунковим опором кладки стиску $R < 2$ МПа (або виконаних з матеріалів класу по міцності на стиск не вище С 8/10) при довжині обпирання $l_{оп} \leq 150$ мм наведені на рисунку 3 у вигляді графіків залежно від розрахункового прольоту $l_p = L - \frac{2}{3} l_{оп}$.

Таблиця 1. Характеристики перерізів плит для проведення розрахункових перевірок

Висота перерізу плити, h , мм	Ширина плити, мм	Момент інерції J_0 см ⁴	Момент опору по верхній грані см ³		Величина, опорного моменту, що допускається $M_{оп}$, кН·м, для плит з бетону	
			пружний W_0	пластичний W_{pl}	С 25/30	С 32/40
220	1200	88700	7950	13900	14,2	16,6
	1500	113130	10190	17800	14,5	16,9
300	1200	202000	13200	23100	23,5	27,5
	1500	260140	17080	29900	24,3	28,5
400	1200	425800	20770	36350	36,9	43,3
	1500	554850	27200	47600	38,6	45,3

Із графіків ясно, що плити довжиною до 4 м (з висотою перерізу 220 мм) можуть використовуватися в перекриттях, обпертих на несучі стіни будинків із цегли й дрібних бетонних блоків при навантаженнях до 16 кПа й більше. У плитах довжиною більше 6,3 м навіть навантаження встановлені ДБН В.2.6-98:2009 для будинків масової забудови можуть створити небезпечні опорні моменти. Для плит довжиною більше 7,2 м моменти тріщиноутворення відповідають навантаженням понад власну масу порядку 0,4 кПа. Тому плити довжиною більше 7,2 м не повинні застосовуватися із зацмленням на опорах.

Оцінка можливості застосування плит у перекриттях великопанельних будинків може бути виконана тільки після випробування вузлів з'єднання стін і перекриттів.

Для зменшення опорних моментів глибину закладу плит у стіни рекомендується призначати мінімально необхідний для надійного обпирання на кладку - $l_{оп\ min} \geq 65$ мм.

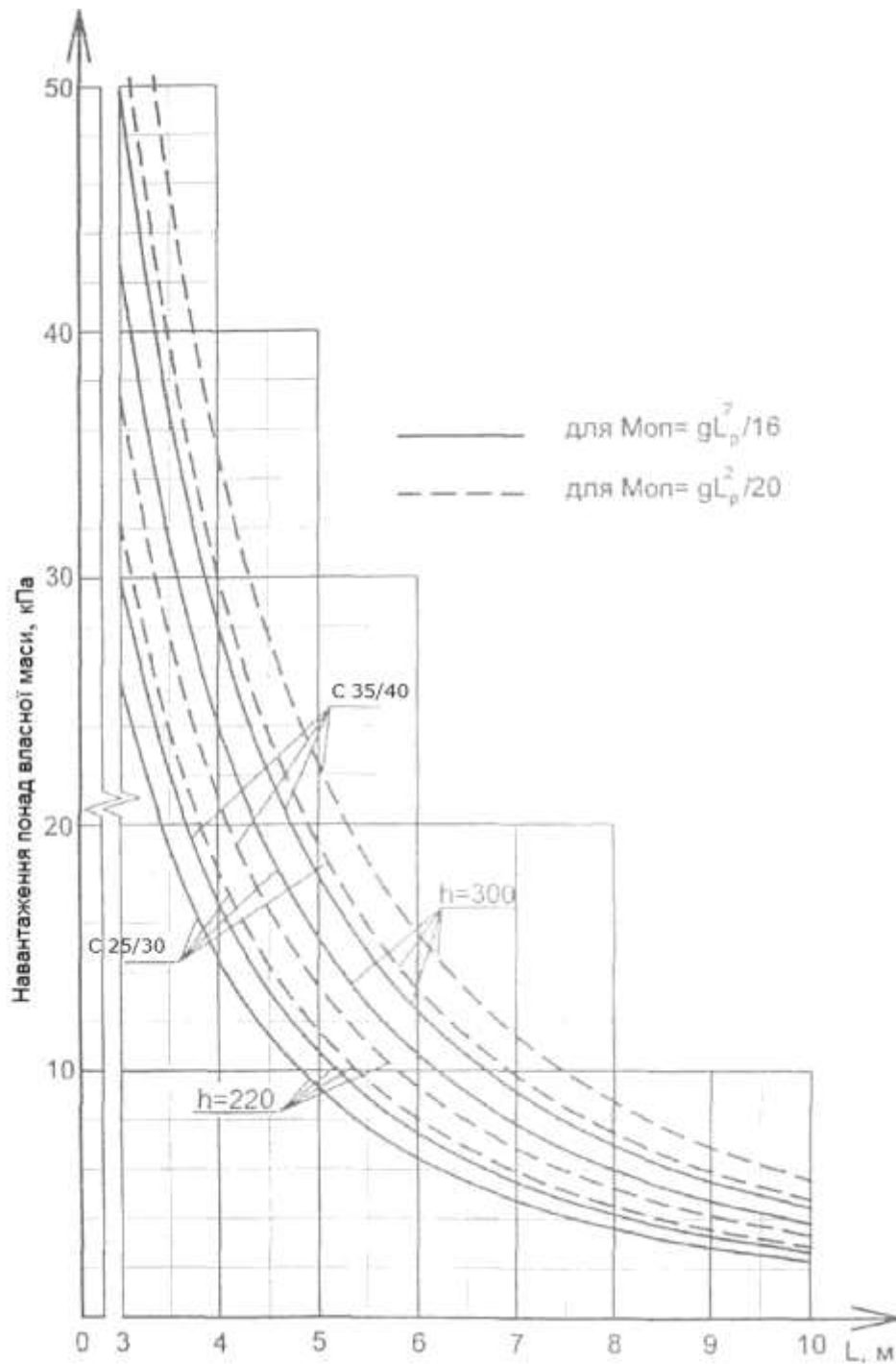


Рисунок 4. Графік залежності навантаження і прольоту плити для різних класів бетону і висот плит.

При необхідності закладу кінців плит з висотою 220 мм і довжиною більше 7 метрів у кладку стін варто передбачати спеціальні конструктивні заходи, що виключають появу більших опорних моментів (Рисунок 5).

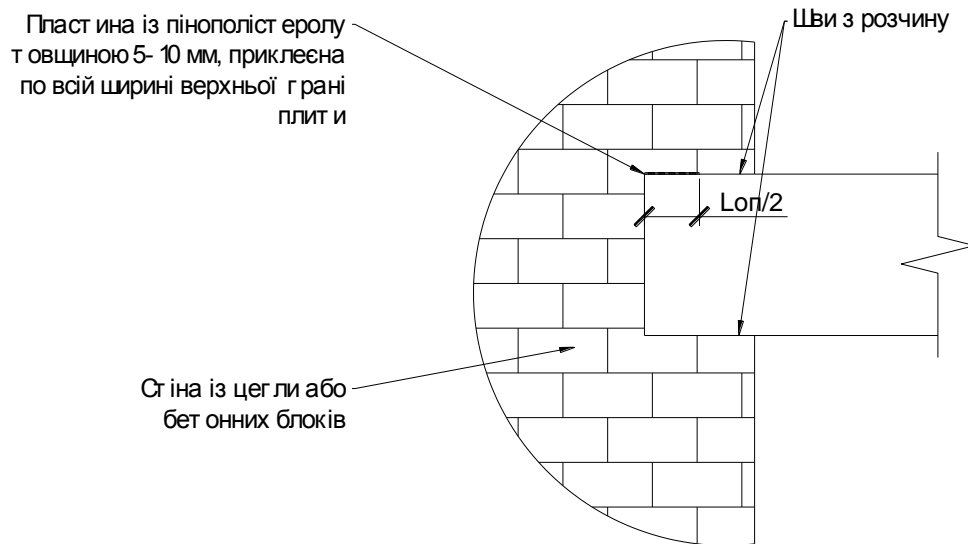


Рисунок 5. Варіант зменшення опорного згинального моменту в плиті, при защемленні її в цегляну кладку.

Також в напрямку дослідження роботи защемлених в кладку плит перекриття працюють і вітчизняні вчені. Так до таких можна віднести роботу, виконану в Харківському національному університеті міського господарства імені О.М. Бекетова сумісно з будівельною виробничо-комерційною компанією «Федорченко» «Особливості впровадження залізобетонних багатопустотних попередньо напружених плит перекриттів безопалубочного стендового формування».

В роботі проведено аналіз існуючих в світовій практиці проектних рішень, а на його базі розроблені пропозиції щодо оптимізації армування плит канатами класу K1400 (K7) і високоміцним дротом Вр1400 (ВР-II).

Як результат запропоновані конструкції плит прольотами 2,4 ... 9,0 м, шириною 1200 мм під розрахункове корисне рівномірно розподілене навантаження 8,0 кН/м². Плити запроектовані як конструкції, які не мають тріщин в нормальних і похилих перерізах при дії експлуатаційних навантажень. Всі плити мають стандартну товщину 220 мм, а також 6 круглих пустот діаметром 152 мм кожна. Спирання плит балкове і виконується або на кладку стін, або на полиці ригелів. Для випадку обпирання плит на кладку

досліджувалася ступінь заземлення плити в стіні з визначенням можливості появи тріщин в її верхній зоні. Крім того, проведені теоретичні дослідження міцності нормальних і похилих перерізів, тріщиностійкості конструкцій при дії експлуатаційного та розрахункового навантажень, а також деформативності від короткочасних і тривалих навантажень. Проведена перевірка напружень у верхній зоні плит при передачі зусилля від попереднього натягу арматури на бетон. Всі розрахунки виконані відповідно до вимог ДБН В.2.6-98: 32009 «Бетонні і залізобетонні конструкції» і ДСТУ Б В.2.6-156: 2010.

В результаті зроблені наступні висновки:

- для плит прольотами 2,4 ... 5,4 м рекомендовано застосовувати бетон класу С30/35; для плит великих прольотів (до 9,0 м) - бетон класу С32/40;
- плити прольотами 2,4 ... 3,6 м можуть бути армовані високоміцної дротом Вр1400;

плити прольотами 4,2...9,0 м армуються канатами К1400 відповідно з діаметрами 9 мм, 12 мм. 15 мм. (

- Таблиця 2)

В рамках теоретичного дослідження, додатково встановлювалася можливість повороту перерізу плити в місці її заземлення в кладку. Для чого була сформована 3-D модель вузла обпирання. Моделювання і розрахунок виконані в середовищі ПК «Ліра».

Побудована скінчено-елементна 3D-модель вузла обпирання плити перекриття наведена на рисунку 6. Апроксимація конструктиву виконана тривимірними KE-36 - універсальними просторовими восьмивузловими ізопараметричними скінченими елементами. Розміри всіх об'ємних скінчених елементів $2 \times 2 \times 2$ см.

Таблиця 2. Конструктивні параметри плит.

Марка плити	Клас бетону	Площа перерізу арматури, см ²		Варіант армування
		по розрахунку на міцність	по розрахунку на тріщиностійкість	
ПБП24-12-8	С30/35	0,434	-	4Ø5 Вр-II
ПБП33-12-8		0,848	-	5Ø5 Вр-II
ПБК36-12-8 (ПБП36-12-8)		0,99	-	4Ø9 К7 (6Ø5 Вр-II)
ПБП42-12-8 (ПБК42-12-8)		1,37	-	4Ø9 К7 (7Ø5 Вр-II)
ПБК48-12-8		1,81	0,55	4Ø9 К7
ПБК51-12-8		2,11	0,71	5Ø9 К7
ПБК54-12-8		2,31	1,61	5Ø9 К7
ПБК60-12-8		С32/40	2,84	2,5
ПБК63-12-8	3,24		3,43	7Ø9 К7 (5Ø12 К7)
ПБК66-12-8	3,59		3,87	5Ø12 К7
ПБК72-12-8	4,32		5,43	6Ø12 К7
ПБК78-12-8	5,09		7,01	8Ø12 К7 (5Ø15 К7)
ПБК84-12-8	5,97		8,89	10Ø12 К7 (7Ø15 К7)
ПБК90-12-8	7,04		10,83	11Ø12 К7 (8Ø15 К7)

На обрізі плити задана сила $P = 2,5$ т (по 0,05 т в кожен вузол при кроці скінчених елементів 2 см), від якої в затисканні виникне згинальний момент, відповідний моменту від навантаження 1,44 т/м (корисне навантаження на плиту плюс власна вага плити). Навантаження на стіну від верхніх конструкцій і стін задана 200 т/м². Для всіх об'ємних елементів, відповідно до властивостей матеріалів, з яких вони виконані, визначені модуль деформації 1-го порядку і коефіцієнт Пуассона: цегляна кладка - $E = 250000$ Т/м², $\nu = 0,25$; розчин в шві - $E = 150000$ Т/м², $\nu = 0,17$; бетон плити - $E = 300000$ Т/м², $\nu = 0,17$. Розчинний шов моделювався похилими стержнями перерізом 2×2 см, з шарнірами у вузлах сполучення з плитою.

З метою врахування нелінійної роботи вузлового з'єднання, що полягає у встановленні порушення спільності переміщень плити і кладки, розрахунок виконувався за деформованою схемою ітераційно. При цьому, на кожному кроці ітерацій визначався знак зусилля в стрижнях, що моделюють роботу розчинного шва, і в разі його позитивного значення, тобто розтягування в

стрижні, виконувалося його видалення. В кінцевому підсумку встановлювався факт виникнення девіації (повороту) у вузлі і визначалися зони контакту плити і кладки. Результати розрахунку вузла обпирання плити на стіну з дрібноштучних матеріалів наведені у вигляді ізополей переміщень по осях X, Y і Z. Аналіз ізополей переміщень показав, що в розглянутому вузлі відбувається поворот з теоретичним кутом $1,6 \cdot 10^{-4}$ рад, і як наслідок, проявляється тенденція до обнуління опорного згинального моменту. Ізополя наведені в таблиці 3.

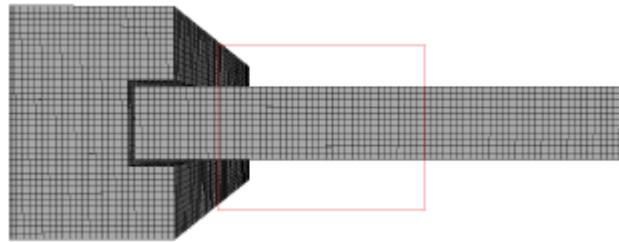
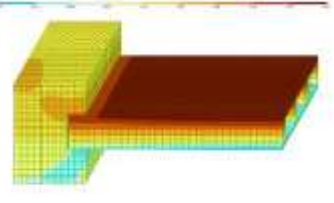
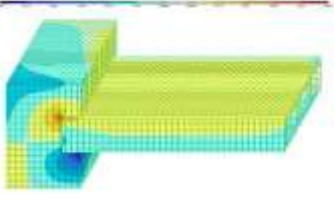
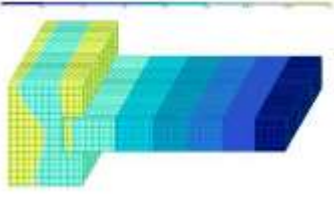
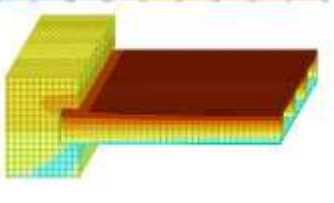
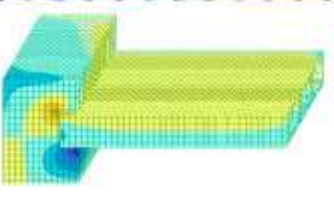
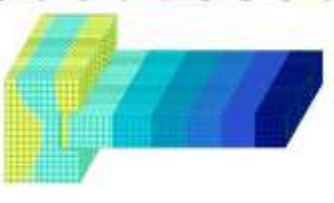
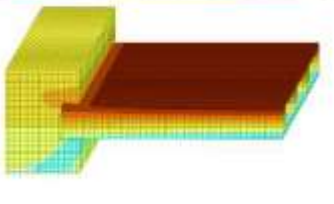
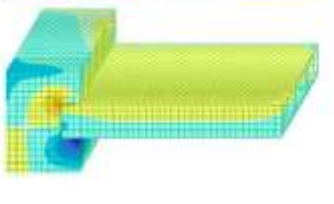
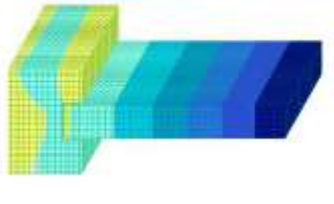


Рисунок 6. Варіант зменшення опорного згинального моменту в плиті, при защемленні її в цегляну кладку.

Таблиця 3. Ізополя переміщень в опорному вузлі.

	Ізополя переміщень конструкції по осі X	Ізополя переміщень конструкції по осі Y	Ізополя переміщень конструкції по осі Z
Початкова модель			
Перша ітерація			
Друга ітерація			

	Ізополя переміщень конструкції по осі X	Ізополя переміщень конструкції по осі Y	Ізополя переміщень конструкції по осі Z
Третя ітерація			
Четверта ітерація			
Результуюче поле			

Інтегральна верифікація отриманих теоретичних результатів виконувалися шляхом проведення експериментальних досліджень, причому, на натурних зразках. Кількість зразків - 2. Проліт плит склав 6,3 м, армування - 5Ø12 K1400. Експерименти проводилися за двома програмами.

Основна програма – визначення характеру деформування, тріщиноутворення і руйнування при дії зосередженого навантаження відповідно до вимог N 1992-1-1: 2004 + AC: 2008, IDT.Еврокод-2 і EN 1168: 2005 + A2: 2009 (E), Додаток J, включаючи і порівняння результатів з теоретичними контрольними навантаженнями.

Додаткова програма – випробування плити на міцність, жорсткість і тріщиностійкість, проводиться відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-7-95 при дії рівномірно розподіленого навантаження. В процесі цих випробувань також повинна бути встановлена ступінь защемлення плити в кам'яній кладці.

Однак недоліком цієї розрахункової моделі є трудомісткість її складання. Значно простішою є розрахункова схема, що складається зі стрижневих скінчених елементів.

Обґрунтування розрахункової схеми залізобетонної плити безопалубочного формовання, защемленої в цегляну кладку

В сучасних умовах розвитку комп'ютерних технологій найбільш швидким і достатньо точним методом розрахунку будівельних конструкцій є метод скінчених елементів (МСЕ), реалізований в таких комп'ютерних програмах, як SCAD, Лира-САПР. Точність розв'язання задач за допомогою метода скінчених елементів в основному залежить від правильності завдання розрахункової схеми і дискретності розбивання розрахункової моделі.

У відповідності до норм розрахунку, зусилля в плитах перекриття визначаються як в шарнірно обпертій балці. При цьому розрахункова схема для такої конструкції буде мати вигляд, зазначений на рисунку 7.

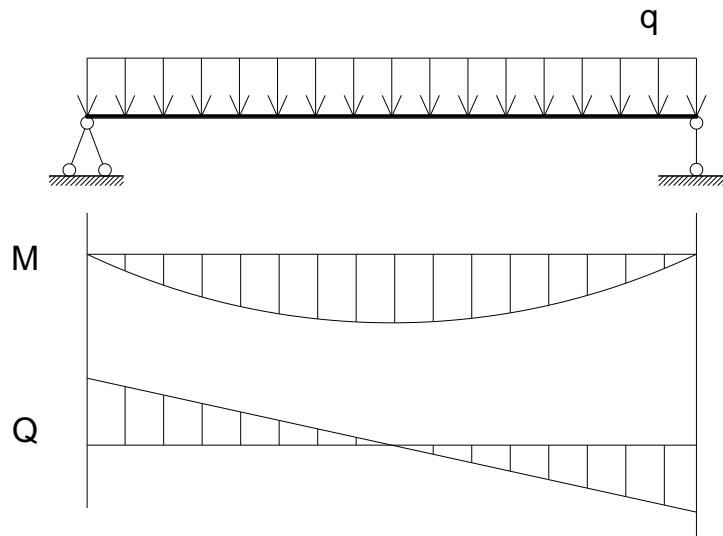


Рисунок 7. Розрахункова схема багатопустотної плити при розрахунку у відповідності до норм проектування.

Однак, в реальних умовах роботи для безкаркасних будівель, плити перекриття є защемленими в кладку стін. Цим фактором нехтують при розрахунку плит перекриття, однак ця умова може зменшити згинальний момент в середині плити перекриття, що дозволить зменшити армування плити

перекриття при новому будівництві, або збільшити її несучу здатність для уже існуючих будівель.

Розглядати плити перекриття, як защемлену жорстко балку це не коректно, внаслідок обмеженої жорсткості цегляної кладки, в яку защемлена плита, а також внаслідок складного напружено-деформованого стану самого вузла защемлення. Як бачимо з рисунку, у вузлі защемлення виникають як стискаючі напруження, так і напруження розтягу. Оскільки цегляна кладка не сприймає зусиль розтягу, то ці ділянки повинні виключатися з роботи.

Найбільш оптимальною для описання реальної роботи такої плити є тривимірна розрахункова модель із об'ємних скінчених елементів (рисунок 6). Однак ця розрахункова модель має той недолік, що кількість скінчених елементів, з яких складається розрахункова схема є дуже великою і для вирішення конкретної локальної задачі, такої, наприклад, як визначення опорного згинального моменту чи максимальної поперечної сили вона себе не виправдовує.

Для таких задач більш ефективними є плоскі розрахункові схеми, в яких кількість скінчених елементів зведена до мінімуму.

На наш погляд найбільш наближеною до реальної роботи конструкції є розрахункова схема, наведена на рисунку 8 з моделюванням вузла спірання, наведеного на рисунку 9.



Рисунок 8. Розрахункова схема плити при її розрахунку з урахуванням защемлення в цегляну кладку.

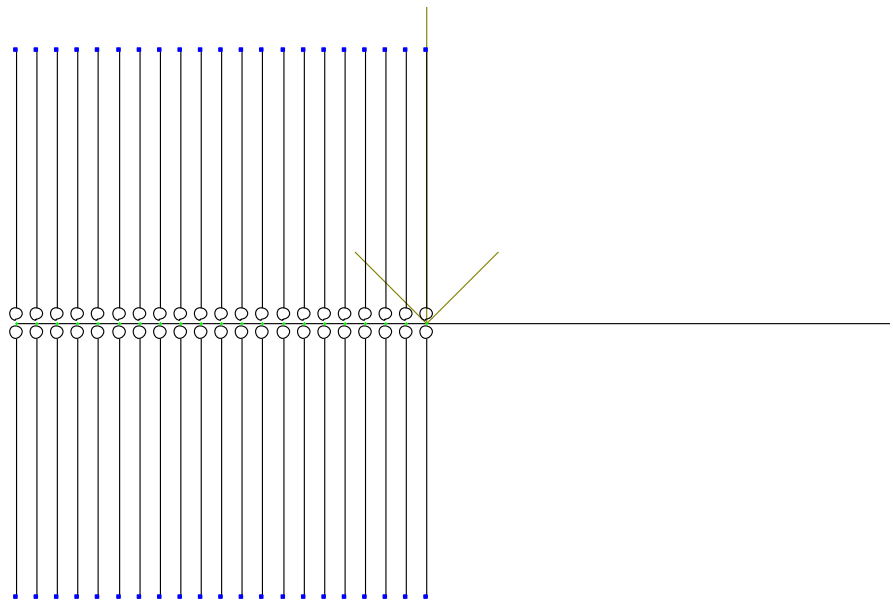


Рисунок 9. Вузол заземлення плити перекриття в кладку стіни.

В цій розрахунковій схемі горизонтальні елементи моделюють багатопустотну залізобетонну плиту перекриття, а вертикальні елементи на опорі плити перекриття моделюють конструкцію стіни.

Такий метод розрахунку можна використовувати при покроковому розрахунку розрахункової схеми. При цьому на першому етапі розрахунку в розрахункову схему включаються всі вертикальні елементи. Після розрахунку визначаються зусилля в елементах і виключаються з неї всі вертикальні елементи, що зазнають розтягу, оскільки кладка стін не може сприймати розтягуючих зусиль.

Важною складовою завдання розрахункової схеми є завдання жорсткості елементів, що моделюють конструкцію, тим більше, що в запропонованій розрахунковій схемі ціла конструкція моделюється стрижневим скінченим елементом.

В роботі Азізова Т.Н. [7] показана можливість моделювання збірного диску перекриття у вигляді перехресної стрижневої системи з достатнім ступенем точності. При цьому кожна плита розглядалася як набір поздовжніх і поперечних елементів (Рисунок 10).

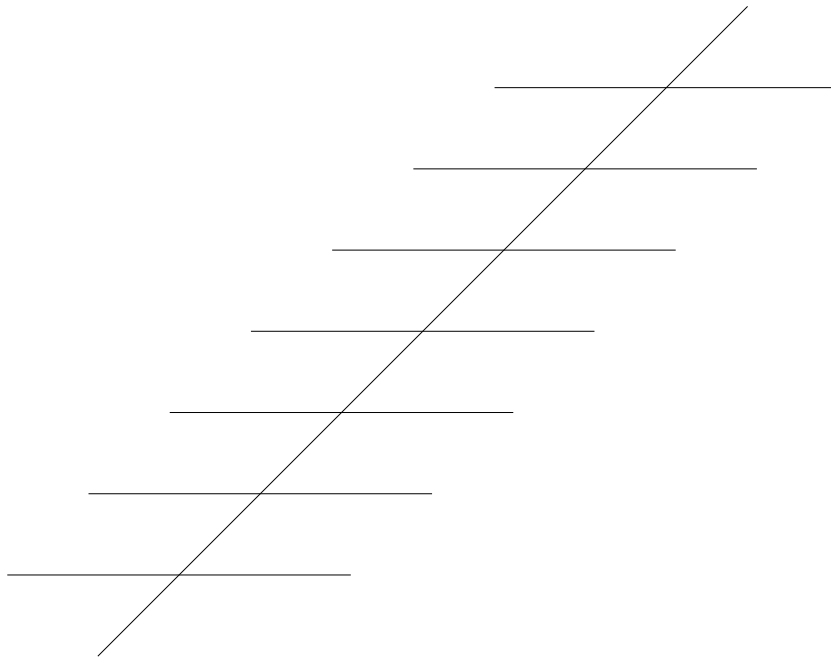


Рисунок 10. Моделювання плити перекриття стрижневими скінченими елементами за методикою Азізова Т.Н.

При цьому поздовжній елемент повинен повністю описувати жорсткість плити перекриття, а поперечні елементи приймаються з жорсткістю, еквівалентною згинальній жорсткості плити в поперечному (по ширині плити) напрямку.

Таке моделювання виконувалося для дослідження сумісної роботи плити в складі диску перекриття. Поперечні елементи включалися в розрахункову схему для перерозподілу зусиль між плитами. В нашому випадку необхідність в поперечних елементах відпадає і залишається лише поздовжній елемент.

Жорсткість плити визначається за методами будівельної механіки із перерізу (рисунок 11). При розгляді розрахункової схеми в площині XOZ в розрахунок вводяться лише осьова жорсткість і згинальна жорсткість. В такому випадку для стержня, що моделює роботу плити перекриття достатньо визначити площу перерізу і момент інерції перерізу відносно осі Y .

Площу перерізу, зазначену на рисунку 11 визначаємо за формулою:

$$A = b \cdot h - n \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

- момент інерції відносно осі Y за формулою:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} - n \cdot \frac{\pi d^4}{64}$$

де b – ширина перерізу плити;

h - висота перерізу плити;

d – діаметр отвору;

n – кількість отворів в перерізі.

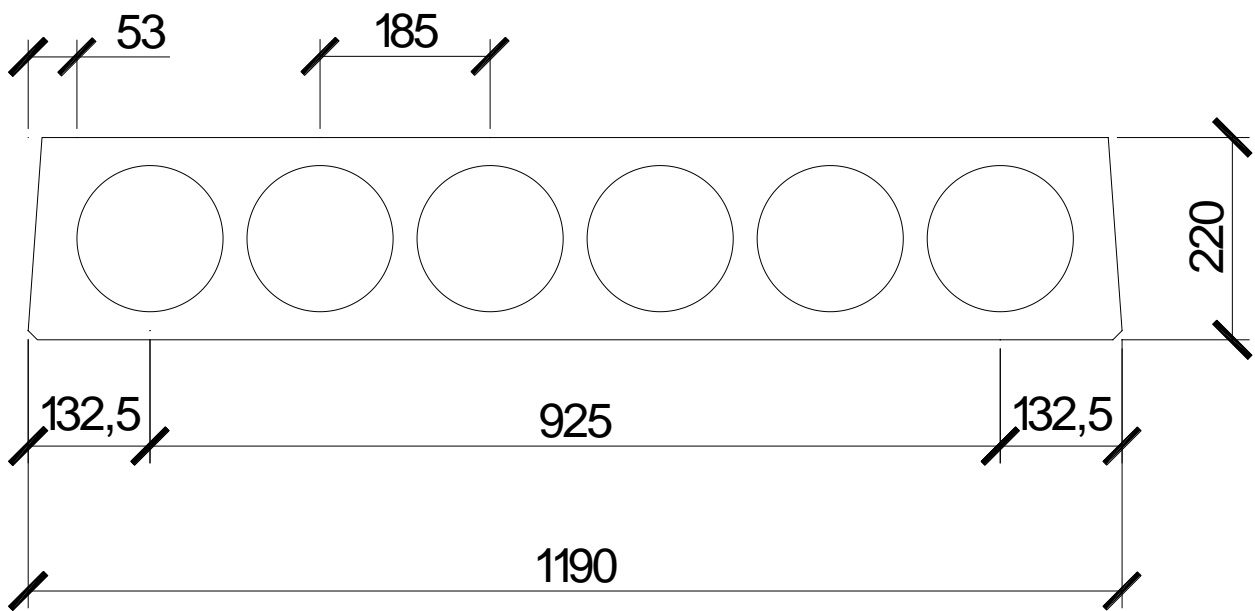


Рисунок 11. Схема поперечного перерізу багатопустотної плити шириною 1200 мм.

В результаті визначення геометричних характеристик отримаємо:

Таблиця 4. Геометричні характеристики круглопустотної плити для розрахунку на ЕОМ.

Геометричні характеристики	Ширина плити
	1,2 м
Площа перерізу, $A, \text{см}^2$	1426,7
Момент інерції відносно осі Y , $I_y, \text{см}^4$	86768,8

Матеріал плити приймаємо бетон класу С30/35, для якого розрахунковий модуль пружності $E_{cd} = 27000$ МПа.

Стіни приймаємо із цегли, тому жорсткість елементів, що моделюють стіну, приймаємо у відповідності до жорсткості цегляної кладки. Довжину стержнів приймемо рівною 100 мм. В розрахункову схему вводимо стержні прямокутного перерізу з заданими розмірами. Оскільки припускається, що ширина цегляної кладки, що включається в роботу, дорівнює ширині плити, то і ширину перерізу елементу приймаємо рівною ширині плити $b = 120$ см. Висота перерізу елементу приймається рівною кроку вертикальних стержнів. При глибині спірання плити на конструкцію стіни 150 мм і розбитті цієї відстані на 10 елементів, висота перерізу елементу, що моделює кладку приймається рівною $h = 1,5$ см. У відповідності до ДБН В.2.6-162:2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції» значення довготривалого модуля пружності повинне розраховуватися з величини короточасного модуля пружності з урахуванням повзучості:

$$E_{long\ term} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}}$$

де Φ_{∞} - кінцевий коефіцієнт повзучості у відповідності до табл. 8.9 ДБН В.2.6-162:2010 для глиняної цегли $\Phi_{\infty} = 0,5 \dots 1,5$.

У відповідності до п. 8.7.2.2 ДБН В.2.6-162:2010 У разі відсутності величини, визначеної у випробуваннях відповідно до вимог нормативних документів, короточасний модуль пружності при зсуві кам'яної кладки E може дорівнювати $K_E f_k$ для використання при розрахунку конструкцій. Значення K_E рекомендується приймати 1000.

У відповідності до формули (8.1) ДБН В.2.6-162:2010 характеристична (нормативна) міцність кладки на стиск визначається з виразу:

$$f_k = K f_b^{\alpha} f_m^{\beta}$$

де K – константа, значення якої у відповідних випадках відповідно до пп. 8.6.1.2.3 і/або 8.6.1.2.6 ДБН В.2.6-162:2010, у відповідності до табл. 8.3

приймається для глиняної цегли і будівельного розчину загального призначення $K = 0,45$;

α, β – константи, що приймаються 0,65 і 0,25 відповідно;

f_b – нормована середня міцність елементів кладки на стиск у напрямі дії зусилля, Н/мм^2 , для цегли марки М100 $f_b = 10$ МПа;

f_b – міцність на стиск будівельного розчину, Н/мм^2 , для розчину марки М50 $f_b = 4,5$ МПа.

В такому випадку

$$f_k = 0,45 \cdot 10^{0,65} \cdot 4,5^{0,25} = 2,93 \text{ Н/мм}^2$$

А модуль пружності приймаємо рівним

$$E = 2930 \text{ Н/мм}^2$$

$$E_{long term} = \frac{2930}{1 + 0,1} = 2660 \text{ Н/мм}^2$$

Для розрахунку завантажимо розрахункову схему рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю $q = 10 \text{ кН/м}$. Навантаження прикладаємо лише на ділянку стержня, що моделює плиту перекриття в межах між вертикальними стержнями.

Точність даного розрахунку залежить від дискретності розбиття опорних ділянок. Складність розрахунку полягає в тому, що в пружній стадії, опір елементу на стиск рівний опору елементу на розтяг. Однак, як відомо, при затисканні елементу в цегляну кладку остання не може сприймати розтягуючі зусилля, а лише стискаючи. Тобто, для вірності розрахункової схеми необхідно в ручному режимі визначити вертикальні елементи, в яких виникають розтягуючі зусилля і виключити їх із розрахункової схеми. Таку операцію слід повторити декілька разів, до моменту, коли в вертикальних елементах взагалі будуть відсутні розтягуючі зусилля.

При розрахунку системи до корегування отримані наступні епюри згинальних моментів:

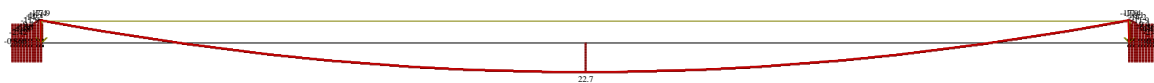


Рисунок 12. Епюра згинальних моментів до виконання корегування розрахункової схеми.

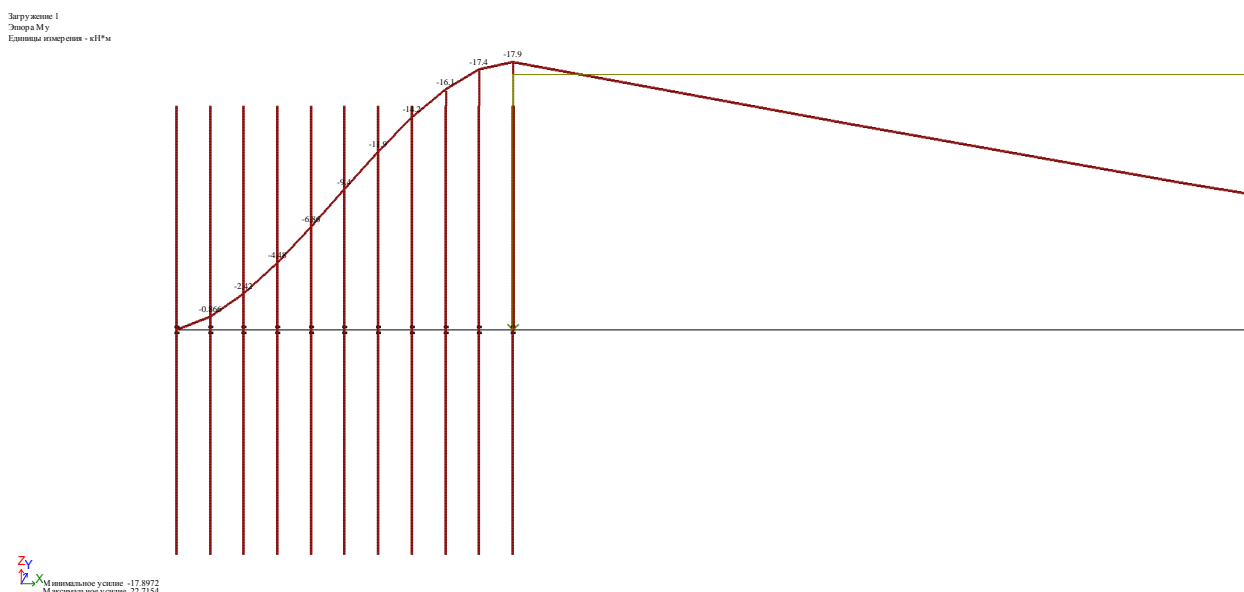


Рисунок 13. Розподіл згинальних моментів в опорному вузлі, до корегування розрахункової схеми.

Після визначення розтягнутих елементів, що моделюють кладку стіни, виключаємо їх із розрахункової схеми і повторюємо розрахунок. Після корегування розрахункова схема отримає наступний вигляд:



Рисунок 14. Розрахункова схема після корегування.

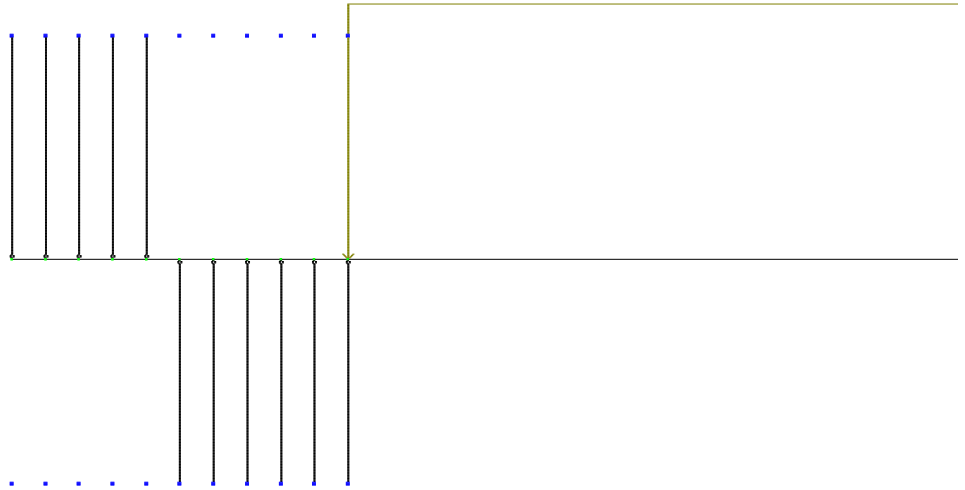


Рисунок 15. Опорний вузол розрахункової схеми після корегування.

А епюра згинальних моментів після корегування прийме вигляд:

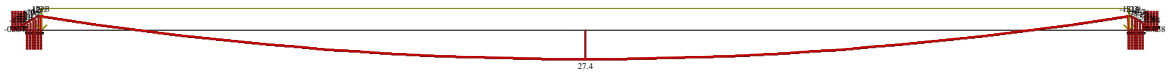


Рисунок 16. Епюра згинальних моментів після виконання корегування розрахункової схеми

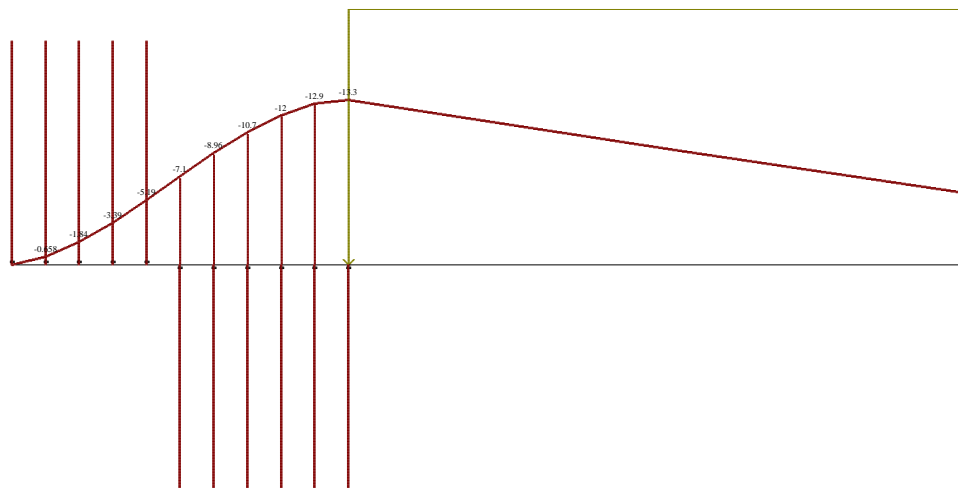


Рисунок 17. Розподіл згинальних моментів в опорному вузлі, після корегування розрахункової схеми

На основі отриманих результатів визначаємо згинальний момент на опорі, якій дорівнює $M_{\text{оп}} = 13,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Якщо визначення такого моменту виразити через величину навантаження і проліт, то отримаємо:

$$M_{\text{оп}} = Kql_0^2; K = \frac{1}{25}$$

де l_0 – розрахункова довжина плити перекриття, яка визначається із формули:

$$l_0 = l - 2 \cdot l_{\text{оп}} + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot l_{\text{оп}} = 6000 - 2 \cdot 150 + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 150 = 5800 \text{ мм}$$

Даний висновок максимально наближений до коефіцієнта, отриманого експериментальним шляхом в УралпромбудНДПроект, де коефіцієнт приймається рівним $K = \frac{1}{20} \div \frac{1}{24}$. Тобто це доказує можливість використання запропонованої розрахункової схеми при виконанні інженерних розрахунків.

Виконаємо порівняльний аналіз пролітного моменту, якій в значній мірі впливає на армування плити. При розрахунку плит з урахуванням защемлення згинальний момент в середині прольоту дорівнює $M = 27,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$. При розрахунку плити перекриття за загальноприйнятими методиками, вона розглядається як шарнірно обперта балка, тобто максимальний згинальний момент в середині прольоту визначається за формулою:

$$M_{\text{max}} = \frac{ql_0^2}{8}$$

В нашому випадку

$$M_{\text{max}} = \frac{10 \cdot 5,8^2}{8} = 42,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В такому випадку зменшення максимального згинального моменту при врахування защемлення плити в цегляну кладку, становить 39 %, і, як наслідок, призводить до економії робочої арматури в плиті перекриття.

Однак при цьому необхідне додаткова перевірка необхідності армування плити перекриття в опорній зоні, де виникає від'ємний згинальний момент.

Висновки

У відповідності до виконаних порівнянь з експериментальними дослідженнями, виконаними в УралпромбудНДІпроект і в Харківському національному університеті міського господарства імені О.М. Бекетова можна зробити висновок, що запропонована розрахункова схема з достатнім ступенем точності описує напружено-деформований стан багатопустотної плити перекриття, зацементованої в цегляну кладку і може використовуватися при проектуванні плит перекриття.

2.2. Конструктивний розрахунок сходового маршу

Сходовий марш ребристої конструкції з фризівими ступенями та накладними проступями з важкого бетону класу по міцності на стиск С12/15 ($f_{cd} = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65$ МПа). Початковий модуль пружності бетону, який підданий тепловій обробці $E_{cm} = 23000$ МПа. Для армування сталь класу А400 ($f_{yd} = 365$ МПа, $E_s = 210000$ МПа) та класу А240с $\varnothing 5,5$ и $\varnothing 6$ мм ($f_{yd} = 225$ МПа, $f_{ywd} = 170$ МПа, $E_s = 210000$ МПа).

Таблиця 5. До тріщиностійкості маршу вимоги 3 категорії.

Вид навантаження	Навантаження		Коефіцієнт
	Нормативне	Розрахункове	
Постійне:			
Власна вага маршу	3505	3855	1,1
Вага проступей	930	1023	1,1
Вага цементного розчину для влаштування проступей	180	198	1,1
Огородження та поручні	200	220	1,1
Всього	4815	5295	-
Тимчасове			
Короткочасне	2000	2400	1,2
Всього	6815	7695	-

Ухил маршу характеризується величинами:

$$\operatorname{tg} \alpha = 16,5/30 = 0,55$$

$$\cos \alpha = 0,876$$

Навантаження на 1 м довжини маршру:

$$\text{Розрахункове повне } q = 7695 \cdot 1,2 \cdot 0,876 = 8089 \text{ Н/м} = 8,089 \text{ кН/м}$$

$$\text{Нормативне повне } q_n = 6815 \cdot 1,2 \cdot 0,876 = 7164 \text{ Н/м} = 7,164 \text{ кН/м}$$

$$\text{Нормативне експлуатаційне } q_{nl} = 4815 \cdot 1,2 \cdot 0,876 = 5061 \text{ Н/м} = 5,061 \text{ кН/м}$$

$$\text{Нормативне короткочасне } q_{nsh} = 2000 \cdot 1,2 \cdot 0,876 = 2102 \text{ Н/м} = 2,102 \text{ кН/м}$$

Розрахунковий прольот при довжині площадки спирання $c = 9$ см

$$l_0 = l - \frac{2}{3}c = 391,3 - \frac{2}{3} \cdot 9 = 385,3 \text{ см}$$

Зусилля від розрахункового навантаження:

Момент згину

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{8,089 \cdot 3,853^2}{8} = 15,01 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила

$$V = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{8,089 \cdot 3,853}{2} = 15,58 \text{ кН}$$

Зусилля від повного нормативного навантаження:

Момент згину

$$M_n = \frac{q_n \cdot l_0^2}{8} = \frac{7,164 \cdot 3,853^2}{8} = 13,29 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила

$$V_n = \frac{q_n \cdot l_0}{2} = \frac{7,164 \cdot 3,853}{2} = 13,80 \text{ кН}$$

Зусилля від експлуатаційного нормативного навантаження:

Момент згину

$$M_{nl} = \frac{q_{nl} \cdot l_0^2}{8} = \frac{5,061 \cdot 3,853^2}{8} = 9,39 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила

$$V_{nl} = \frac{q_{nl} \cdot l_0}{2} = \frac{5,061 \cdot 3,853}{2} = 9,75 \text{ кН}$$

Зусилля від короткочасного нормативного навантаження:

Момент згину

$$M_{nsh} = \frac{q_{nsh} \cdot l_0^2}{8} = \frac{2,102 \cdot 3,853^2}{8} = 3,90 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила

$$V_{nsh} = \frac{q_{nsh} \cdot l_0}{2} = \frac{2,102 \cdot 3,853}{2} = 4,05 \text{ кН}$$

Розрахунок міцності перерізів нормальних до поздовжньої осі елемента.

За розрахунковий переріз маршу приймають тавровий переріз висотою $h = 18,7$ см, шириною ребра $b_w = 20$ см, шириною полки $b_{eff} = 120$ см, товщиною полки $h_f = 3$ см.

Площа перерізу поздовжньої арматури визначаємо за методикою ДБН В.2.6-98:2009:

При товщині захисного шару бетону $a = 2$ см, робоча висота перерізу $d = 18,7 - 2 = 16,7$ см

Визначаємо величину можливого згинального моменту для випадку повністю стиснутої полиці:

$$\begin{aligned} M_f &= f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f) = 0,765 \cdot 120 \cdot 3 \cdot (16,7 - 0,5 \cdot 3) \\ &= 4186 \text{ кН} \cdot \text{см} > M = 1501 \text{ кН} \cdot \text{см} \end{aligned}$$

Нейтральна вісь знаходиться в межах полиці ($x \leq h_f$), а переріз розглядається як прямокутний розмірами $b_{eff} \times h$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони відповідає пружній деформації арматури ε_{so} :

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_{so}} = \frac{3,33}{3,33 + 2,29} = 0,59$$

По таблиці приймаємо $\alpha_R = 0,361$

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{1501}{0,765 \cdot 120 \cdot 16,7^2} = 0,058 < \alpha_R = 0,361$$

Достатньо одинарного армування.

За таблицею визначаємо $\zeta = 0,97$

Необхідна кількість арматури:

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{1501}{0,97 \cdot 41,5 \cdot 16,7} = 2,23 \text{ см}^2$$

Приймаємо $2\emptyset 12$ А400С з $A_s = 2,26 \text{ см}^2$

Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі елемента.

Максимальна поперечна сила $V = 15,58$ кН

Розрахункова поперечна сила на відстані від грані опори $0,5h = 9,35$ см,
 $V_{Ed} = 14,82$ кН

З конструктивних вимог, а саме з умови мінімального поперечного армування $\rho_{w \min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{15}}{240} = 0,0013$ приймаємо поперечну арматуру $2\emptyset 6$ А240С ($A_{sw} = 0,57$ см²), крок хомутів $s \leq 0,75d = 0,75 \cdot 16,7 = 12,52$ см. Приймаємо $s = 10$ см

Несуча здатність бетону

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} K^3 \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}] b_w \cdot d$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,1385;$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{2,26}{20 \cdot 16,7} = 0,0068$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{16,7}} = 4,46 > 2 \text{ Приймаємо } K = 2$$

$$V_{Rd,c} = [0,1385 \cdot 2 \cdot \sqrt{100 \cdot 0,0068 \cdot 15}] \cdot 200 \cdot 167 = 20031 \text{ Н} = 20,03 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,c} = V_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,035\sqrt{f_{ck} \cdot K^3} \cdot b_w d = (0,035 \cdot \sqrt{15 \cdot 2^3} \cdot 200 \cdot 167) = 12806 \text{ Н} \\ = 12,81 \text{ кН}$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 20,03$ кН

Несуча здатність поперечної арматури

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg } \theta$$

$$\text{де } z = 0,9d = 0,9 \cdot 16,7 = 15,03 \text{ см}$$

$$f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$$

$$\frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d} = \frac{14820}{200 \cdot 167} = 0,44$$

За графіком визначаємо $\text{ctg } \theta = 3,36$ $\text{tg } \theta = 0,30$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,57}{10} \cdot 15,03 \cdot 17 \cdot 3,36 = 48,94 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{tg} \theta} = \frac{1 \cdot 20 \cdot 15,03 \cdot 0,6 \cdot 0,765}{3,36 + 0,30} = 37,72 \text{ кН}$$

Приймаємо $V_{Rd,s} = 37,72 \text{ кН}$

Сумарна несуча здатність:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 20,03 + 37,72 = 57,75 \text{ кН} > V_{Ed} = 14,82 \text{ кН}$$

Коефіцієнт поперечного армування

$$\rho = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} = \frac{0,57}{20 \cdot 16,7} = 0,0017 > \rho_{min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{15}}{240} = 0,0013$$

Розрахунок по деформаціям.

Фактичне напруження в арматурі:

$$\sigma_s = \frac{f_{yd} \cdot [A_s]}{A_s} = \frac{225 \cdot 2,23}{2,26} = 222,3 \text{ МПа}$$

Деформації арматури:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{222,3}{210000} = 0,00106$$

Деформації бетону:

$$\text{при } x = d\xi = 16,7 \cdot 0,075 = 1,25 \text{ см}$$

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_s \cdot x}{d - x} = \frac{0,00106 \cdot 1,25}{16,7 - 1,25} = 0,0000858$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \frac{\varepsilon_{c(1)} \cdot (h - x)}{x} = \frac{0,0000858 \cdot (18,7 - 1,25)}{1,25} = 0,001196$$

Кривизна

$$1/r = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h} = \frac{0,0000858 + 0,001196}{18,7} = 6,85 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогин елемента

$$f = k_m l_0^2 \cdot 1/r = \frac{5}{48} \cdot 385,3^2 \cdot 6,85 \cdot 10^{-5} = 1,06 \text{ см}$$

Відносний прогин:

$$\frac{f}{l} = \frac{1,06}{385,3} = \frac{1}{363} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}$$

2.3. Конструктивний розрахунок сходової площадки

Сходовою площадкою прийнята ребристої конструкції відповідно серії 1,252,1-4. Площадка виготовлена з важкого бетону класу по міцності на стиск С12/15 ($f_{cd} = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65$ МПа). Початковий модуль пружності бетону, який підданий тепловій обробці $E_{cm} = 23000$ МПа. Для армування сталь класу А400 ($f_{yd} = 365$ МПа, $E_s = 210000$ МПа) та класу А240с $\varnothing 5,5$ и $\varnothing 6$ мм ($f_{yd} = 225$ МПа, $f_{ywd} = 170$ МПа, $E_s = 210000$ МПа).

Таблиця 6. Збір навантаження.

Вид навантаження	Навантаження		Коефіцієнт
	Нормативне	Розрахункове	
Постійне:			
Власна вага плити	2250	2475	1,1
Короткочасне	2000	2400	1,2
Всього	4250	4875	-

Сполучення плити з ребрами жорстке. Але враховуючі можливість повернення ребер (поздовжніх), защемлення плити незначне, тому її можливо розглядати як вільно оперту.

Тоді момент згину

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4875 \cdot 1,25^2}{8} = 952 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При товщині захисного шару $a = 1,5$ см, робоча висота перерізу

$$d = 7 - 1,5 = 5,5 \text{ см}$$

При відсутності попередньо напруженої арматури в стиснутій зоні площу арматури визначаємо наступним чином.

Визначається значення

Для прольотної частини вздовж цифрової осі

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{95200}{7,65 \cdot 100 \cdot 5,5^2 \cdot 100} = 0,4114$$

По таблиці визначаємо

$$\zeta = 0,7102$$

Визначаємо необхідну площу арматури

$$A_s = \frac{M}{\zeta f_{yd} d} = \frac{95200}{0,7102 \cdot 36,5 \cdot 22} = 6,67 \text{ см}^2$$

Приймаємо зварну сітку 2С $\frac{12 \text{ A400-150}}{12 \text{ A400-150}}$

Розрахунок лобового ребра.

Розрахунковий проліт ребра, вільно опертого на стіну

$$l_0 = 2,72 \text{ м}$$

В роботі ребра плита враховується як полка, яка розташована в стиснутій зоні.

Тоді розрахунковий переріз ребра має такі розміри: переріз висотою $h = 33 \text{ см}$, шириною $b = 9,5 \text{ см}$, ширина полки $b_{eff} = 15 \text{ см}$ товщина полки $b_w = 7 \text{ см}$, за розрахункову ширину верхньої стиснутої полки приймають менше з двох значень:

$$b_{eff} = 0,5 \cdot 88,5 + 11 = 55,25 \text{ см} \text{ або } b_{eff} = \frac{1}{6} \cdot 272 + 11 = 60 \text{ см, таким}$$

чином приймаємо $b_{eff} = 55,25 \text{ см}$

Таблиця 7. Підраховуємо навантаження.

Вид навантаження	Навантаження		Коефіцієнт
	Нормативне	Розрахункове	
Постійне:			
Власна вага ребра	898	988	,11
- маршу	9028	9931	1,1
Тимчасова на маршах	7500	9000	1,2
Всього	17426	19919	-
Вага плити	996	1095	1,1
Тимчасове навантаження на площадці	2200	2640	1,2
Всього	3196	3735	-

Довготривала частина нормативного навантаження $g_{nl} = 898 + 9028 + 996 = 10922 \text{ Н/м} = 10,9222 \text{ кН/м}$

Зусилля від повного розрахункового навантаження:

Момент згину

$$M = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{2} - \frac{q_2 \cdot a^2}{6} = \frac{(19,916 + 3,735) \cdot 2,95^2}{2} - \frac{3,735 \cdot 0,55^2}{6} = 25,37 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила від розрахункового навантаження

$$Q = \frac{q_1 \cdot l}{2} + \frac{q_2 \cdot (a + b)}{2} = \frac{19,916 \cdot 2,95}{2} + \frac{3,735 \cdot (0,55 + 1,85)}{2} = 33,74 \text{ кН}$$

Зусилля від нормативного навантаження:

Повного: момент згину

$$M_n = \frac{(q_{n1} + q_{n2}) \cdot l^2}{2} - \frac{q_{n2} \cdot a^2}{6} = \frac{(19,426 + 3,196) \cdot 2,95^2}{2} - \frac{3,196 \cdot 0,55^2}{6} = 22,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила

$$Q_n = \frac{q_{n1} \cdot l}{2} + \frac{q_{n2} \cdot (a + b)}{2} = \frac{19,426 \cdot 2,95}{2} + \frac{3,196 \cdot (0,55 + 1,85)}{2} = 29,44 \text{ кН}$$

Довготривалого момент згину

$$M_{nl} = \frac{(q_{nl1} + q_{nl2}) \cdot l^2}{2} - \frac{q_{nl2} \cdot a^2}{6} = \frac{(9,926 + 0,996) \cdot 2,95^2}{2} - \frac{0,996 \cdot 0,55^2}{6} = 11,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила

$$Q_{nl} = \frac{q_{nl1} \cdot l}{2} + \frac{q_{nl2} \cdot (a + b)}{2} = \frac{9,926 \cdot 2,95}{2} + \frac{0,996 \cdot (0,55 + 1,85)}{2} = 15,78 \text{ кН}$$

Короткочасного момент згину

$$M_{nsh} = \frac{(7,5 + 2,2) \cdot 2,95^2}{2} - \frac{2,2 \cdot 0,55^2}{6} = 10,37 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила

$$Q_{nsh} = \frac{7,5 \cdot 2,95}{2} + \frac{2,2 \cdot (0,55 + 1,85)}{2} = 13,65 \text{ кН}$$

Розрахунок міцності перерізів нормальних до поздовжньої осі елемента.

При захисному шарі $a = 3$ см, робоча висота перерізу $d = 33 - 3 = 30$ см.

$$M_f = f_{cd} b_{eff} h_f (d - 0,5 h_f) = 0,765 \cdot 55 \cdot 7 \cdot (30 - 0,5 \cdot 7) = 7805 \text{ кН} \cdot \text{см} \\ = 78,05 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 25,37 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тобто нейтральна вісь проходить в полиці

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{2537}{0,765 \cdot 55 \cdot 30^2} = 0,0670$$

Із додатку 1 $\zeta = 0,9651$

Необхідна кількість арматури:

$$A_p = \frac{M}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{2537}{0,9651 \cdot 36,5 \cdot 30} = 2,4 \text{ см}^2$$

за сортаментом приймаємо 2Ø14 А600С ДСТУ 3760-98 з $A_s = 3,08 \text{ см}^2$

Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі елемента.

Максимальна поперечна сила $V = 33,74 \text{ кН}$

Розрахункова поперечна сила на відстані від грані опори $0,5h = 16,5 \text{ см}$,

$$V_{Ed} = 29,97 \text{ кН}$$

З конструктивних вимог, а саме з умови мінімального поперечного

армування $\rho_w \min = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{15}}{240} = 0,0013$ приймаємо поперечну арматуру

2Ø6 А240С ($A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$), крок хомутів $s \leq 0,75d = 0,75 \cdot 30 = 22,5 \text{ см}$.

Приймаємо $s = 20 \text{ см}$

Несуча здатність бетону

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} K^3 \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}] b_w \cdot d$$

$$\text{Де } C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,1385;$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{3,08}{9,5 \cdot 30} = 0,0108$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{30}} = 2,58 > 2 \text{ Приймаємо } K = 2$$

$$V_{Rd,c} = [0,1385 \cdot 2 \cdot \sqrt{100 \cdot 0,0108 \cdot 15}] \cdot 95 \cdot 300 = 19975 \text{ Н} = 19,98 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,c} = V_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \sqrt{f_{ck} \cdot K^3} \cdot b_w d = (0,035 \cdot \sqrt{15 \cdot 2^3} \cdot 95 \cdot 300) \\ = 10927 \text{ Н} = 10,93 \text{ кН}$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 19,98 \text{ кН}$

Несуча здатність поперечної арматури

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg } \theta$$

де $z = 0,9d = 0,9 \cdot 30 = 27$ см

$$f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$$

$$\frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d} = \frac{29970}{95 \cdot 300} = 1,05$$

За графіком визначаємо $\text{ctg } \theta = 3,0$ $\text{tg } \theta = 0,33$

$$V_{Rd,s} = \frac{0,57}{20} \cdot 27 \cdot 17 \cdot 3,0 = 39,24 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\text{ctg } \theta + \text{tg } \theta} = \frac{1 \cdot 9,5 \cdot 27 \cdot 0,6 \cdot 0,765}{3,0 + 0,33} = 35,36 \text{ кН}$$

Приймаємо $V_{Rd,s} = 35,36$ кН

Сумарна несуча здатність:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 19,98 + 35,36 = 55,34 \text{ кН} > V_{Ed} = 29,97 \text{ кН}$$

Коефіцієнт поперечного армування

$$\rho = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} = \frac{0,57}{9,5 \cdot 30} = 0,002 > \rho_{min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{15}}{240} = 0,0013$$

Розрахунок за деформаціями.

Фактичне напруження в арматурі:

$$\sigma_s = \frac{f_{yd} \cdot [A_s]}{A_s} = \frac{225 \cdot 2,4}{3,08} = 175,3 \text{ МПа}$$

Деформації арматури:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{175,3}{210000} = 0,00084$$

Деформації бетону:

при $x = d\xi = 30 \cdot 0,0871 = 2,61$ см

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_s \cdot x}{d - x} = \frac{0,00084 \cdot 2,61}{30 - 2,61} = 0,00008$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \frac{\varepsilon_{c(1)} \cdot (h - x)}{x} = \frac{0,00008 \cdot (33 - 2,61)}{2,61} = 0,00093$$

Кривизна

$$1/r = \frac{(\varepsilon_{c(1)} + \varepsilon_{c(2)})}{h} = \frac{0,00008 + 0,00093}{33} = 2,82 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогин елемента

$$f = k_m l_0^2 \cdot 1/r = \frac{5}{48} \cdot 282^2 \cdot 2,82 \cdot 10^{-5} = 0,23 \text{ см}$$

Відносний прогин:

$$\frac{f}{l} = \frac{0,23}{282} = \frac{1}{1226} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}$$

2.4. Розрахунок фундаментів

Обґрунтування вибору збірних залізобетонних фундаментів

Фундаменти житлового будинку запроектовано збірними із залізобетонних блоків та плит.

До переваг таких фундаментів слід віднести їх універсальність, автоматизацію виготовлення, зменшення об'єму монтажних робіт, скорочення строків монтажу порівняно з монолітними, а також застосування порівняно дешевого матеріалу при виготовленні блоків та плит.

Визначення розрахункових навантажень та жорсткісних параметрів фундаментів.

Збір навантажень на фундамент під зовнішню стіну по осі "Д", при ширині вантажної площі 2.4 м

№ п/п	Найменування	Визначення	Норм. навант кН/м	Коеф. надійн	Розрах. навантаж. кН/м
	I.Покрівля				
1.1	3 шари руберойду	0,12·2.7	0.32	1.3	0.42
1.2	Ц.п.стяжка $\delta=20 \text{ мм}$	0,02·18·2.7	0.97	1.3	1.26
1.3	Утеплювач (екструдований пінополістирол $\delta=100 \text{ мм}$)	0,10·0,31·2.7	0.08	1.3	0.10
1.4	Розуклонка піщана $\delta_{cp}=5 \text{ мм}$	0,05·14·2.7	1.89	1.3	2.46

1.5	Пароізоляція 1 шар руберойду	0,04·2.7	0.11	1.3	0.14
1.6	Багатопустотна плита перекриття	3·2.7	8.1	1.1	8.91
1.7	Парапет	0,38·0,5·1,8	0.34	1.1	0.37
1.8	Снігове навантаження	1,69·2.7	4.56	1.14	5.20
	Всього:		16.37		18.86
	II. Типовий поверх				
2.1	Покриття підлоги з лінолеуму	0,08·2.7	0.22	1.3	0.29
2.2	Ц.п.стяжка $\delta=20$ мм	0,02·18·2.7	0.97	1.3	1.26
2.3	Звукоізоляція (екструдований пінополістирол $\delta=50$ мм)	0,05·0,31·2.7	0.04	1.3	0.05
2.4	Багатопустотна плита перекриття	3·2.7	8.1	1.3	10.53
2.5	Перегородки	3·0,12·1,8	0.65	1.1	0.72
2.6	Стіна	0,64·18·2.8	31.1	1.1	34.21
2.7	Корисне тимчасове навантаження	1.5·2.7	4.05	1.3	5.27
	Всього:		45.13		52.32
	Навантаження від 5 поверхів		225.65		261.60
	IV. Підвал				
4.1	Стіна	0,6·25·2,8	42	1.1	46.2
	Всього:		42		46.20
	Всього навантаження на 1м фундаменту:		284.02		326.66

Збір навантажень на фундамент під внутрішню стіну по осі "6", при ширині вантажної площі 4.2 м

№ п/п	Найменування	Визначення	Норм. навант кН/м	Коеф. надійн	Розрах. навантаж. кН/м
	I.Покрівля				
1.1	3 шари руберойду	0,12·5.4	0.65	1.3	0.85
1.2	Ц.п.стяжка $\delta=20$ мм	0,02·18·5.4	1.94	1.3	2.52
1.3	Утеплювач (екструдований пінополістирол $\delta=100$ мм)	0,10·0,31·5.4	0.17	1.3	0.22
1.4	Розуклонка піщана $\delta_{cp}=5$ мм	0,05·14·5.4	3.78	1.3	4.91
1.5	Пароізоляція 1 шар руберойду	0,04·5.4	0.22	1.3	0.29
1.6	Багатопустотна плита перекриття	3·5.4	16.2	1.1	17.82

1.8	Снігове навантаження	1,69·5.4	9.13	1.14	10.41
	Всього:		32.09		37.02
	II. Типовий поверх				
2.1	Покриття підлоги з лінолеуму	0,08·5.4	0.43	1.3	0.56
2.2	Ц.п.стяжка $\delta=20$ мм	0,02·18·5.4	1.94	1.3	2.52
2.3	Звукоізоляція (екструдований пінополістирол $\delta=50$ мм)	0,05·0,31·5.4	0.08	1.3	0.10
2.4	Багатопустотна плита перекриття	3·5.4	16.2	1.3	21.06
2.5	Перегородки	3·0,12·1,8	0.65	1.1	0.72
2.6	Стіна	0,38·18·2.8	18.47	1.1	20.32
2.7	Корисне тимчасове навантаження	1.5·5.4	8.1	1.3	10.53
	Всього:		45.87		55.81
	Навантаження від 5 поверхів		229.35		279.05
	IV. Підвал				
4.1	Стіна	0,4·25·2,8	28	1.1	30.8
	Всього:		28		30.8
	Всього навантаження на 1м фундаменту:		289.44		346.87

Конструктивний розрахунок фундаментів

Розрахунок фундаменту під зовнішню стіну

З конструктивних міркувань приймаємо ширину підшви фундаменту $b = 1,6$ м. Тоді розрахунковий опір основи визначаємо за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}],$$

де γ_{c1} и γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, приймаємо за табл. 3 [1];

k – коефіцієнт, що приймається рівним: $k = 1,1$ якщо міцності характеристики ґрунту (φ и c) прийнято за табл. 1-3 рекомендуємого додатку 1;

M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти, що приймаються за табл. 4 [1];

k_z - коефіцієнти, що приймаються:

при $b < 10$ м - $k_z = 1$;

b - ширина підшви фундаменту, м;

γ_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче подошви фундаменту;

γ'_{II} - те ж, що залякають вище подошви;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа;

d_1 – глибина закладення фундаменту від рівня планування, м;

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} [1,44 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 19,4 + 6,76 \cdot 2,72 \cdot 18,3 + 8,8 \cdot 3] = 358,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Знайдемо середній тиск під подошвою фундаменту.

$$\text{Вага фундаменту: } G = 1,4 \cdot 2,75 \cdot 20 \cdot 1 = 77 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P = \frac{326,66 + 77}{1,6 \cdot 1} = 264 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

$$\text{Отже, } P = 264 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < R = 358,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знайдемо осадку для стрічкового фундаменту:

$$S = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \frac{(P - \gamma'_{II} d) b}{E_{\text{ср.зв.}}},$$

де P – середній тиск під подошвою фундаменту;

$E_{\text{ср.зв.}}$ – середньозважене значення модуля загальної деформації в межах стисненої товщі, $H = kb$, а саме:

$$E_{\text{ср.зв.}} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \square_i z_i}{0,5 H_c^2}$$

$$H_c = 5,5 \cdot 1,6 = 7,7 \text{ м},$$

$$E_{\text{ср.зв.}} = \frac{28000 \cdot 1,05 \cdot 7,175 + 27000 \cdot 3,45 \cdot 4,925 + 27000 \cdot 3,2 \cdot 1,6}{0,5 \cdot 7,7^2}$$

$$= 27254 \text{ кН/м}^2$$

$$S = 1,44 \cdot 1 \cdot \frac{(264 - 18,3 \cdot 1,7) 1,6}{27254} = 0,011 \text{ м} = 1,1 \text{ см} < 10 \text{ см}$$

Розрахунок фундаменту під внутрішню стіну

З конструктивних міркувань приймаємо ширину підшви фундаменту $b = 1,4$ м. Тоді розрахунковий опір піска дрібного визначаємо за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}],$$

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} [1,44 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 19,4 + 6,76 \cdot 2,72 \cdot 19 + 8,8 \cdot 3] = 329,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Знайдемо середній тиск під подошвою фундаменту.

$$\text{Вага фундаменту: } G = 1 \cdot 1,55 \cdot 20 \cdot 1 + 3,6 = 34,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P = \frac{346,87 + 36,4}{1,4 \cdot 1} = 251 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

$$\text{Отже, } P = 251 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} < R = 329,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знайдемо осадку для стрічкового фундаменту:

$$S = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \frac{(P - \gamma'_{II} d) b}{E_{\text{ср.зв.}}},$$

де P – середній тиск під подошвою фундаменту;

$E_{\text{ср.зв.}}$ – середньозважене значення модуля загальної деформації в межах стисненої товщі, $H = kb$, а саме:

$$E_{\text{ср.зв.}} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \square_i z_i}{0,5 H_c^2}$$

$$H_c = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ м,}$$

$$E_{\text{ср.зв.}} = \frac{28000 \cdot 3,35 \cdot 3,825 + 27000 \cdot 2,15 \cdot 1,075}{0,5 \cdot 5,5^2} = 27847 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$S = 1,44 \cdot 1 \cdot \frac{(251 - 19 \cdot 1,55) 1}{27847} = 0,008 \text{ м} = 0,8 \text{ см} < 10 \text{ см}$$

Відносна деформація при відстані між осями фундаментів зовнішніх та внутрішніх стін $L = 6,0$ м.

$$\frac{S^3 - S^{6H}}{L} = \frac{1,1 - 0,8}{600} = 0,0005 < 0,002$$

Порівняння отриманих абсолютних величин осадок і відносної деформації з граничними деформаціями показують, що умови розрахунку основ по деформаціях виконані.

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

3.1. Умови будівельного виробництва

Будівельний майданчик, відведений під забудову п'ятиповерхового жилого будинку розташований в м.Суми.

Рельєф майданчику має спокійний характер. За кліматичними умовами район будівництва належить до першого поясу.

Існуюча інфраструктура земельної ділянки в межах будівельного майданчику дає можливість використовувати джерело електроенергії, води та каналізацію.

Розміщення робочих кадрів на період будівництва передбачається в тимчасових будівлях.

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста. Підвіз ґрунту на будмайданчик проводиться з відстані 10км, піску - 12км. Відстань до найближчої залізничної станції 11 км, доставки залізобетонних конструкцій та бітуму – 8 км.

При будівництві враховані будівельні та технологічні вимоги. Вертикальне планування створює сприятливі умови для безпечного під'їзду та підходу до будівлі, а також безперешкодного відводу поверхневих вод. Відвід поверхневої та талої води з ділянки будівництва прийнятий поверхневий, розсерджений за рахунок запроєктованих поздовжніх та поперечних уклонів доріг, майданчиків та газонів.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів з розробкою технологічних карт

Область застосування

Технологічна карта розроблена на виконання комплексних робіт. Будівництво об'єкту виконує підрядна організація. Подачу води, електроенергії і зв'язку забезпечується від існуючих мереж. Збірні залізобетонні конструкції доставляються з підприємств.

Решта будівельного матеріалу доставляється автотранспортом з баз УПТК в контейнерах і пакетах.

Технологічною картою передбачається виконання комплексу покрівельних робіт:

- влаштування пароізоляції;
- влаштування утеплювача;
- виконання цементної стяжки;
- влаштування водоізоляційної ковдри;

Основними механізмами при виконанні покрівельних робіт є:

- кран, встановлюваний на покрівлі;
- штукатурна станція “Салют-2”;
- Рухома установка ПКУ-35.

Бригада покрівельників у складі 10 чоловік працює в одну зміну.

Визначення обсягів і трудомісткості робіт.

Об’єми робіт по влаштуванню покрівельних робіт визначаються через кошторис. Трудомісткість підраховується по ЕНиР з урахуванням всіх супутніх і основних робіт в калькуляції трудових затрат.

Таблиця 8. ТЕП

№ п/п	Найменування	Одиниця виміру	За нормою	За картою
1	Об’єм за технологічною картою	м ²	430	430
2	Трудомісткість всього об’єму робіт	чол-днів	40,65	37,8
3	Питома трудомісткість	чол-днів/м ²	0,095	0,088
4	Виробітка на 1 робочого за зміну	м ² /зміну	10,58	11,38
5	Продуктивність праці	%	100	108

Організація будівельного процесу

До початку виконання покрівельних робіт необхідно виконати ряд робіт:

- закінчити будівельні роботи по зведенню коробки будівлі;

- здати по акту готовність основи до виконання покрівлі;
- забезпечити об'єкт всіма необхідними механізмами;
- забезпечити об'єкт електроенергією і під'їзними дорогами;
- забезпечити об'єкт необхідними матеріалами;

Методи і послідовність виконання робіт

Будівлю умовно розбивають на 2 захватки. Роботи виконує бригада у кількості 10 чоловік в одну зміну. Бригада забезпечується необхідним нормокомплектом інструментів, механізмами.

Для організації подачі матеріалів на покриття встановлюють на покрівлі кран МРМЗ-1

Цементний розчин для стяжки подається по шлангам з штукатурної станції "Салют-2"

Бітумна мастика транспортується по шлангам установки ПК4-45. Для переміщення матеріалів по покрівлі використовується моторолер.

Застосування перерахованих механізмів, інструментів і виконання рекомендацій технологічної карти дозволяє збільшити натуральну виробітку на покрівельника 2-3%.

Технологія будівельного процесу

До початку робіт по влаштуванню покрівлі необхідно виконати :

- всі будівельні роботи на даху;
- встановити водостічні лійки;
- вирівняти розчином основу покриття;
- очистити основу покрівлі від пилу і сміття, просушити його.

Пароізоляція виконується з одного шару руберойду на бітумній мастиці. Бітумно-кукерсольну мастику на об'єкт доставляють в автогудрокаторах.

Подачу мастики виконують на броньованому шлангу установкою для подачі і транспортування її ПК4-45.

Подачу руберойду і супутніх матеріалів виконують встановленим на покрівлі краном. Влаштування пароізоляції виконує ланка покрівельників у складі 3 чоловік. Один робітник 4 розряду , один 3 і один 2 розряду.

Роботи по наклейці рулонної пароізоляції виконують в такій послідовності:

робітник 4 розряду за допомогою форсунки наносить шар мастики на поверхню покриття, робітник 3 розряду розкатує рулон руберойду і катком приказує його до шару мастики. Робітник 2 розряду утримує шланг , по котрому подається мастика від перегинів і допомагає робітнику 4 розряду наносити мастику на поверхню основи.

Збільшення виробітки досягається за рахунок транспортування і механізованого нанесення мастики з допомогою установки ПК4-45М, раціональних методів і прийомів праці.

Влаштування теплоізоляції виконується з мінераловатних плит товщиною 200мм.

Подачу матеріалів виконують краном в контейнерах.

Поверхня розбивається на ділянки. Ділянку розбивають на смуги, шириною 3,0м, по межах яких за допомогою нівеліру встановлюють маяки. Між маяками укладаються маячні смуги з газосилікатних плит. Після укладки мінераловатних плит шви між ними заповнюють крихтою з газосилікату і ущільнюють до рівня укладених плит катком. Зазор між рейкою-шаблоном не повинен перевищувати 1см на довжину шаблону . Доставка матеріалів від приймальні площадки до місця укладки виконується моторолером.

Роботи по укладці утеплювача виконує ланка з 5 робітників – одного 4 розряду, двох 3 розряду і двох 2 розряду. Покрівельники 4 і 2 розрядів укладають плити на поверхню. Покрівельник 4 розряду контролює правильність укладки рейкою-шаблоном. Покрівельник 3 розряду заповнює пустоти між плитами і виконує укладку катком. Моторист моторолера виконує доставку матеріалів. Збільшення виробітки досягається за рахунок раціональних прийомів і методів праці, використання інструмента, інвентарю і пристосувань.

Для виконання цементної стяжки цементно-піщаний розчин доставляють на об'єкт автосамоскиди розвантажують в бункер штукатурної станції. Розчин з

штукатурної станції “Салют-2” по шлангам подають на покриття, де його укладають смугами 3,0м по маячним рейкам. Рейки укладають по виведеним нівеліром відміткам і закріплюють розчином. Смуги шириною 3,0м заповнюють розчином через одну, суміжні смуги заповнюють після тужавіння розчину на раніше укладених смугах.

Місця переходу від горизонтальних поверхонь до вертикальних виконувати викруткою з цементно-піщаного розчину радіусом 100мм.

Роботи по влаштуванню цементної стяжки виконує ланка покрівельників у складі 4 чоловік: одного 4 розряду, одного 2 розряду і двох 3 розряду. Покрівельник 4 розряду за допомогою шлангу наносить на поверхню цементно-піщану суміш. Покрівельники 2 і 3 розрядів по маячним рейкам правилом розрівнюють укладений шар розчину. Покрівельник 2 розряду допомагає покрівельнику 4 розряду керувати шлангами. Керує штукатурною станцією машиніст 4 розряду.

Наклейка рулонної ковдри на цементну стяжку виконується по просушеній поверхні. Просушена поверхня стяжки виконується з 4 шарів руберойду. Перший шар по цементній стяжці укладається зі звичайного руберойду, наступні шари з наплавляє мого руберойду. Влаштування гідроізоляційної ковдри починають з понижених місць і обклеювання водостічних лійок. На поверхню основи під кровлю одночасно розкатують 7-10 рулонів. приміряють один рулон до другого і забезпечують накидання не менше 70мм по ширині. Потім приклеюють кінці всіх рулонів з одного боку і полотнища руберойду знов закатують в рулони.

Для розплавлення покривного мастичного шару рулону і підігріву основи при наклеюванні застосовують установку ТУР-72М, що працює на дизельному пальному.

Розкатують і прикатують наклеюваний рулон за допомогою катка-розкатчика. Коли покривний шар розігріється до в'язко-текучого стану, синхронним переміщенням установки і катка-розкатчика рулон розкатується і приклеюється до раніш нанесеного шару.

Роботи по влаштуванню гідроізоляційної ковдри виконує ланка покрівельників у складі 5 чоловік. Покрівельник 5 розряду установкою ТУР-72м за допомогою горілки, що розплавляє бітумний шар на полотнищі руберойду. Два покрівельника розкатують полотнища і прикатують катком. Завершальною операцією по влаштуванню покрівлі є влаштування захисного шару. Захисний шар виконується з гравію мілкої фракції, втопленого в бітумну мастику.

Чисельно-кваліфікаційний склад бригади.

Для розрахунку складу бригади необхідно трудомісткість розподілити по розрядам.

Таблиця 9. Розподіл трудомісткості по розрядам

№ п/п	Види робіт	Загальна трудомісткість чол./год	Розряди			
			2	3	4	5
1.	Влаштування пароізоляції з очисткою основи від сміття	78,15	39,07	39,07		
2	влаштування утеплювача	18,27	91,35	91,35		
3	влаштування цементної стяжки з бортиками	88,46	29,46	29,48	29,48	
4	влаштування рулонного покриття	292,4	97,48	97,48	97,48	
5	Навантажувально-завантажувальні роботи	102,11	51,05	51,05		
всього:		744,76	308,43	308,43	126,96	

Приступаємо до розрахунку складу бригади.

Таблиця 10. Розрахунок чисельно-кваліфікаційного складу бригади

Фах	розряд	затрати праці		затрати праці з виконанням норм на 102%	кількість чоловік	
		чол./год	чол./дн		розрахункове	прийняте
Покрівельник	5					1
	4	126,96	15,87	15,83	2	1
	3	283,0	35,37	34,68	3	3
	2	283,0	35,37	34,68	3	3
машиніст	3	25,51	3,2	3,12	1	1

такелажник	2	25,51	3,2	3,12	1	1
------------	---	-------	-----	------	---	---

Таблиця 11. Визначення середніх розрядів роботи і робітників

розряд	середні розряди			
	роботи		робітників	
	розрахункова кількість робітників	добуток розряду на кількість робітників	прийнята кількість робітників	добуток розрядів на кількість робітників
5			1	5
4	2	8	1	4
3	4	12	4	12
2	4	8	4	8

Таким чином середній розряд роботи складає $28/10=2,8$, а середній розряд робітників $29/10=2,9$. Тобто склад бригади визначено вірно.

Обґрунтування	Найменування робіт	Одиниця виміру	Склад бригади	Обсяг робіт	Норма часу на одиницю виміру чол.- год	Витрати праці на загальний обсяг робіт, чол.- дн. (маш.- зм)	Розділка на одиницю виміру,	Вартість витрат праці на загальний обсяг робіт,
Енир § 7-4.П.2	Очищення основи від сміття механізованим способом	100 м ²	Покрівельники 3р-1; 2р-1	8,245	0,41	0,42	7,24	59,70
ЕНиР § 7-4, п.3	Сушіння основи	100 м ²	Покрівельники 4р-1	8,245	8,6	8,86	179,57	1480,54
ЕНиР § 7-13, п.2	Устрій обмазувальної парозіляції	100 м ²	Ізоловальники 3р-1; 2р-1	8,245	3,9	4,02	68,87	567,87
ЕНиР § 7-14, п.13	Укладання теплоізоляційних плит насухо	100 м ²	Ізоловальники 3р-1; 2р-1	8,245	18	18,55	317,88	2620,92
ЕНиР §,7-15, п.9	Устрій цементної стяжки по утеплювачу з плит	100 м ²	Ізоловальники 4р-1; 3р-1; 2р-1	8,245	6,8	7,01	125,73	1036,66
ЕНиР § 7-4, п.5	Ґрунтування основи	100 м ²	Покрівельники 4р-1	8,245	0,65	0,67	13,57	111,90
ЕНиР §, 7-2, п.2,3	Наклейка чотирьох шарів Аквазола й устрій місць примикань	100 м ²	Покрівельники 4р-1; 3р-1; 2р-1	8,245	20,28	20,9	374,98	3091,69
Енир § 1-8, табл. 2, п. 21 а, б	Підйом матеріалів і обладнання	100 т	Такелажник 2р-2	0,12	16,4	0,25	276,18	33,14
						60,68		9002,42

Вказівки по покращенню якості виконуючих робіт

При виконанні робіт по влаштуванню покрівлі слід керуватись ДСТУ-Н Б В.2.6-214:2016.

Приймання матеріалів виконується на основі сертифікатів відповідності та якості продукції. Контроль якості робіт виконувати по схемам контролю якості. Відповідальність за якість виконуючих робіт покладається на інженерно-технічних робітників (майстер, виконроб). При виконанні робіт обов'язково складати акти на скриті роботи, котрі визначаються переліком в технічній документації.

Допустимі відхилення:

Величина провітів між поверхнею основи і 3-хметровою рейкою в поперек схилу –5мм;

Збільшення власної ваги теплоізоляційного матеріалу від прийнятого в проекті не більш 5%;

Відхилення величини фактичного нахилу від проектного для плоскої покрівлі – 2%;

Мінімальні нахили основи покрівлі біля воронки внутрішніх водостоків – 5%;

Не допускається утворення вм'ятин, повітряних мішків, пробоїн і видимих перегинів в місцях напуску полотнищ, а також відшарування рулонного полотна від основи;

Допускається відхилення при напуску полотнищ один на одного по ширині:

- в нижніх шарах ± 10 мм;
- в верхніх шарах ± 15 мм;
- по довжині в усіх шарах ± 20 мм.

Вказівки з техніки безпеки

При виконанні робіт по влаштуванні покрівлі необхідно керуватись даною технологічною картою та ДБН А.3.2-2-2009 ССБП. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення

Відповідальність за безпечне ведення робіт покладається на майстра або виконроба.

Робітники повинні бути забезпечені спецодягом, спецвзуттям, аптечкою. Робітники повинні бути забезпечені санітарно-побутовими приміщеннями в відповідності с діючими нормами.

Перед початком виконання робіт робітники повинні пройти інструктаж по техніці безпеки.

Допуск робітників до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом або майстром спільно з бригадиром стану основних несучих конструкцій даху і огорожі.

Розміщувати на даху матеріали допустимо лише в місцях передбачених проектом виконання робіт, з прийняттям засобів проти падіння, в тому числі від вітру.

Не допустимо користуватись в роботі бітумною мастикою з температурою вищою за 180°C.

При виконанні робіт с використанням гарячого бітуму декількома робочими ланками, відстань між ними повинна бути не менш 10м.

При приготуванні ґрунтовки, на бітумній мастиці, слід вливати розплавлений бітум в розчинник а не навпаки.

При виконанні цементної стяжки із подачею розчину від штукатурної станції, необхідно забезпечити двобічний зв'язок між оператором і машиністом установки.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. На заміну ДБН В.2.6-31:2006 ; чинний від 2017-05-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2017. 30 с.
2. Блажко В. П. О применении многопустотных плит безопалубочного формования в панельных и каркасных зданиях / В.П. Блажко. // Жилищное строительство. – 2013. – №10. – С. 7–10.
3. ДСТУ ГОСТ 7.1-203. Система стандартів по інформації, бібліотечному і видавничому справу. Бібліографічна запис. Бібліографічне описання.– [Чинний від 2004-07-01]. – М. ИПК Издательство стандартів, 2004. – 166 с
4. ДСТУ 308:2015. Інформація та документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлювання. - [Чинний від 2004-07-01]. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 26 с
5. Лазовский А.Д. Особенности работы многопустотных плит перекрытий безопалубочного формования с платформенными стыками / А.Д. Лазовский // Вестник полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. Строительные конструкции. – 2013. - № 16. – С. 45-50
6. Особенности внедрения железобетонных многопустотных предварительно напряженных плит перекрытий безопалубочного стендового формования / [В. С. Шмуклер, Е. Г. Стоянов, О. М. Пустовойтова та ін.]. // Комунальне господарство міст. – 2014. – №114. – С. 22–31.
7. Азізов Т.Н. Метод стрижневих кінцевих елементів для розрахунку плит. // В зб. "Проблеми теорії і практики будівництва". – Том 1. – Львів: Львівська політехніка., 1997. – С. 3-5.
8. Рабинович Р.И., Богданов А.А., Карповский М.Г. Комбинированные перекрытия с применением стальных профилированных листов для тяжелых нагрузок // Бетон и железобетон. – 1984. – №11. – С. 10-12.

9. ДСТУ Б В.2.6-53:2008. Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови. На заміну ГОСТ 9561-91 ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 36 с.

10. ДСТУ Б В.2.6-66:2008. Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні для житлових і промислових будівель. Технічні умови. На заміну ГОСТ 26434-85, ГОСТ 27215-87 ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 46 с.

11. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). На заміну СНиП III-4-80* ; чинний від 2012-04-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку та буд-ва України, 2013. 116 с.

12. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. На заміну ДБН А.3.1-5:2009 ; чинний від 2017-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, будівництва та житлово-комун. госп-ва України, 2016. 46 с.

13. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. На заміну ДБН Б.2.2-12:2018 ; чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 177 с.

14. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. На заміну СНиП 2.01.07-85 (за винятком розділу 10) ; чинний від 2007-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 75 с.

15. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. На заміну ДБН В.2.1-10-2009 ; чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2018. 36 с.

16. ДБН В.2.5-56:2014. Системи протипожежного захисту. На заміну ДБН В.2.5-56:2010, СНиП 2.04.05-91 (розділи 5 та 22) ; чинний від 2015-07-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2015. 127 с.

17. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. На заміну ДСТУ Б А.2.4-7-95 (ГОСТ 21.501-93) (зі скасуванням в Україні: СТ СЭВ 1633-79, СТ СЭВ 2825-80, СТ СЭВ 2826-80, СТ СЭВ 4937-84) ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 71 с.

18. ДСТУ EN 14351-1:2020. Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). На заміну ДСТУ Б В.2.6-15:2011, ДСТУ Б В.2.6-23:2009 (ГОСТ 23166-99), ДСТУ Б В.2.6-99:2009 ; чинний від 2021-02-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2020. 56 с.

19. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013 : Учебное пособие / Д. А. Городецкий та ін. ; ред. А. Городецкий. Киев-Москва : Электронное издание, 2013. 376 с.

20. ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. На заміну ДБН В.2.2-9-2009 ; чинний від 2019-06-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 43 с.

21. ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. На заміну ДБН В.2.2-15-2005, ДБН В.3.2-2-2009 ; чинний від 2019-12-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2019. 45 с.

22. ДСТУ Б В.2.6-49:2008. Конструкції будинків і споруд. Огорожі сходів, балконів і дахів сталеві. Загальні технічні умови. На заміну ГОСТ 25772-83 ; чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 12 с.

23. ДСТУ Б В.2.7-101-2000. Матеріали рулонні покрівельні та гідроізоляційні. Загальні технічні умови (ГОСТ 30547-97). На заміну ГОСТ 26627-85, ГОСТ 2551-75, ГОСТ 23835-79, ГОСТ 4.203-79 ; чинний від 2000-07-01. Вид. офіц. Київ : Держ. ком. буд-ва, архітектури та житл. політики України, 2000. 23 с.

24. ДБН В.2.6-220:2017. Покриття будівель і споруд. На заміну ДБН В.2.6-14-97 ; чинний від 2018-01-01. Вид. офіц. Київ : М-во регіон. розвитку, буд-ва та житлово-комун. госп-ва України, 2017. 53 с.

25. ДСТУ-Н Б В.2.6-214:2016. Настанова з улаштування та експлуатації дахів будинків, будівель і споруд. На заміну ДБН В.2.6-14-97 у частинах Влаштування (том 2) та Експлуатація (том 3) ; чинний від 2017-04-01. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2017. 45 с.