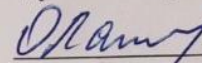


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ  
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА  
ТА РЕКОНСТРУКЦІЇ АЕРОПОРТІВ

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

 О.І. Лапенко

“ 10 ” 06 2022 р.

## ДИПЛОМНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ БАКАЛАВР

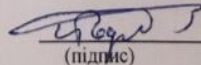
ЗА СПЕЦІАЛЬНІСТЮ 192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»  
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА  
«ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО»

**Тема:** «Житловий будинок в м. Ірпінь Київської області»

**Виконавець:** студент гр. ЦБ-405Б Трофимцев Іван Володимирович  
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

**Керівник:** к.т.н., доцент Агєєва Галина Миколаївна  
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Нормоконтролер:

  
(підпис)

Родченко О.В.

(ПІБ)

Київ 2022

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
Факультет архітектури, будівництва та дизайну  
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів  
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
Освітньо-професійна програма: «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

*О.І. Лапенко*

« 13 » / 04 2022 р.

**ЗАВДАННЯ**  
**на виконання дипломної роботи**

Трофимцев Іван Володимирович  
(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Житловий будинок в м. Ірпінь Київської області»  
затверджена наказом ректора від « 13 » квітня 2022р. № 379/ст.

2. Термін виконання роботи: з 22 травня 2022р. по 20 червня 2022р.

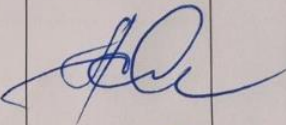
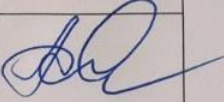
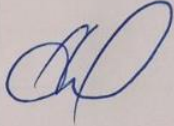
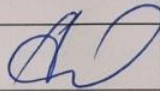
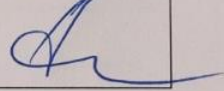
3. Вихідні дані роботи: Запроектувати будинок житловий 5-ти  
поверховий односекційний з цокольним поверхом. Висота цокольного поверху  
3,0 м, висота першого та п'ятого поверхів 3,3 м, висота типового поверху 3,6  
Матеріал головних конструкцій – бетон класу С20/25; С25/30, стрижньова  
арматура класу А240С, А400С, сталь Ст20.

4. Зміст пояснювальної записки:

- Вступ..... \_\_\_\_\_
- 4.1. Архітектурний розділ..... \_\_\_\_\_
- 4.2. Розрахунково-конструктивний розділ..... \_\_\_\_\_
- 4.3. Основи і фундаменти..... \_\_\_\_\_
- 4.4. Технологія будівництва ..... \_\_\_\_\_
- 4.5. Організація будівництва..... \_\_\_\_\_
- 4.6. Охорона праці..... \_\_\_\_\_
- 4.7. Охорона навколишнього середовища..... \_\_\_\_\_
- Список використаної літератури..... \_\_\_\_\_
- 

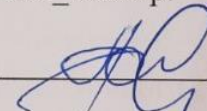
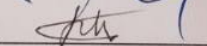
5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.

## 6. Календарний план-графік

№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1.	Розробити об'ємно-планувальні рішення будівлі, конструктивну форму, архітектурно-конструктивні рішення, основні будівельні конструкції.		
2.	Виконати розрахунок монолітної плити перекриття, конструювання монолітної плити перекриття		
3.	Оцінити інженерно-геологічні умови майданчика, визначити глибину закладання фундаментів, ширину підшви стрічкових фундаментів, розмірів підшви стовбчастих фундаментів.		
4.	Розробити технологічну карту на цегляну кладку.		
5.	Розроблення заходів щодо подальшої експлуатації та поточного ремонту будівлі		

7. Дата видачі завдання: «\_23\_» травня\_2022 р.

Керівник дипломної роботи:

Агеева Г.М.

Завдання прийняв до виконання:

Трофимцев І.В.



# ЗМІСТ

ВСТУП.....	
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА.....	
1.1. Генеральний план.....	
1.2. Функціональні процеси.....	
1.3. Об'ємно-планувальні рішення.....	
1.4. Конструктивна частина.....	
1.5. Інженерне обладнання будинку.....	
1.6. Теплотехнічний розрахунок.....	
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	
2.1 Розрахунок залізобетонної монолітної плити перекриття.....	
2.1.1. Статичний розрахунок монолітної плити.....	
2.2. Розрахунок та конструювання підсилення колони.....	
2.2.1. Визначення зусиль в колоні цокольного поверху.....	
2.2.2. Визначення розмірів поперечного перерізу залізобетонної обійми колони.....	
2.3. Розрахунок збірного залізобетонного сходового маршу.....	
РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	
3.1. Розрахунок та конструювання підсилення фундаменту .....	
3.2. Вихідні дані.....	
3.3. Визначення зусиль на фундамент.....	
3.4. Визначення величини розрахункового навантаження, що сприймає фундамент до посилення.....	
3.5. Розрахунок анкерних пристроїв та ростверку.....	
3.6. Розрахунок буронабивної палі.....	
РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА.....	
4.1. Технологія будівельного виробництва.....	
4.2.Зведення надземної частини будівлі.....	
РОЗДІЛ 5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....	

5.1. Умови організації і здійснення будівництва.....	
5.2. Рішення по технологічній послідовності і методам виробництва робіт.....	
5.3. Об'єми будівельно-монтажних робіт і їх трудомісткість.....	
5.4. Нормативна тривалість будівництва об'єкту.....	
5.5. Календарний план виробництва робіт.....	
5.6. Будівельний генеральний план.....	
<b>РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА.....</b>	
6.1. Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів.....	
6.2. Профілактика небезпечних та шкідливих виробничих факторів.....	
6.3. Фактори, що впливають на навколишнє середовище.....	
6.4. Заходи і засоби зниження впливу факторів забруднення на довкілля	
<b>ВИСНОВКИ.....</b>	
<b>СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....</b>	
<b>ДОДАТКИ.....</b>	

## **РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА**

### **1.1. Генплан**

Запроектована будівля знаходиться у м. Ірпінь Київської області. Генплан забудови запроектовано відповідно до нормативних документів. Генеральний план узгоджений із загальним планом забудови і розвитку м. Ірпінь.

До будинку передбачено два під'їзди шириною 3,5 м. Один під'їзд із сторони центрального входу в будинок, а другий під'їзд – до технічного входу. Також передбачені окремі під'їзди до гаражів та стоянки індивідуального автотранспорту. Покриття доріг виконується з асфальтобетонної суміші. Разом з житловим будинком проектується дитячий та спортивний майданчики, автостоянка на 22 машини, зупинка громадського автотранспорту.

На прилеглий до будинку території запроектовано пішохідні доріжки з лавками для відпочинку. Ширина доріжок – від 1,5 до 2,5 м.

Для забезпечення нормальних санітарно–гігієнічних умов рекомендується озеленення: посадка хвойних дерев, кущів групового насадження, площадки з трав'яним покриттям та квіти.

Таблиця 1.1

### Дані для побудови рози вітрів

місяць	с	св	в	юв	ю	юз	з	сз
січень	5	10	27	15	5	12	17	9
липень	10	13	13	7	4	11	23	19

Для відведення атмосферних вод з території передбачаються каналізаційні лотки, які підключені в міську систему очисних споруд.

Прилегла до будинку територія освітлюється в вечірній період ліхтарями.

### 1.2. Функціональні процеси

Будинок житловий 5-ти поверховий односекційний з цокольним поверхом. Висота цокольного поверху 3,0 м, висота першого та п'ятого поверхів 3,3 м, висота типового поверху 3,6 м.

На сходову клітку на 1- 4 поверхах виходить по 4 номери, на 5-му поверсі - 3 номери.

Запроектовано квартири із всіма зручностями, які передбачені сучасними нормами.

Санвузли роздільні та суміщені.

У номерах передбачені балкони та лоджії.

В будівлі запроектований ліфт. Шахта ліфта монолітна залізобетонна.

Вхід для людей з обмеженими фізичними можливостями є передбачений з вулиці по пандусі з максимальним ухилом 6% на перший поверх в ліфтовий хол.

### 1.3. Об'ємно-планувальні рішення

Будинок каркасний запроектовано розмірами в осях 30,60x20,80 м. Планується надбудова двох повноцінних поверхів.

## **1.4 Конструктивна частина**

Колони запроектовані залізобетонні постійного по висоті перерізу трьох типорозмірів:

- 300 x 300 мм
- 400 x 600 мм
- 400 x 800 мм

Для армування колон використано поздовжню арматуру класу А400С та поперечну арматуру класу А240С, бетон класу С25/30.

Найбільш навантажені колони потребують підсилення під час проведення реконструкції.

Перекриття запроектоване як монолітна залізобетонна безбалочна плита товщиною 0,2 м з бетону класу С10/15. Для армування плити перекриття використано поздовжню арматуру класу А400С та поперечну арматуру класу А240С.

Для поділу просторового об'єму приміщень використано цегляні перегородки товщиною 120 мм.

Зовнішні стіни запроектовані самонесучі газобетонні товщиною 300 мм, внутрішні цегляні стіни – 380 мм, монолітні залізобетонні стіни (діафрагми) – товщиною 300 мм. Для армування діафрагм використано поздовжню арматуру класу А400С та поперечну арматуру класу А240С.

Над прорізами запроектовані уніфіковані збірні залізобетонні не несучі перемички з бетону класу С10/15 із звичайним армуванням на цементному розчині М 75 та металеві перемички з прокатного швелера [12]. В місцях примикання перемичок до монолітних залізобетонних колон спирати перемички на металевий кутник  $\perp$  50x4.

## **1.5. Інженерне обладнання**

### **Водопостачання**

Джерелом водопостачання є міська водопровідна мережа діаметром  $D=150$  мм, глибиною закладання  $H=1,8$  м від люка водопровідного колодязя до верху труби.

Гарантований напір у мережі міського водопроводу біля будинку, згідно із завданням, складає 30 м. Цей напір не забезпечує подачу води на верхній поверх житлового будинку без встановлення підвищувального обладнання. Тому для подачі води на верхній поверх в підвальному приміщенні встановлюємо насосну установку Willo CO-2MBI 807/CC. Також проектом передбачено влаштування у підвалі будівлі накопичувальних ємностей з питною водою загальним об'ємом  $W=20 \text{ м}^3$ .

Проектом передбачається влаштування господарсько-питної системи водопроводу.

Внутрішня водопровідна мережа проектується за кільцевою схемою з верхньою розводкою магістралі.

Подача води передбачається одним вводом між осями 6-7. Підведення водопроводу проектується з сталевих водогазопровідних оцинкованих труб діаметром 50мм. На мережі в місці підключення вводу до міського водопроводу будується водопровідний колодязь із збірних залізобетонних елементів, в якому влаштовується засувка.

У місці перетину вводу в залізобетонну стіну підвального приміщення замонолічується сталевий патрубок діаметром 150 мм. Отвір між трубою вводу та патрубком зароблюється пружним матеріалом, виконується антикорозійний захист та гідроізоляція; із зовнішньої та внутрішньої сторони вузол отиньковують цементним розчином.

Для врахування витрати води на вводі влаштовується лічильник та запірна арматура. Лічильник прийнято крильчатий калібром 50 мм. Перед лічильником встановлюється запірний вентиль, а за ним контрольно– спускний і запірний вентиль.

Внутрішня водопровідна мережа запроектована з оцинкованих водогазопровідних труб. Розвідний магістральний трубопровід прокладається під стелею підвального приміщення з нахилом до вводу  $i = 0,002$ . Для розподілення води по поверхах будинку влаштовують 13 стояків. У кожному приміщенні, де влаштовуються стояки, прокладаються підвідні лінії до водорозбірних кранів і



приладів. Знизу на кожному стояку, на кожній підвідній лінії та на підводках унітазних бачків влаштовують запірні вентиля.

В підвальному приміщенні встановлюються баки запасу води загальним об'ємом  $W=100 \text{ м}^3$  для забезпечення роботи спринклерної системи пожежегасіння, що встановлена на стоянці індивідуального автотранспорту.

### **Водовідведення**

Для відведення стічної води з будинку запроектована побутова система водовідведення.

Внутрішня водовідвідна мережа запроектована з чавунних труб. Водовідведення стічних вод відбувається по стояках  $d=50$  і  $100$  мм. Якщо до стояків приєднуються мийки, умивальники та душові піддони то стояк приймається  $d=50$  мм, а якщо відвідні труби приймають стічну воду від унітазів, то в такому випадку –  $d=100$  мм.

Водопровідні випуски приймаються таким самим діаметром, як і діаметри стояків, тобто  $D_{\text{вип}}=100$  мм, з ухилом  $i=0,02$ .

На кожному стояку на висоті 1 м від підлоги через поверх встановлюються ревізії. На відповідних ділянках, на випусках і всюди, де можливе замулення трубопроводів, передбачаються каналізаційні прочистки.

Для прокладання випусків у залізобетонній стіні підвального приміщення залишаються отвори розміром на 100 мм більші за діаметр випуску (на випадок осадки будинку). утворений зазор ущільнюється аналогічно до вузла вводу.

### **Теплопостачання будинку**

Джерелом теплопостачання є тепла мережа від ТЕС, районної котельні.

Теплоносієм є вода з параметрами  $150^{\circ}\text{C} - 70^{\circ}\text{C}$ . Підключення тепла від джерела теплопостачання до будинку, що проектується, виконується тепловими сітками, прокладеними в загальних колекторах, разом з іншими комунікаціями.

На випадок ремонту теплотраси і кращого доступу до каналів перекриття над ними проектується збірним. Трубопроводи подаючих і зворотніх магістралей покриваються тепловою ізоляцією. Подаюча і зворотня магістраль трубопроводу має нахил  $0.002$  мм в сторону до елеваторного вузла. Ввід теплових магістралей виконується в теплопункті будинку.

## Опалення будинку

Будівля опалюватиметься радіаторами конвекторними марки “KORAD”. В якості теплоносія використовується вода  $t_{\text{под}}=95\text{ }^{\circ}\text{C}$  і  $t_{\text{зв}}=70\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Система опалення однотрубна з нижньою розводкою. До теплової мережі система опалення приєднується через елеватор. Елеваторний вузол розміщується в приміщенні теплового пункту.

## Вентиляція будинку

Вентиляція приміщень відбувається організованим припливом зовнішнього повітря з розрахунком не менше як  $16\text{ м}^3/\text{год}$  на одного мешканця. Допускається децентралізований приплив зовнішнього повітря при забезпеченні нормальних параметрів внутрішнього повітря. З приміщень кухні та санвузлів забезпечена примусова однократна витяжка. В вентиляційних каналах встановлюються вентилятори “ВЕНТС 100 МА” які повністю забезпечують вентиляцію приміщень.

### 1.6. Теплотехнічний розрахунок

Вибір типу і товщини шару утеплювача для зовнішніх стін виконуємо згідно ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель», щодо визначення розрахункового опору теплопередачі.

Вихідні дані:

Кліматичні дані для району будівництва.

Розрахункові параметри температури зовнішнього повітря для Києва (табл. 2 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010) наведено у таблиці 1.4.

Таблиця 1.4

Середня температура повітря за місяць											
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
-4,7	-3,6	1,0	9,0	15,2	18,3	19,8	19,0	13,9	8,1	1,9	-2,5

Найбільш холодний місяць року – січень.

Теплотехнічні показники матеріалів стіни (табл. Л.1, ДБН В.2.6-31:2006) наведено у табл. 1.5.

Таблиця 1.5

Матеріал	Щільність матеріалу в сухому	Коефіцієнт теплопровідності
----------	------------------------------	-----------------------------

	стані $\gamma_0$ , кг/м <sup>3</sup>	$\lambda_p$ Вт/(м·К)
		Б
1. Листи гіпсові, облицювальні (суха штукатурка)	800	0,21
2. Газобетонні блоки	500	0,5
3. Плити з мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому	70	0,046
4. Штукатурка фасадна	1400	0,81

Визначення термічного опору огорожувальної конструкції (формула И.1, ДБН В.2.6-31:2006)

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^4 \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_{1p}} + \frac{\delta_2}{\lambda_{2p}} + \frac{\delta_3}{\lambda_{3p}} + \frac{\delta_4}{\lambda_{4p}} + \frac{1}{\alpha_3}$$

де  $R_{q\min}$  - мінімально допустимий опір теплопередачі.

Місто Київ належить до I температурної зони відповідно до Додатку В (ДБН В.2.6-31:2006), тоді  $R_{q\min}$  для зовнішньої стіни становить 3,3 (м<sup>2</sup>×К/Вт) (табл. 1 ДБН В.2.6-31:2006).

Коефіцієнт теплосприйняття внутрішніх поверхонь огорожувальних конструкцій  $\alpha_в$  приймається за додатком Е (ДБН В.2.6-31:2006) і становить 8,7 Вт/(м<sup>2</sup>×К), коефіцієнт тепловіддачі зовнішніх поверхонь огорожувальних конструкцій  $\alpha_3$  приймається за додатком Е (ДБН В.2.6-31:2006) і дорівнює 23 Вт/(м<sup>2</sup>×К) для зовнішніх стін.

Перевіряємо умову для вибраного варіанту утеплення стіни.

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,15}{0,21} + \frac{0,300}{0,5} + \frac{0,1}{0,046} + \frac{0,25}{0,81} + \frac{1}{23} = 3,9 > 3,3 \text{ (м}^2\text{×К/Вт)}.$$

Умова виконується.

## РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

### 2.1 Розрахунок залізобетонної монолітної плити перекриття

Для розрахунку плити приймаємо бетон класу C20/25, робочу арматуру із сталі класу A400С.

Розрахунковий опір бетону при осьовому стиску становить  $R^T_b=14,5$  МПа. Розрахунковий опір бетону на осьовий розтяг становить  $R^T_{bt}=1,05$  МПа, з урахуванням умов роботи  $\gamma_{b2}=0,9$ , опір становить:

$$R_b = \gamma_{b2} \cdot R^T_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05 \text{ МПа} = 1,305 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

$$R_{bt} = \gamma_{b2} \cdot R^T_{bt} = 1,05 \cdot 0,9 = 0,945 \text{ МПа} = 0,0945 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

$$R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа};$$

Початковий модуль пружності бетону  $E_b = 30 \cdot 10^3$  МПа.

Розрахунковий опір робочої арматури A400С для  $\varnothing 10 \dots 40$  мм становить:

$$R_s = 365 \text{ МПа};$$

$$R_{s,ser} = 390 \text{ МПа};$$

$$R_{sc} = 365 \text{ МПа};$$

$$E_s = 200000 \text{ МПа}.$$

$$R_{sw} = 290 \text{ МПа};$$

### Збір навантажень

Згідно з конструкцією підлоги обчислюємо навантаження на  $1 \text{ м}^2$  перекриття, при цьому враховуємо коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_n = 0.95$ . Розрахунок зведено до таблиці 2.1.

Таблиця 2.1.

Навантаження на  $1 \text{ м}^2$  крокв'яного покриття

№	Вид навантажень	Характеристичне навантаження, кПа	Експлуатаційне розрахункове навантаження при $\gamma_{fm} = 1$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове навантаження при $\gamma_{fm} > 1$
1	2	3	4	5	6
Постійні навантаження					
1	Металочерепиця ( $g=0,098 \text{ кН} / \text{м}^2$ )	0,098	0,098	1,05	0,103

Продовження табл. 2.1.

1	2	3	4	5	6
2	Дерев'яна обрешітка 60×60, крок 1,0м (усереднено $g=0,074 \text{ кН/м}^2$ )	0,074	0,074	1,1	0,081
3	Контрбрус 60×60, крок 1,2м (усереднено $g=0,052 \text{ кН/м}^2$ )	0,052	0,052	1,1	0,057
4	Вітроізоляція «Ютафол Д110 Стандорт» ( $g=0,05 \text{ кН/м}^2$ )	0,05	0,05	1,2	0,06
5	Металева кроква [ №18, крок 1,2м (усереднено $g=0,133 \text{ кН/м}^2$ )	0,133	0,133	1,05	0,14
6	Утеплювач «ROCKWOOL» ( $t=0,15 \text{ м, } \rho=1,7 \text{ кН/м}^3$ )	0,255	0,255	1,2	0,306
7	Пароізоляційна плівка «Ютавек» ( $g=0,05 \text{ кН/м}^2$ )	0,05	0,05	1,2	0,06
8	2 шари гіпсокартону ( $g=0,137 \text{ кН/м}^2$ )	0,137	0,137	1,2	0,164
	Разом постійні навантаження	<b>0,849</b>	<b>0,849</b>		<b>0,971</b>
Тимчасові навантаження					
9	Снігове навантаження	1,32	1,32	1,14	1,505
	Разом постійні та тимчасові навантаження:	<b>2,17</b>	<b>2,17</b>		<b>2,76</b>

Таблиця 2.2.

Навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття

№	Вид навантажень	Характеристичне Навантаження, кПа	Експлуатаційне розрахункове навантаження при $\gamma_{fm} = 1$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове навантаження при $\gamma_{fm} > 1$
Постійні навантаження					
1	Мембрана (на бітумній мастиці), ( $t=0,01 \text{ м, } \rho=6 \text{ кН/м}^3$ )	0,06	0,06	1,3	0,078
2	Шар рубероїду ( $g=0,04 \text{ кН/м}^2$ )	0,04	0,04	1,3	0,052
3	Армована стяжка на цементно-піщаному розчині $t=0,09 \text{ м, } \rho=19 \text{ кН/м}^3$ )	1,71	1,71	1,3	2,223
4	Пароізоляційна плівка ( $g=0,05 \text{ кН/м}^2$ )	0,05	0,05	1,2	0,06
5	Утеплювач «STROPROK» ( $t=0,1 \text{ м, } \rho=1,58 \text{ кН/м}^3$ )	0,16	0,16	1,2	0,192
6	Пароізоляційна плівка ( $g=0,05 \text{ кН/м}^2$ )	0,05	0,05	1,2	0,06





Продовження табл.. 2.2.

7	Затірка з цементно-піщаного розчину (t=0,05 м, ρ=18 кН/м <sup>3</sup> )	0,9	0,9	1,3	1,17
8	Монолітна з/б плита (t=0,2 м, ρ=2,5 кН/м <sup>3</sup> )	5,0	5,0	1,1	5,5
	Разом постійні навантаження	<b>7,97</b>	<b>7,97</b>		<b>9,335</b>
Тимчасові навантаження					
9	Снігове навантаження	1,32	1,32	1,14	1,505
	Разом постійні та тимчасові навантаження:	<b>9,29</b>	<b>9,29</b>		<b>10,84</b>

Статичний розрахунок виконуємо з допомогою програмного комплексу "Мономах 4.2". Для цього виконуємо компоновку монолітної плити, що включає: геометричні розміри в плані, розміщення колон, пілонів та монолітних стін. Комповку виконуєм з допомогою програмного комплексу "AutoCad 2006". Далі виконана компоновка імпортується в ПК "Мономах 4.2" і в середовищі ПК задаємо розміри колон, пілонів та стін, вказуємо характеристики матеріалів та навантаження. В результаті отримаємо ізополя згинаючих моментів та поперечних сил, з допомогою яких можемо визначити значення зусиль у необхідній характерній точці.

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елементу

Встановлюємо, що за нормальної вологості ступінь дії внутрішнього середовища відноситься до неагресивного.

Для неагресивного середовища мінімальна товщина захисного шару  $a_s = 20$  мм, гранична ширина розкриття тріщин  $a_{cr1} = 0,2$  мм,  $a_{cr2} = 0,2$  мм.

Розрахунок має на меті в визначенні площі робочої арматури плити. Елемент розраховуємо як прямокутний, з одиничною арматурою шириною  $b = 100$  см і висотою  $h = h_s$  (рис.2.3).

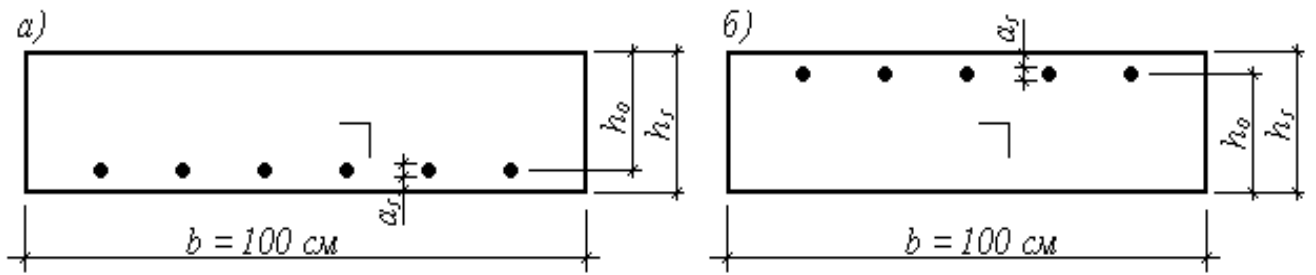


Рис.2.1. Розрахункові перерізи плити: а) в прольоті; б) на опорі

Арматуру розраховуємо на дію максимальних моментів. Розрахунок ведемо в такій послідовності:

$$\alpha = \frac{M}{R_B b h_0^2} \quad (2.1)$$

За  $\alpha$  обчислюють:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha}, \quad (2) \quad \eta = 1 - 0,5\xi \quad (2.2)$$

площа перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} \quad (2.3)$$

У формулах  $M$  – значення розрахункового згинаючого моменту,  $A_s$  – площа перерізу робочої арматури  $h_0$  – робоча висота перерізу, яку обчислюємо за формулою:

$$h_0 = h - a_s - d / 2, \quad (2.4)$$

де  $a_s$  – захисний шар бетону, який залежить від степені агресивності внутрішнього середовища, приймаємо 2 см для неагресивного середовища.

Формули справедливі за виконання умови:

$$\xi \leq \xi_R, \quad (2.5)$$

де  $\xi_R$  – граничне значення відносної висоти стиснутої зони арматури зони бетону яке обчислюємо за формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_{sc}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (2.6)$$

де для важкого бетону -

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b \quad (2.7)$$

У формулі  $\sigma_{sc,u} = 500$  за  $\gamma_{b2} < 1,0$ ;  $\sigma_{sc,u} = 400$  за  $\gamma_{b2} \geq 1,0$ .

При невиконанні умови необхідно збільшити товщину плити перекриття до виконання даної умови.

Мінімальна площа перерізу робочої арматури:

$$A_{s,min} = 0,0005b \cdot h_0 \quad (2.8)$$

Для конструювання приймаємо більшу площу перерізу арматури.

Обчислюємо граничну відносну висоту стиснутої зони за формулою (2.6):

$$\xi_R = \frac{0,7456}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,7456}{1,1}\right)} = 0,6;$$

де за формулою (3.7):  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,7456$ .

Робоча висота перерізу за формулою (2.4)

$$h_0 = 20 - 2 - 1/2 = 17 \text{ см},$$

де попередньо приймаємо діаметр робочої арматури 10 мм.

Розрахунки площі поздовжньої робочої арматури ведемо за формулами (2.1)...(2.3). Значення згинаючих моментів беремо з відповідних ізополів отриманих з результатів обрахунку на ЕОМ.

Максимальний момент  $M_{max} = 50,0$  кНм.

$$\alpha = \frac{50,0 \cdot 100}{1,305 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,13; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,13} = 0,14$$

Перевіряємо виконання умови за формулою (3.6):  $\xi = 0,14 < \xi_R = 0,6$ .

Умова виконується. Площа робочої арматури визначаємо за виразом (2.4):

$$A_s = \frac{50,0 \cdot 100}{0,93 \cdot 17 \cdot 36,5} = 8,66 \text{ см}^2;$$

де  $\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,14 = 0,93$ .

Приймаємо  $\varnothing 9$  А400С з кроком 200 мм і  $\varnothing 12$  А-400 з кроком 200 мм з  $A_s = 9,96 \text{ см}^2$ .

Момент  $M = 33,0$  кНм.

$$\alpha = \frac{33,0 \cdot 100}{1,305 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,087; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,087} = 0,092$$

Перевіряємо виконання умови за формулою (3.5):  $\xi = 0,092 < \xi_R = 0,6$ .

Умова виконується. Площа робочої арматури визначаємо за виразом (2.4):

$$A_s = \frac{33,0 \cdot 100}{0,954 \cdot 17 \cdot 36,5} = 5,57 \text{ см}^2;$$

де  $\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,092 = 0,954$ .

Приймаємо  $\varnothing 9$  А400С з кроком 200 мм і  $\varnothing 10$  А-400 з кроком 200 мм з  $A_s = 7,89 \text{ см}^2$ . Момент  $M = 17$  кНм.

$$\alpha = \frac{17,0 \cdot 100}{1,305 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,045; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,045} = 0,046$$

Перевіряємо виконання умови за формулою (3.6):  $\xi = 0,046 < \xi_R = 0,6$ .

Умова виконується. Площа робочої арматури визначаємо за виразом (2.4):

$$A_s = \frac{17,0 \cdot 100}{0,977 \cdot 17 \cdot 36,5} = 2,8 \text{ см}^2;$$

де  $\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,046 = 0,977$ .

Приймаємо  $\varnothing 9$  А400С з кроком 200 мм і додаткова арматура в необхідних місцях.

Максимальний момент на опорах  $M_{\max} = 67,0$  кНм.

$$\alpha = \frac{67,0 \cdot 100}{1,305 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,178; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,178} = 0,197$$

Перевіряємо виконання умови за формулою (3.5):  $\xi = 0,197 < \xi_R = 0,6$ .

Умова виконується. Площа робочої арматури визначаємо за виразом (3.4):

$$A_s = \frac{67,0 \cdot 100}{0,901 \cdot 17 \cdot 36,5} = 11,98 \text{ см}^2;$$

де  $\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,197 = 0,901$ .

Приймаємо  $\varnothing 12$  А400С з кроком 200 мм і  $\varnothing 9$  А400С з кроком 200 мм і  $3\varnothing 10$  А400С над колоною з кроком 150 мм  $A_s = 12,33 \text{ см}^2$ .

При армуванні плити орієнтуємося на найбільші значення  $A_s$  та використовуємо ізополі отримані за допомогою ЕОМ.

### Розрахунок міцності похилих перерізів

Розрахунок ведемо на дію найбільшої поперечної сили  $Q_{\max}$ , яка виникає в перерізах плити і заключається в визначенні діаметру та кроку поперечних стержнів (хомутів). При розрахунку міцності похилих перерізів плити доцільніше призначити діаметр та крок поперечної арматури за конструктивними вимогами та перевірити несучу здатність перерізів.

Діаметр поперечних стержнів при армуванні в'язаними каркасами призначаємо не менше 5 мм при  $h_{sb} \leq 80$  см і не менше 8 мм при  $h_{sb} > 80$  см. Крок хомутиків на приопорних ділянках приймаємо в залежності від висоти плити: за  $h_{\pi} \leq 45$  см – крок  $s_w \leq h_{\pi}/2$  та  $s_w \leq 15$  см. Приопорні ділянки плити при рівномірному навантаженні –  $1/4$  прогону від опор. На решті плити крок приймаємо:  $s_w \leq 3/4 h_{\pi}$  та  $s_w \leq 50$  см.

Перевіряємо міцність перерізу за стиснутою похилою полосою з умови

$$Q_{\max} \leq 0,3 \varphi_{b1} \varphi_{w1} R_b \cdot b_{sb} \cdot h_0 ,$$

(2.9)

де  $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$ ;  $\beta = 0,01$  для важких бетонів;

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \frac{n_w A_{sw}}{b_{sb} S_w} \leq 1,3 \quad (2.10)$$

Якщо умова не виконується то збільшуємо розміри поперечного перерізу плити.

Обчислюємо погонне зусилля в поперечних стрижнях

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} n_w A_{sw}}{S_w}$$

(2.11)

де  $n_w$  – кількість плоских каркасів або віток хомутиків у в'язаних каркасах;

$A_{sw}$  – площа поперечного перерізу одного стрижня.

При цьому має виконуватися умова

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b_{sb}}{2} \quad (2.12)$$

де  $\varphi_{b3} = 0,6$  для важких бетонів.

Обчислюємо проекцію похилого перерізу на вісь елемента

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b_{sb} h_0^2}{q_1}}$$

(2.13)

де  $q_1 = q_b$  за  $q_b \leq 0,56q_{sw}$  ;

$q_1 = q_b + q_{sw}$  за  $q_b > 0,56q_{sw}$  .

Поперечну силу, яку сприймає бетон, знаходимо за формулою

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b_{sb} \cdot h_0^2}{c}$$

(2.14)

але не більше  $2,5R_{bt} \cdot b_{sb} h_0$  та не менше  $\varphi_{b3} R_{bt} b h_0$  .

Визначаємо проекцію похилої тріщини на вісь елемента

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} \cdot b_{sb} h_0^2}{q_{sw}}}$$

(2.15)

в розрахунку приймають  $c_0 \leq 2h_0$  та  $c_0 < c$ , але не менше  $h_0$  за  $c > h_0$  .

Перевіряють міцність перерізу за формулою

$$Q \leq Q_b + q_{sw} \cdot c_0 ,$$

(2.16)

де  $Q = Q_{max} - q_b c$  – величина поперечної сили в кінці похилого перерізу.

Якщо умова не виконується, збільшуємо діаметр або зменшуємо крок поперечних стрижнів.

Фактична робоча висота перерізу  $h_0 = 20 - 2 - 1,4/2 = 17,3$  см.

Максимальне значення поперечної сили беремо по  $Q_x$  з ізополів напружень, тоді  $Q_{max} = 50$  кН.

Призначаємо поперечну арматуру діаметром 8 мм з сталі А400С. За конструктивними вимогами максимальний крок поперечної арматури на приопорних ділянках

$s_w \leq h_{п}/2 = 20/2 = 10$  см, але не більше 15 см. Призначаємо крок  $s_w = 15$  см. Перевіряємо міцність стиснутої похилої смуги за формулою (2.9)



$$Q_{\max} = 50 \text{ кН} < 0,3 \cdot 0,87 \cdot 1,02 \cdot 13,05 \cdot 20 \cdot 17,3 = 1181,21 \text{ кН};$$

де  $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 13,05 = 0,87$  ;

$$\text{За виразом (3.11)} \varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{20 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} \cdot \frac{2 \cdot 0,503}{100 \cdot 15} = 1,02 < 1,3;$$

Умова виконується, міцність забезпечена, розміри поперечного перерізу плити достатні.

Погонне зусилля в поперечних стрижнях за умовами (2.11) та (2.12)

$$q_{sw} = \frac{29 \cdot 2 \cdot 0,503}{15} = 1,95 \text{ кН / см} > q_{sw, \min} = \frac{0,6 \cdot 0,0945 \cdot 100}{2} = 2,83 \text{ кН / см};$$

Проекція похилого перерізу на вісь плити за формулою (2.13)

$$c = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,0945 \cdot 100 \cdot 17,3^2}{0,72}} = 88,12 \text{ см} > c = 34,4 \text{ см}$$

де  $q_1 = q_b = 0,72 = 0,72 \text{ кН/см}$ , оскільки:  $q_b = 0,72 \text{ кН/см} < 0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 1,95 = 1,09 \text{ кН/см}$ ,  $c_0 < 2h_0$ .

Обчислюємо поперечну силу, яку сприймає бетон стиснутої зони за формулою (2.15)

$$Q_b = \frac{2 \cdot 0,0945 \cdot 100 \cdot 17,3^2}{34,4} = 158,78 \text{ кН} < 2,5 \cdot 0,0945 \cdot 100 \cdot 17,0 = 406,35 \text{ кН}$$

$$Q_b = 158,78 \text{ кН} > 0,6 \cdot 0,0945 \cdot 100 \cdot 17,3 = 97,52 \text{ кН}$$

Проекція похилої тріщини за формулою (2.15) становить та в подальшому розрахунку будемо приймати  $c_0 = c = 34,6 \text{ см}$ .

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,0945 \cdot 100 \cdot 17,3^2}{1,95}} = 53,55 \text{ см} > c = 34,4 \text{ см},$$

Перевіряємо міцність перерізу за формулою (2.16)

$$Q = 50 < 158,78 + 1,95 \cdot 34,4 = 225,86 \text{ кН},$$

Умова виконується. Міцність забезпечена.

Прогонові ділянки плити армуємо з кроком  $s_w = 3/4 h_{sb} = 3/4 \cdot 20 = 15 \text{ см}$ , що не перевищує 50 см.

#### Розрахунок за розкриттями тріщин

Обмежуємо ширину розкриття тріщин  $[\alpha_{cr}] = 0,2 \text{ мм}$ , вважаючи, що все навантаження тривале.

Ширина розкриття тріщин визначається за формулою:

$$\alpha_{cr} = \varphi_l \cdot \eta \cdot \delta \cdot \lambda \cdot \sigma_s / E_s \cdot d.$$

Напруження в поздовжній робочій арматурі визначається за формулою:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot Z}.$$

Приймаємо плече внутрішньої пари сил

$$Z = h_0 - a = 17,3 - 2,8 = 14,5 \text{ (см)}.$$

Напруження в арматурі від дії навантажень (згинаючий момент  $M = 50,0$  кН/м).

$$\sigma_s = \frac{5000000}{9,96 \cdot 10 \cdot (100)} = 502,01 \text{ (МПа)};$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{9,96}{100 \cdot 17,3} = 0,0057.$$

Коефіцієнт  $\varphi_l$  приймається рівним :

$$\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0057 = 1,513.$$

Коефіцієнт  $\eta = 1,0$  – для стержневої арматури періодичного профілю.

Коефіцієнт  $\delta$  визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d \cdot (1 + 2 \cdot \alpha \cdot \mu)},$$

де  $\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^4 / 30 \cdot 10^3 = 6,67$ ;

$\varphi_d = 1,27$  – коефіцієнт визначено за лінійною інтерполяцією.

Обчислюємо

$$\delta = \frac{6,67}{1,27 \cdot (1 + 2 \cdot 6,67 \cdot 0,0057)} = 4,88$$

Коефіцієнт  $\lambda$  визначається за формулою:

$$\lambda = 2 \cdot \left(1 - \frac{1}{e^\omega}\right) \leq 1,45,$$

де коефіцієнт  $\omega$  визначається за формулою:

$$\omega = \frac{5 + 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta};$$

$$\omega = \frac{5 + 0,6 \cdot \frac{502,01}{18,5}}{4,88} = 4,36;$$

Обчислюємо коефіцієнт  $\lambda$ :

$$\lambda = 2 \cdot \left(1 - \frac{1}{2,718^{4,36}}\right) = 1,97 \geq 1,45; \text{ отже приймаємо } \lambda = 1,45.$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин

$$a_{crc1} = 1,513 \cdot 1,0 \cdot 4,88 \cdot 1,45 \cdot \frac{502,01}{20 \cdot 10^4} \cdot 18 = 0,03(\text{мм}) < a_{crc1} = 0,2\text{мм}$$

Умова виконується.

## 2.2. Розрахунок та конструювання підсилення колони

Колонами називають вертикально направлені елементи каркасів будівлі, які працюють на стиск від дії навантаження, що передається головними балками.

Характерною перевагою конструкцій монолітного перекриття є наявність жорстких вузлів з'єднання колон з головними балками.

Найбільш навантаженими є колони цокольного поверху. Форма поперечного перерізу колон, яка властива при випадкових ексцентриситетах – квадрат. Розміри перерізу існуючих колон, які потребують підсилення – 300 × 300 мм.

Вихідні дані:

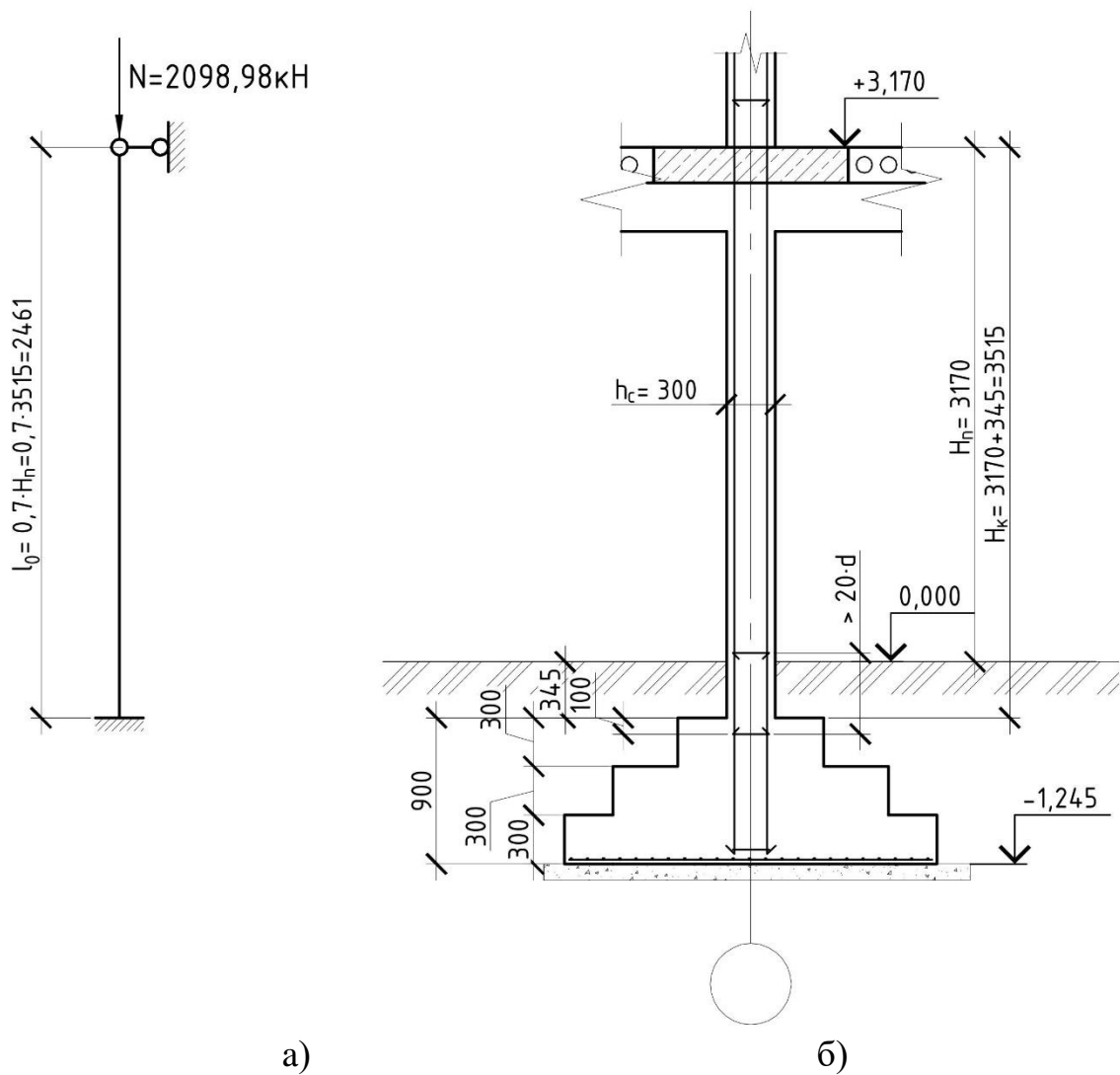


Рис. 2.2. До розрахунку колони:

а) розрахункова схема колони; б) розміри колони

Існуюча колона

а) бетон класу С12/15;  $R_{bt} = 8.5$  МПа;

б) арматура поздовжня класу А400С,  $R_{scl} = 365$  МПа;

в) площа армування  $A'_{s1} = 1017$  мм<sup>2</sup>;

г) арматура поперечна класу А240С;

д) висота поверху  $H_n = 3,17$  м;

е) Перетин колони 300х300мм.

## Вибір розрахункової схеми

Закріплення колони першого поверху при визначенні розрахункової довжини та коефіцієнту поздовжнього згину  $\varphi$  приймають шарнірно - нерухомим на рівні перекриття та защемлення у з'єднанні з фундаментом (рис. 2.2).

### 2.2.1. Визначення зусиль в колоні цокольного поверху

Навантаження на колону передається від головних балок з урахуванням їх нерозрізності. Постійне навантаження складається з власної ваги елементів перекриття та ваги колони. Тимчасове навантаження визначається із умови технологічного процесу.

Навантаження збираємо з площі, яка має форму квадрата з розмірами сторін  $l_h \times l_w = 6 \times 6$  м та з урахуванням кількості поверхів.

Визначення зусиль на колону першого поверху зводиться до табл. 2.4.

Таблиця 2.4.

Визначення зусиль на колону

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м
I. Постійне навантаження				
1	Покриття $(g_n + g_\phi) \cdot l_h \cdot l_w =$ $= (0,52 + 0,64) \cdot 6 \cdot 6 = 41,76$	41,76	1,3	54,29
2	Підлога $g_n \cdot l_h \cdot l_w \cdot (n_n - 1) =$ $1,28 \cdot 6 \cdot 6 \cdot (4 - 1) = 137,73$	137,73	1,3	179,05
3	Круглопустотна плита ПК60-15-8 $g_{пл} \cdot l_h \cdot l_w \cdot (n_n - 1) =$ $= 7,85 \cdot 6 \cdot 6 \cdot (4 - 1) = 847,8$	747,8	1,1	822,58
4	Ребра балок $(h_\phi - h_n) \cdot b_\phi \cdot l_h \cdot n_n \cdot \rho =$ $= (0,52 - 0,22) \cdot 0,3 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 25 =$ $= 27$	27	1,1	29,7

5	Колона(цок.-другий поверхи) $b_c \cdot h_c \cdot H_n \cdot \rho \cdot n_n =$ $= 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 11,27 = 25,36$	25,36	1,1	27,9
6	Колона(третій поверх) $S_c \cdot H_n \cdot \rho =$ $= 0,007 \cdot 77 \cdot 6,23 = 3,4$	3,4	1,3	4,42
	Всього постійне:	983,05		1117,94
II. Тимчасове короткочасної дії				
1	Люди, матеріали в зоні Обслуговування $5 \cdot l_h \cdot l_w \cdot (n_n - 1) =$ $= 5 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 3 = 540$	540	1,2	648
2	Сніг $S_0 \cdot l_h \cdot l_w = 1,6 \cdot 6 \cdot 6 = 57,6$	57,6	1,4	80,64
	Всього тимчасове короткочасної дії	597,6		728,64
III. Тимчасове довготривалої дії				
1	Перегородки $g_n \cdot l_h \cdot l_w \cdot (n_n - 1) =$ $1,8 \cdot 6 \cdot 6 \cdot (4) = 270$	270	1,2	324
	Всього тимчасове довготривалої дії	270		324

Таблиця 2.5

Зведена таблиця зусиль на колону, з урахуванням коефіцієнта  $\gamma_f = 0,95$

	Вид навантаження	Нормативне, кН	Розрахункове, кН
1	Постійне	$983,05 \cdot 0,95 = 933,9$	$1117,94 \cdot 0,95 = 1062,54$
2	Тимчасове короткочасної дії	$597,6 \cdot 0,95 = 567,72$	$728,64 \cdot 0,95 = 692,21$
3	Тимчасове довготривалої дії	$270 \cdot 0,95 = 256,5$	$324 \cdot 0,95 = 307,8$
4	Довготривалої дії (1+3)	$N_{l.n.} = 824,22$	$N_l = 1036,44$
5	Повне (1+2+3)	$N_{n.} = 1758,12$	$N = 2098,98$

Рис. 2.3 Поперечний переріз колони

Вказівки до конструювання колон



Розглянемо на прикладі армування колони окремими стрижнями. В'язані каркаси утворюються із окремих стержнів зв'язаних по висоті колони поперечними стержнями – хомутами (рис. 3.4). В місцях перегину хомутів встановлюють поздовжні робочі стержні, відстань між якими не повинна перевищувати 400 мм.

Якщо розміри перерізу колони не перевищують 400 мм, а кількість стержнів в перерізі не більше чотирьох, то вони охоплюються одним хомутом.

Якщо розмір сторони колони складає понад 400 мм і кількість стержнів в перерізі більше чотирьох, то вони охоплюються двома хомутами – одним, розташованим паралельно сторонам перерізу, другим – під кутом  $45^\circ$  від середини перерізу.

Відстань між хомутами (крок) по висоті колони приймається не більше 15 діаметрів меншого із поздовжніх робочих стержнів та не більше розміру меншої сторони перерізу колони з кратністю 50 мм, з округленням у менший бік. Діаметр поперечної арматури – хомутів призначається не менше 0,25 меншого діаметра поздовжніх стрижнів.

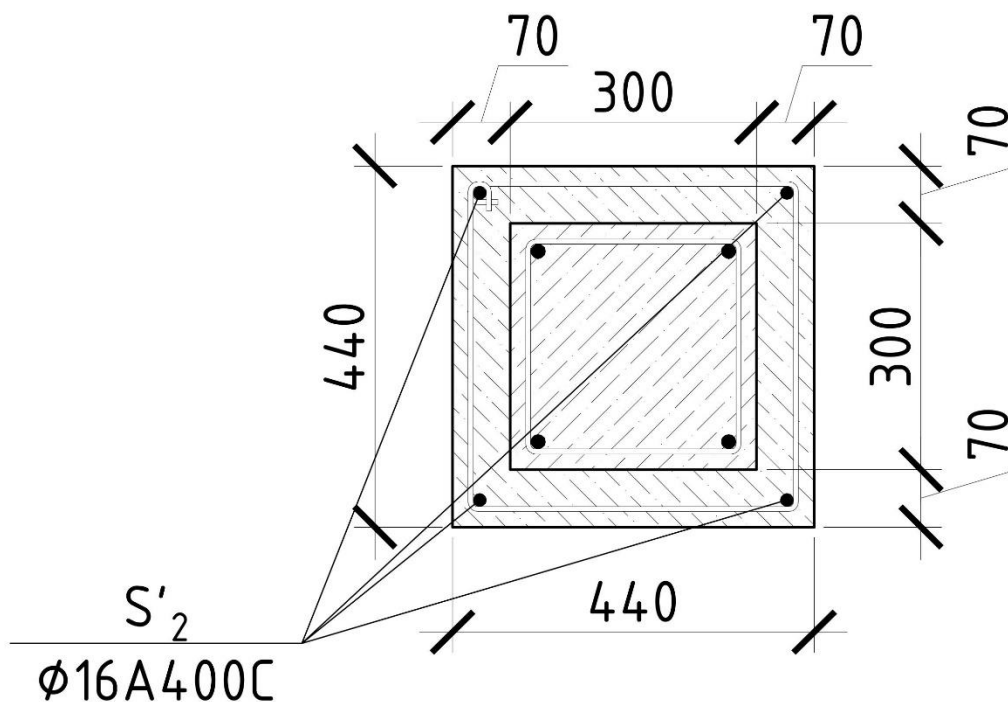


Рис. 2.4.. Переріз посиленої колони

Стик поздовжніх стрижнів влаштовується вище рівня підлоги та рівня

перекриття з величиною перепуску стрижнів не менше 20 діаметрів. На одному рівні стикується не більше 4-х стрижнів.

### 2.3. Розрахунок збірною залізобетонного сходового маршу

Сходовий марш виготовлений з залізобетону. Твердіння залізобетону відбувається в теплових камерах при природному тиску. Відпускна міцність бетону не менше 70% від проектної. Сходовий марш спирається на сходові площадки, які, в свою чергу, спираються на цегельні стіни товщиною 640 мм і 380 мм.

Сходовий марш армується виробами, що виконуються зварюванням. Захисний шар бетону для сіток приймається – 10 мм, а для арматури не менше – 20 мм.

Для проектування сходового маршу приймаються матеріали:

– бетон класу C12/15:

$\gamma_{b2} = 0,9$  - коефіцієнт умов роботи, враховує вплив довгодіючого навантаження на несучу здатність залізобетонних елементів;

$$R_b = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65 \text{ МПа}, R_{bt} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,68 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 11 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1,15 \text{ МПа},$$

$$E_b = 2,05 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

– робоча арматура класу A400C:

$$R_{s,ser} = 390 \text{ МПа}, R_s = 365 \text{ МПа}, E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

– арматура стінок і каркаса класу Вр-I:

$$R_{s,ser} = 395 \text{ МПа}, R_s = 360 \text{ МПа}, R_{s\omega} = 260 \text{ МПа}, E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

До тріщиностійкості маршу пред'являються вимоги 3-ї категорії.

Визначаємо навантаження, які діють на сходовий марш в таблиці 2.6.

Таблиця 2.6.

Підрахунок навантажень на 1 м<sup>2</sup> горизонтальної проекції

Назва навантаження	Підрахунок	Нормативне, кН/м <sup>2</sup>	Коеф. надійності за навантаженням $\gamma_f$	Розрахункове, кН/м <sup>2</sup>
<b>ПОСТІЙНЕ</b>				
1. Плитка керамічна	0,01 · 23	0,23	1,2	0,28
2. Цементно-піщана стяжка	0,02 · 18	0,36	1,3	0,47
3. Власна вага маршу	$\frac{14,2}{3 \cdot 1,35}$	3,51	1,1	3,86
4. Огорожа і поручні		0,2	1,1	0,22
<b>РАЗОМ:</b>		4,3		4,83
<b>ТИМЧАСОВЕ</b>				
	По ДБН			
1. Короткочасне		3,0	1,2	3,6
<b>РАЗОМ:</b>		3,0		3,6
<b>ВСЬОГО:</b>		$q^n = 7,3$		$q = 8,43$
<b>ПРИЙМАЄМО:</b>		$q^n = 7,3$		$q = 8,5$

Визначення тиску на один метр погонний і внутрішні зусилля

Ухил маршу характеризується величинами:

$$\operatorname{tg} \alpha = 16,5/30 = 0,55, \quad \alpha = 29^\circ, \quad \cos \alpha = 0,875.$$

Навантаження на 1 м довжини маршу, діючі по нормалі до його осі:

- розрахункове повне

$$q = 8,5 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 10,04 (\text{кН/м});$$

- нормативне повне

$$q^n = 7,3 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 8,62 (\text{кН/м});$$

- нормативне тривало діюче

$$q_l^n = 4,3 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 5,08 (\text{кН/м});$$

- нормативне короткочасне

$$q_{sh}^n = 3,0 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 3,54 (\text{кН/м}).$$

Розрахунковий проліт при довжині обпирання  $c = 9 \text{ см}$ :

$$\ell_0 = \ell - \frac{2}{3}c = (391,3 - 9,8) - \frac{2}{3} \cdot 9 = 375,5 \text{ см}$$

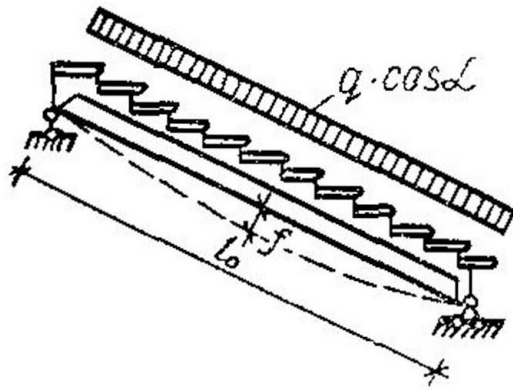


Рис. 2.5. Розрахункова схема сходового маршу

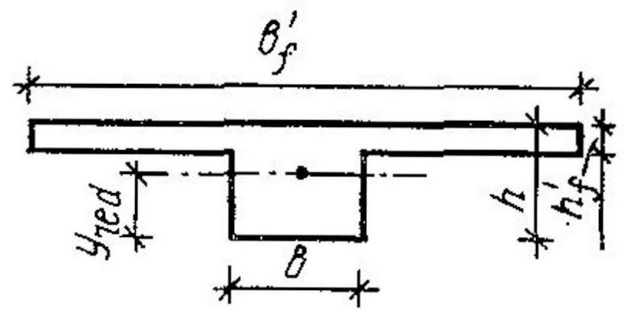


Рис. 2.6. Розрахунковий переріз сходового маршу

Зусилля від розрахункового навантаження:

- згинаючий момент

$$M = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{10,04 \cdot 3,755^2}{8} = 17,7 \text{кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q l_0}{2} = \frac{10,04 \cdot 3,755}{2} = 18,9 \text{кН}.$$

Зусилля від нормативного навантаження:

- повного

$$M^n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{8,62 \cdot 3,755^2}{8} = 15,2 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q^n = \frac{q^n l_0}{2} = \frac{8,62 \cdot 3,755}{2} = 16,2 \text{кН}$$

- довготриваючого

$$M_l^n = \frac{q_l^n l_0^2}{8} = \frac{5,08 \cdot 3,755^2}{8} = 9,0 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_l^n = \frac{q_l^n l_0}{2} = \frac{5,08 \cdot 3,755}{2} = 9,5 \text{кН}.$$

- короткочасного

$$M_{sh}^n = \frac{q_{sh}^n l_0^2}{8} = \frac{3,54 \cdot 3,755^2}{8} = 6,2 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{sh}^n = \frac{q_{sh}^n l_0}{2} = \frac{3,54 \cdot 3,755}{2} = 6,7 \text{кН}.$$

Розрахунок по міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента

За розрахунковий переріз маршу приймають тавровий з характеристиками:

- висота  $h = 18,7\text{см}$ ,
- ширина ребра  $b = 2 \frac{10+12}{2} = 22\text{см}$ ,
- ширина полиці  $b_f' = 135\text{см}$ ,
- товщина полиці  $h_f' = 3\text{см}$ .

Визначаємо площу перерізу поздовжньою робочої арматури.

При  $a = 3\text{см}$ , робоча висота перерізу  $h_0 = 18,7 - 3 = 15,7\text{см}$ .

При  $\alpha_1 = 0,85$ ,  $\omega = \alpha_1 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 7,65 = 0,789$ .

Значення  $\sigma_{sR} = R_s = 365\text{МПа}$ ,  $\sigma_{scu} = 500\text{МПа}$ , тоді

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,789}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,789}{1,1}\right)} = 0,655,$$
$$A_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R) = 0,655 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,655) = 0,441.$$

Так як

$$M_t = b_f' h_f' R_b (h_0 - 0,5h_f') = 135 \cdot 3 \cdot 0,765 (15,7 - 0,5 \cdot 3) = 4399,5 \text{кН} \cdot \text{см} = 44 \text{кН} \cdot \text{м} > M = 17,7 \text{кН} \cdot \text{м}$$

то нейтральна вісь проходить в межах полиці і переріз розглядають як прямокутний шириною  $b_f' = 135\text{см}$ .

Визначаємо  $A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{\gamma_{s2} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{1770 \cdot 0,95}{0,765 \cdot 135 \cdot 15,7^2} = 0,066 \text{см}^2 < A_R = 0,441$

Знаходимо коефіцієнти  $\xi = 0,069$ ,  $\eta = 0,961$  (по інтерполяції).

$\xi$	$\eta$	$A_0$
0,060	0,970	0,058
0,069	0,961	0,066

0,070	0,960	0,067
-------	-------	-------

Перевіряємо умову  $\xi \leq \xi_R$ :

$$0,069 < 0,655.$$

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_s^{nom} = \frac{M \cdot \gamma_n}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{1770 \cdot 0,95}{36,5 \cdot 15,7 \cdot 0,961} = 3,05 \text{ см}^2$$

За сортаментом арматурної сталі приймаємо: 2 Ø14 А400С,  $A_s^n = 3,08 \text{ см}^2$

Діаметр поперечних стержнів приймаємо конструктивно, при поздовжній робочій арматурі Ø14 мм, поперечна повинна бути не менше Ø 5 мм ( $f_w = 0,196 \text{ см}^2$ ).

Розрахунок по міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента

Обчислюємо величини  $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 7,65 = 0,924$ ,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{2,05 \cdot 10^4} = 9,76 \text{ і задаємося } S_w = 10 \text{ см}.$$

$$\text{Тоді } A_{sw} = n f_w = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2, \mu_w = \frac{A_{sw}}{b S_w} = \frac{0,392}{22 \cdot 10} = 0,0018 \text{ і}$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 9,76 \cdot 0,0018 = 1,088.$$

Так як умова

$$Q = 18,9 \text{ кН} < 0,3 \cdot R_e \cdot b \cdot h_0 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} = 0,3 \cdot 0,765 \cdot 22 \cdot 15,7 \cdot 0,924 \cdot 1,088 = 79,7 \text{ кН}$$

виконується, то прийняті розміри перерізу достатні.

Так як умова  $Q = 18,9 \text{ кН} > 0,6 \cdot R_{st} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,068 \cdot 22 \cdot 15,7 = 14,1 \text{ кН}$  не виконується, потрібен розрахунок поперечної арматури.

Послідовно визначаємо:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{26,0 \cdot 0,392}{10} = 1,02 \text{ кН / см},$$

коефіцієнт  $\varphi_f = 0,75 \frac{(b_f' - b) \cdot h_f'}{b \cdot h_0} \leq 0,5$  враховує вплив стиснутих полиць таврових

перерізів, при цьому значення  $b_f'$  приймається не більше  $b + 3h_f'$ :

$$b_f' = b + 3h_f' = 227 + 3 \cdot 3 = 31 \text{ см}, \text{ тоді}$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_f' - b) \cdot h_f'}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{(31 - 22) \cdot 3}{22 \cdot 15,7} = 0,059 < 0,5.$$

Коефіцієнт  $\varphi_n = 0$  при відсутності попереднього напруження, тоді

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,059 + 0) 0,068 \cdot 22 \cdot 15,7^2}{1,02}} = 27,8 \text{ см}.$$

Так як  $C_0 = 27,8 \text{ см} < 2 \cdot 15,7 = 31,4 \text{ см}$ , то

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4 \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2} = \frac{18900^2}{4 \cdot 2 (1 + 0,059 + 0) 0,68 \cdot 22 \cdot 15,7^2 \cdot 100} = 114,3 \text{ Н/м}$$

, тоді

$$S = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{260 \cdot 0,392 \cdot 100}{114,3} = 89,2 \text{ см},$$

$$S_{\max} = \frac{0,75 \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 2 (1 + 0,059 + 0) 0,068 \cdot 22 \cdot 15,7^2}{18,9} = 31,0 \text{ см}$$

Оскільки прийнятий крок поперечних стержнів  $S = 10 \text{ см}$  менше отриманих  $S$  і  $S_{\max}$  і з конструктивних міркувань його збільшувати не можна, то залишаємо цей крок для конструювання. Призначений крок поперечних стержнів  $S = 10 \text{ см}$  встановлюємо в крайніх чвертях прольоту маршу, в середній половині якого крок поперечних стержнів приймаємо  $S = 20 \text{ см}$ .

Перевірку міцності похилих перерізів на дію моменту, що вигинає, можна не проводити, якщо конструктивні заходи з анкеровки поздовжніх стрижнів у опор передбачають їх приварювання до закладних деталей. При армуванні маршу в полиці по конструктивним міркуванням поставлена сітка С-1, а в верху поздовжніх ребер є монтажні стержні  $2\text{Ø}4\text{Вр-I}$ , тоді уся верхня арматура складе  $9\text{Ø}4\text{Вр-I}$ ,  $A'_s = 1,13 \text{ см}^2$ .

#### Розрахунок за граничними станами другої групи

Визначаємо геометричні характеристики приведенного перерізу

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = A + \alpha_s \cdot A_s = 135 \cdot 3 + 22 \cdot 15,7 + 9,76 \cdot 3,08 = 781 \text{ см}^2$$

Статистичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = S + \alpha S_s = 135 \cdot 3 \cdot 17,2 + 15,7 \cdot 22 \cdot 7,85 + 9,76 \cdot 3,08 \cdot 3 = 9768 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 9768 / 781 = 12,5 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$J_{red} = J + J_s \alpha_s = \frac{135 \cdot 3^3}{12} + 135 \cdot 3 \cdot 4,79^2 + \frac{22 \cdot 15,7^3}{12} + 22 \cdot 15,7 \cdot 4,65^2 + 9,76 \cdot 3,08 \cdot 9,5^2 = 26872 \text{ см}^4$$

Момент опору приведенного перерізу :

$$W_{red} = J_{red} / y_0 = 26872 / 12,5 = 2150 \text{ см}^3$$

Пружно-пластичний момент опору при  $\gamma = 1,75$ :

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 2150 = 3763 \text{ см}^3$$

Розрахунок перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, по виникненню і розкриттю тріщин

Оскільки умова

$$M_r = M_n = 15,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 0,115 \cdot 3763 = 432,75 \text{ кН} \cdot \text{см} = 4,33 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

не виконується, то в перерізі поздовжніх ребер утворюються тріщини і потрібний розрахунок по їх розкриттю.

Обчислюємо характеристики:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{3,08}{22 \cdot 15,7} = 0,009 < 0,02 ;$$

При короткотривалій дії навантаження ( $\nu = 0,45$ )

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} (A'_s + A'_{sp})}{b \cdot h_0} = \frac{(135 - 22) \cdot 3 + \frac{9,76}{2 \cdot 0,45} (1,13 + 0)}{22 \cdot 15,7} = 1,02 ;$$

$$\lambda = \varphi_f \left( 1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 1,02 \left( 1 - \frac{3}{2 \cdot 15,7} \right) = 0,92 .$$

При довготривалій дії навантаження ( $\nu = 0,15$ )

$$\varphi_f = \frac{(135 - 22) \cdot 3 + \frac{9,76}{2 \cdot 0,15} (1,13 + 0)}{22 \cdot 15,7} = 1,09 ;$$



$$\lambda = 1,09 \left( 1 - \frac{3}{2 \cdot 15,7} \right) = 0,99.$$

Значення, які характеризують навантаження:

$$\sigma_m = \frac{M_{tot}}{bh_0^2 R_{b,ser}} :$$

Повне  $M_{tot} = M_n = 15,2 \text{кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_m = \frac{1520}{22 \cdot 15,7^2 \cdot 1,1} = 0,255$$

Тривало діюче  $M_{tot} = M_l^n = 9,0 \text{кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_m = \frac{900}{22 \cdot 15,7^2 \cdot 1,1} = 0,151$$

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\sigma_m + \lambda)}{10\mu\alpha}} :$$

При короткочасній дії всього навантаження

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,255 + 0,92)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,104$$

При короткочасній дії постійного і тривалого навантаження

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,151 + 0,92)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,111$$

При довготривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,151 + 0,99)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,106$$

Так як  $\xi h_0 = 0,111 \cdot 15,7 = 1,74 \text{см} < h_f' = 3 \text{см}$ , то розрахунок слід вести як для прямокутного перерізу шириною  $b_f'$ . Проте оскільки, з однієї сторони, різниця між  $\xi h_0$  і  $h_f'$  невелика, а з іншої, у деякі формули замість  $h_f' = 3 \text{см}$

потрібно підставляти  $2a' = 2 \cdot 1,5 = 3 \text{ см}$ , то результати будуть ті ж. Тому розрахунок продовжуємо без коригування.

Плече внутрішньої пари сил:

$$z = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] :$$

При короткочасній дії всього навантаження

$$z = 15,7 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,02 + 0,104^2}{2(1,02 + 0,104)} \right] = 14,263 \text{ см}$$

При короткочасній дії постійного і тривалого навантаження

$$z = 15,7 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,02 + 0,111^2}{2(1,02 + 0,111)} \right] = 14,262 \text{ см}$$

При довготривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$z = 15,7 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,09 + 0,106^2}{2(1,09 + 0,106)} \right] = 14,259 \text{ см}$$

Приріст напруги в розтягнутій арматурі  $\sigma_s = \frac{M_n}{A_s z}$ :

- при короткочасній дії всього навантаження

$$\sigma_s = \frac{1520}{3,08 \cdot 14,263} = 34,6 \text{ кН/см}^2 ;$$

- при короткочасній дії постійного і тривалого навантажень

$$\sigma_s = \frac{900}{3,08 \cdot 14,262} = 20,49 \text{ кН/см}^2 ;$$

- при тривалій дії постійного і тривалого навантажень

$$\sigma_s = \frac{900}{3,08 \cdot 14,259} = 20,49 \text{ кН/см}^2$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{2}{3}} \sqrt{d} :$$

- при короткочасній дії всього навантаження

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{346}{2 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0,22 \text{ мм} ;$$

- при короткочасній дії постійного і тривалого навантажень

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{204,9}{2 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0,13 \text{ мм} ;$$

- при тривалій дії постійного і тривалого навантажень

$$a_{crc3} = 1 \cdot (1,6 - 15 \cdot 0,009) \cdot 1 \cdot \frac{204,9}{2 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0,19 \text{ мм} .$$

У результаті ширина нетривалого розкриття тріщин

$$a_{crc,sh} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,22 - 0,13 + 0,19 = 0,28 \text{ мм} < a_{crc,adm} = 0,4 \text{ мм} ;$$

- ширина тривалого розкриття тріщин

$a_{crc,l} = a_{crc3} = 0,19 \text{ мм} < a_{crc,adm} = 0,3 \text{ мм}$  тобто в обох випадках ширина розкриття тріщин не перевищує допустимої.

Розрахунок перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента, на виникнення тріщин

Розрахунок виконують для опорного перерізу, де згинаючий момент близький до нуля (отже,  $\sigma_x = 0$ ), на рівні сполучення полиці з ребром ( $y = h - y_0 - h_f = 18,7 - 12,5 - 3 = 3,2 \text{ см}$ ) і в центрі ваги приведенного перерізу ( $y = 0$ ).

Статичні моменти  $S_{red}$  для відповідних рівнів дорівнюють:

$$S_{red} = 135 \cdot 3 \cdot 4,7 + 9,76 \cdot 1,13 \cdot 4,7 = 1955 \text{ см}^3 ;$$

$$S_{red} = 135 \cdot 3 \cdot (3,2 + 1,5) + 22 \cdot 3,2^2 \cdot 0,5 + 9,76 \cdot 1,13 \cdot (3,2 - 1,5) = 2035 \text{ см}^3$$

Відповідні дотичні напруги і головні стискуючі і розтягуючі напруги при про  $\sigma_x = \sigma_y = 0$ :

$$\sigma_{mc} = \tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{J_{red}b} = \frac{18,9 \cdot 1955}{26872 \cdot 22} = 0,063 \text{ кН/см}^2 ;$$

$$\sigma_{mc} = \tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{J_{red}b} = \frac{18,9 \cdot 2035}{26872 \cdot 22} = 0,065 \text{ кН/см}^2 .$$

Визначаємо коефіцієнт:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}}{0,2 + \alpha_1 B} = \frac{1 - \frac{0,65}{11}}{0,2 + 0,01 \cdot 15} = 2,7 > 1 .$$

Приймаємо  $\gamma_{b4} = 1$ .

Перевіряємо умову  $\sigma_{mc} = 0,65 \text{ МПа} < \gamma_{b4} R_{bt,ser} = 1 \cdot 1,15 = 1,15 \text{ МПа}$ .

Оскільки ця умова при розрахунку на нормативні навантаження дотримується, то тріщини в перерізах, похилих до поздовжньої осі елемента, не утворюються.

#### Розрахунок за деформаціями

Обчислюємо коефіцієнт

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_n} ;$$

при дії усього навантаження

$$\varphi_m = \frac{1,15 \cdot 3763}{15200} = 0,29 ;$$

при дії постійного і тривалого навантажень

$$\varphi_m = \frac{1,15 \cdot 3763}{9000} = 0,48 ;$$

Відповідні коефіцієнти  $\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m$  :

від короткочасної дії усього навантаження

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,29 = 0,931 < 1 ;$$

від короткочасної дії постійного і тривалого навантажень

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,48 = 0,722 < 1 ;$$

від тривалої дії постійного і тривалого навантажень

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,48 = 0,866 < 1 .$$

Тепер обчислюваний кривизну

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M_i}{h_0 z} \left[ \frac{\Psi_s}{E_s A_s} + \frac{\Psi_b}{(\varphi_f + \xi) N E_b b h_0} \right];$$

від нетривалої дії усього навантаження

$$\frac{1}{r_1} = \frac{1520}{15,7 \cdot 14,263} \left[ \frac{0,931}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,104) 0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 119,64 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

від короткочасної дії постійного і тривалого навантажень

$$\frac{1}{r_2} = \frac{900}{15,7 \cdot 14,262} \left[ \frac{0,722}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,111) 0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 57,14 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

від тривалої дії постійного і тривалого навантажень

$$\frac{1}{r_3} = \frac{900}{15,7 \cdot 14,259} \left[ \frac{0,866}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,09 + 0,106) 0,15 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 85,0 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Повна кривизна

$$\frac{1}{r_3} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} = (119,64 - 57,14 + 85,0) \cdot 10^{-6} = 147,5 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Прогин маршу становить:

$$f = \frac{1}{r} s l^2 = 147,5 \cdot 10^{-6} \frac{5}{48} 375^2 = 2,2 \text{ см}$$

і його відносне значення

$$\frac{f}{l} = \frac{2,2}{375} = \frac{1}{170} < \frac{1}{200}, \text{ т.т. в межах допустимого.}$$

Перевірка хиткості полягає в тому, щоб прогин від нетривалої дії вантажу

1000 Н (додаткового до повного нормативного навантаження) не перевищував 0,7 мм.

При перевірці використовуємо дані, з попереднього розрахунку, і обчислюємо додатково:

$$\text{момент, що вигинає } M = M_n + \frac{N \cdot l_0}{4} = 15200 + \frac{1000 \cdot 3,75}{4} = 16,14 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{коефіцієнт } \sigma_m = \frac{M}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{1614}{22 \cdot 15,7^2 \cdot 1,1} = 0,271;$$

$$\text{відносна висота стиснутої зони } \xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\sigma_m + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,271+0,92)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,103;$$

плече внутрішньої пари сил

$$z = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 15,7 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{15,7} \cdot 1,02 + 0,103^2}{2(1,02 + 0,103)} \right] = 14,263 \text{ см}$$

$$\text{коефіцієнт } \varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_n} = \frac{1,15 \cdot 3763}{16140} = 0,27;$$

$$\text{коефіцієнт } \psi_s = 1,25 - \varphi_{is} \varphi_m = 1,25 - 1,1 \cdot 0,27 = 0,953 < 1.$$

Кривизна від додаткового вантажу  $N = 1000 \text{ Н}$ , що викликає момент, що вигинає

$$M = \frac{N \cdot l_0}{4} = \frac{1000 \cdot 3,75}{4} = 937,5 \text{ Н} \cdot \text{м},$$

$$\frac{1}{r} = \frac{93,75}{15,7 \cdot 14,263} \left[ \frac{0,953}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,103) 0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 7,53 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

$$\text{і прогин від цього вантажу } f = \frac{1}{r} \frac{l^2}{8} = 7,53 \cdot 10^{-6} \frac{1}{12} 375^2 = 0,09 \text{ см} < 0,7 \text{ см}.$$

Хиткість маршру допустима.

#### Армування сходового маршру

Сходовий маршрут армуємо звареними арматурними виробами – сітками і каркасами. В повздовжніх ребрах сходового маршру встановлюємо каркаси КР-1, а в поперечних ребрах – каркаси КР-2 і КР-3. У верхній стиснутій зоні сходового маршру встановлюємо сітку С-1, що призначена для сприйняття монтажного навантаження і підсилює бетон. Розміри арматурних виробів приведені на кресленнях сходового маршру.

## РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

### 3.1. Розрахунок та конструювання підсилення фундаменту

Фундаменти – це підземні конструкції, які призначені для сприйняття навантаження від вище розташованих частин будівлі і передачі його на ґрунт основи.

При монолітному каркасі будівлі фундаменти влаштовують монолітними, але можна використовувати і збірні. Фундамент складається із підколонника та плитної частини, їх конфігурація в плані та по висоті визначається умовами прикладання навантаження та формою поперечного перерізу колони. При осьовій передачі навантаження підколонник і плитна частина, в плані, мають квадратну форму.

В монолітних фундаментах підколонник по висоті має прямокутний профіль, а плитна частина – ступінчастий. Висота плитної частини визначається кількістю уступів та їх розмірами. Розміри елементів фундаменту в плані та по висоті призначаються кратними 300 мм.

Основним завданням даного розрахунку є: уточнення несучої здатності існуючих фундаментів для каркасної будівлі за II-ю групою граничних станів, перевіривши виконання двох основних вимог:  $P \leq R$ ;  $\sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq R_z$ . та розрахунок підсилення фундаментів якщо це буде потрібним.

### 3.2. Вихідні дані

Існуючий фундамент під центрально-стиснену колону

а) бетон класу С12/15;  $R_b = 8.5$  МПа,  $R_{bt} = 0.75$  МПа,;

б) арматура сітки підшви класу А400С $\emptyset$ 12 крок 200мм,  $R_s = 365$  МПа,  $A_s = 1357$  мм<sup>2</sup>;

в) Розміри підшви фундаменту  $a_\phi = b_\phi = 2300$  мм;

г) Висота фундаменту  $h_\phi = 900$  мм;

д) Умовний розрахунковий опір основи  $R_0 = 0,39$  МПа;

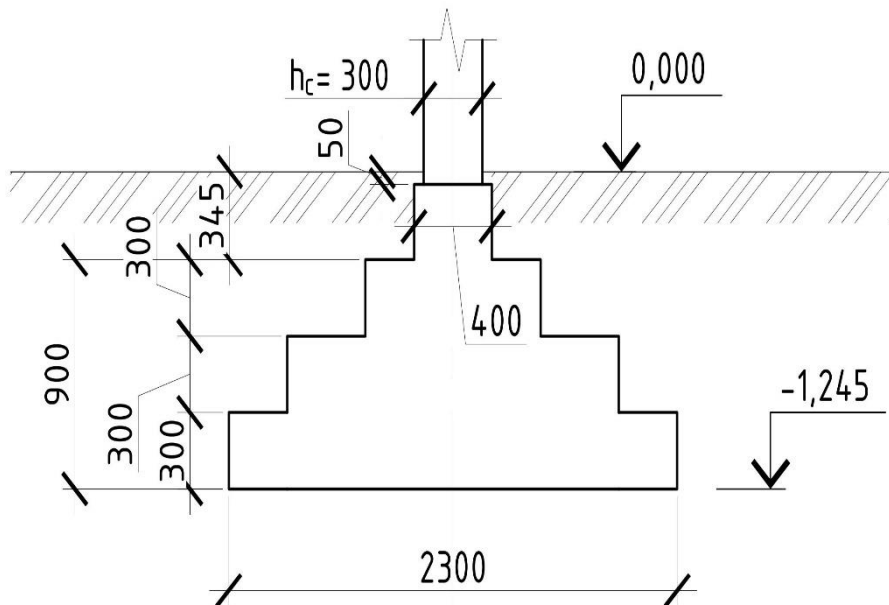


Рис. 3.1. Розміри існуючого фундаменту

### 3.3. Визначення зусиль на фундамент

Навантаження на фундамент передається через колону від балок з урахуванням їх нероздільності. Постійне навантаження складається з власної ваги елементів перекриття та ваги колони. Тимчасове навантаження визначається із умови технологічного процесу.

Навантаження збираємо з площі, яка має форму квадрата з розмірами сторін  $l_h \times l_w = 6 \times 6$  м та з урахуванням кількості поверхів.

Визначення зусиль на колону першого поверху зводиться до табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Визначення зусиль на фундамент

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м
I. Постійне навантаження				
1	Покриття $(g_n + g_\phi) \cdot l_h \cdot l_w =$ $= (0,52 + 0,64) \cdot 6 \cdot 6 = 41,76$	41,76	1,3	54,29
2	Підлога $g_n \cdot l_h \cdot l_w \cdot (n_n - 1) =$ $1,28 \cdot 6 \cdot 6 \cdot (4 - 1) = 137,73$	137,73	1,3	179,05



3	Круглопустотна плита ПК60-15-8 $g_{пл} \cdot l_h \cdot l_w \cdot (n_n - 1) =$ $= 7,85 \cdot 6 \cdot 6 \cdot (4 - 1) = 847,8$	747,8	1,1	822,58
5	Ребра балок $(h_o - h_n) \cdot b_o \cdot l_h \cdot n_n \cdot \rho =$ $= (0,52 - 0,22) \cdot 0,3 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 25 =$ $= 27$	27	1,1	29,7
6	Колона(цок.-другий поверхи) $b_c \cdot h_c \cdot H_n \cdot \rho \cdot n_n =$ $= 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 11,27 = 25,36$	25,36	1,1	27,9
7	Колона(третій поверх) $S_c \cdot H_n \cdot \rho =$ $= 0,007 \cdot 77 \cdot 6,23 = 3,4$	3,4	1,3	4,42
8	Посилення колон(цок. поверх) $A_{об} \cdot H_n \cdot \rho \cdot n_n =$ $= 0,07 \cdot 25 \cdot 3,17 = 25,36$	5,55	1,1	6,1
	Всього постійне:	988,6		1124,04
II. Тимчасове короткочасної дії				
1	Люди, матеріали в зоні Обслуговування $5 \cdot l_h \cdot l_w \cdot (n_n - 1) =$ $= 5 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 3 = 540$	540	1,2	648
2	Сніг $S_0 \cdot l_h \cdot l_w = 1,6 \cdot 6 \cdot 6 = 57,6$	57,6	1,4	80,64
	Всього тимчасове короткочасної дії	597,6		728,64
III. Тимчасове довготривалої дії				
1	Перегородки $g_n \cdot l_h \cdot l_w \cdot (n_n) =$ $1,8 \cdot 6 \cdot 6 \cdot (4) = 270$	270	1,2	324
	Всього тимчасове довготривалої дії	270		324

Таблиця 3.2

Зведена таблиця зусиль на фундамент, з урахуванням коефіцієнта

$$\gamma_f = 0,95$$

	Вид навантаження	Нормативне, кН	Розрахункове, кН
1	Постійне	988,6 · 0,95 = 939,17	1124,04 · 0,95 = 1067,84
2	Тимчасове короткочасної дії	597,6 · 0,95 = 567,72	728,64 · 0,95 = 692,21

3	Тимчасове довготривалої дії	$270 \cdot 0,95 = 256,5$	$324 \cdot 0,95 = 307,8$
4	Довготривалої дії (1+3)	$N_{l.n.} = 824,22$	$N_l = 1036,44$
5	Повне (1+2+3)	$N_n = 1763,39$	$N = 2104,28$

### 3.4. Визначення величини розрахункового навантаження, що сприймає фундамент до посилення

а) з умови міцності нормального перерізу на дію реактивного опору ґрунту.

Відносна висота стислої зони

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0}, \quad (3.1)$$

де  $h_0 = h - a = 900 - 75 = 825$  мм,  $\xi = \frac{365 \cdot 1357}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 2300 \cdot 825} = 0,034$

Для знайденого значення  $\xi = 0,034$  по таблиці

Техническая эксплуатация и реконструкция зданий : учебное пособие для вузов] знаходимо  $\nu = 0,978$

Згинальний момент, що сприймається перетином фундаменту .

$$M_{сеч} = R_s \cdot h_0 \cdot A_s \cdot \nu, \quad (3.2)$$

$$M_{сеч} = 365 \cdot 10^3 \cdot 0,825 \cdot 1357 \cdot 10^{-6} \cdot 0,978 = 399,64 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Реактивний опір ґрунту, що сприймається перетином фундаменту

$$P_1 = \frac{M_{неп}}{0,125(a_\phi - h_c)^2 \cdot b}, \quad (3.3)$$

де  $a_\phi$  – ширина підшви фундаменту.

$$P_1 = \frac{399,64}{0,125(2,3 - 0,825)^2 \cdot 2,3} = 638,92 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове навантаження, що сприймається фундаментом

$$N_1 = P_1 \cdot A_f, \quad (3.4)$$

де  $A_f$  – площа підошви фундаменту

$$N_1 = 638,92 \cdot 2,3^2 = 3379,88 \text{ кН}$$

б) з умови міцності тіла фундаменту на продавлювання

Реактивний опір ґрунту в підошві фундаменту.

$$P = \frac{N_{mp}}{A_f}, \quad (3.5)$$

де  $N_{mp}$  – повне розрахункове навантаження на фундамент.

$$P = \frac{2104,28}{2,3^2} = 397,78 \text{ кН/м}^2;$$

Розрахункове навантаження, що сприймає фундамент

$$N_2 = (R_{bt} \cdot \gamma_{b2} + P) \cdot [2 \cdot h_0 + 0,5(b_c + h_c)]^2, \quad (3.6)$$

де  $\gamma_{b2}$  - для бетонних конструкцій, що вводиться до розрахункового значення  $R$ .

$$N_2 = (0,75 \cdot 0,9 + 397,78) \cdot [2 \cdot 0,825 + 0,5(0,3 + 0,3)]^2 = 3236,45 \text{ кН.}$$

в) з умови припустимих деформацій ґрунту в основі фундаменту.

$$N_3^n = A_f (R_0 - \gamma_{mt} \cdot H_f), \quad (3.7)$$

де  $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$  - середня щільність тіла фундаменту й ґрунту на його уступах;

$H_f$  – глибина закладання фундаменту.

$$N_3^n = 2,3^2 (0,39 \cdot 10^3 - 20 \cdot 1,245) = 1331,38 \text{ кН.}$$

Теж саме, розрахункове навантаження.

$$N_3 = N_3^n \cdot \gamma_{fm} = 1931,38 \cdot 1,15 = 1531,1 \text{ кН.}$$

Величина навантаження, яке необхідно передати на конструкцію посилення фундаменту

$$N_y = N_{mp} - N_{\min}, \quad (3.8)$$

де  $N_{\min}$  – найменша величина з складових  $N_1, N_2, N_3$ .

$$N_y = 2104,28 - 1531,1 = 573,18 \text{ кН.}$$

Висновок: необхідно посилювати фундамент. Зважаючи на особливості конструкції будівлі (роботи з підсилення необхідно буде проводити в середині приміщень), доцільно буде використати підсилення палями з підвішуванням існуючого фундаменту до ростверку за допомогою анкерів. Це дозволить уникнути повного розкопування існуючих фундаментів, практично не змінюючи властивостей ґрунтів основи, а також є одним з найменш витратних способів посилення.

### 3.5. Розрахунок анкерних пристроїв та ростверку

Попередньо задамо кількість та розмір паль. Так як  $N_y \leq 1200 \text{ кН}$  то достатня кількість паль  $n=2$  діаметром 300мм буронабивні неглибокого залягання.

Задаємося діаметром анкерів, що втримують пальовий ростверк, з умови  $d_a > 18 \text{ мм}$ . Приймаємо  $d_a = 20 \text{ мм}$ . Призначаємо анкери зі сталі марки С235 ( $R_y = 230 \text{ МПа}$ ).

Зусилля, що сприймає один анкер діаметром 20 мм ( $f_a = 3,142 \text{ см}^2$ ),

$$N_a = K \cdot R_y \cdot f_a, \quad (3.9)$$

де  $K = 0,8$  - коефіцієнт умови роботи анкера.

$$N_a = 0,8 \cdot 230 \cdot 10^3 \cdot 3,142 \cdot 10^{-4} = 57,81 \text{ кН.}$$

Знаходимо необхідну кількість анкерів:

$$n_a = \frac{N_y}{N_a}, \quad (3.10)$$

$$n_a = \frac{573,18}{57,81} = 9,9$$

Ухвалюємо  $n_a = 10$  шт., при цьому умова запобігання виникнення моменту кручення у ростверку  $n_a > 4$  шт. виконується.

#### Розрахунок міцності ростверку на вигин по нормальному перетину

Знаходимо розрахунковий згинальний момент (рис.3.2).

$$M = N_{ce} \cdot l_0 \quad (3.11)$$

де  $N_{ce} = \frac{N_y}{n} = \frac{573,18}{2} = 286,59 \text{ кН}$  – навантаження на одну палю.

$$M = N_{ce} \cdot l_0 = 286,59 \cdot 1,3 = 372,57 \text{ кН}.$$

Задаємо клас бетону ростверку С15/20 ( $R_b=11,5 \text{ МПа}$ ;  $R_{bt}=0,9 \text{ МПа}$ ;  $E_b=27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ ).

Знаходимо необхідну корисну висоту перетину ростверку при

коефіцієнті  $\alpha_0 = \alpha_{0(onm)} = 0,3$

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_0 \cdot R_b \cdot b}},$$

(3.12)

$$h_0 = \sqrt{\frac{372,57}{0,3 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,8}} = 0,3 \text{ м}.$$

Повна висота перетину ростверку

$$h = h_0 + a = 0,3 + 0,05 = 0,35 \text{ м}.$$

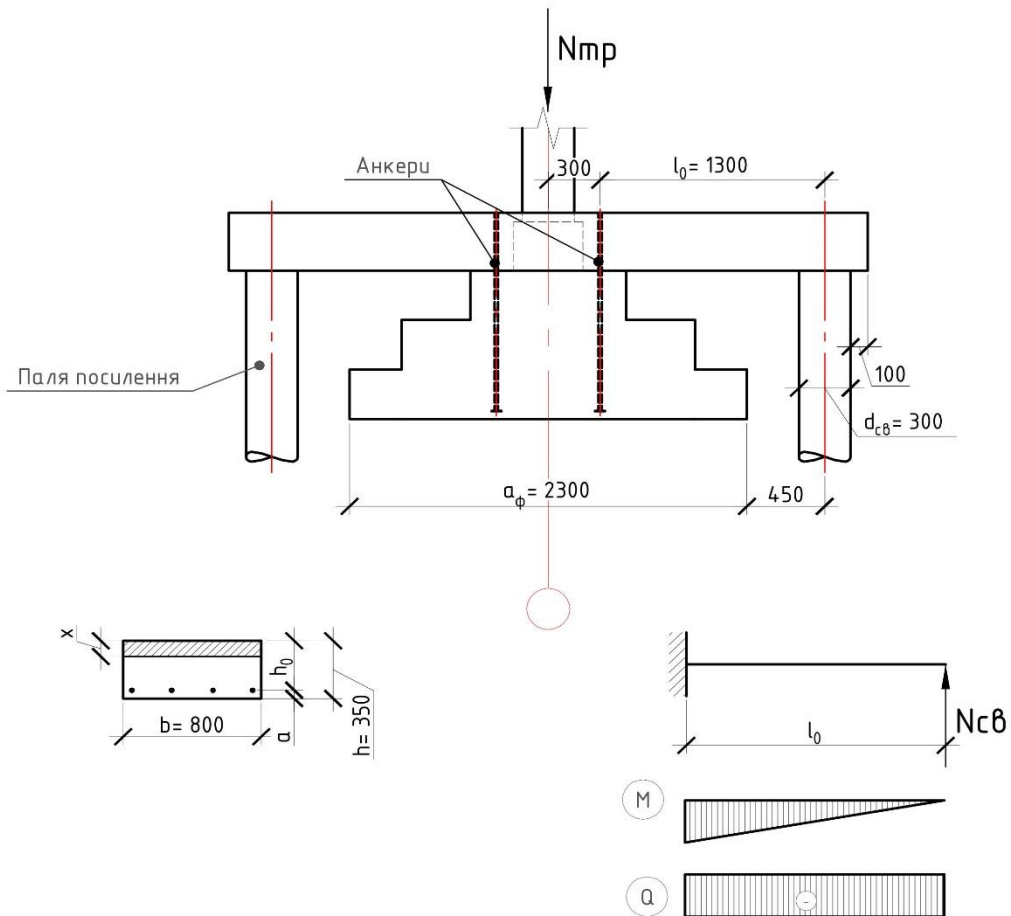


Рис.3.2. Розрахункова схема та перетин ростверку

Для прийнятого коефіцієнта  $\alpha_0$  знаходимо коефіцієнт  $\nu=0,815$ .

Знаходимо необхідну кількість робочої арматур класу А400С:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \nu}, \quad (3.13)$$

$$A_s = \frac{372,57 \cdot 10^4}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,815} = 38,7 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4 $\varnothing$ 25А400С + 4 $\varnothing$ 25А400С ( $A_{sf}=39,8 \text{ см}^2$ ).

Перевірка міцності ростверку по похилій стислій смузі

Знаходимо розрахункову поперечну силу:

$$Q = N_{cb} = 286,59 \text{ кН}.$$

Призначаємо поперечну арматуру ростверку 4  $\varnothing$ 10А240С ( $A_{sw} = 3,14 \text{ см}^2$ ,  $R_{sw}=175 \text{ МПа}$ ;  $E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ ). Крок поперечних стрижнів  $S = 200 \text{ мм}$ .

Визначаємо коефіцієнти:

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{3,14}{80 \cdot 20} = 0,002; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{27 \cdot 10^3} = 7,78;$$

$$\varphi_w = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,002 = 1,08; \quad \varphi_b = 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,89$$

Перевіряємо умову.

$$Q \leq 0,3\varphi_b \cdot \varphi_w \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 \quad (3.14)$$

$$286,59 \text{ кН} \leq 0,30,89 \cdot 1,08 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,3 = 698,3 \text{ кН}.$$

Умова виконується.

Здійснюємо розрахунок міцності ростверку по похилій тріщині.

Знаходимо розрахункові параметри при значенні коефіцієнта  $\varphi_{b2} = 2$ :

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{br} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2, \quad (3.15)$$

$$M_b = 2 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,3^2 = 109 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$c = \frac{2M_b}{Q} = \frac{2 \cdot 109}{286,59} = 0,76 \text{ м} \geq 2h_0 = 0,6 \text{ м}.$$

$$\text{Приймаємо } c=0,6 \text{ м}, \quad Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{109}{0,6} = 181,7 \text{ кН} \leq Q = 286,59 \text{ кН}.$$

Погонне зусилля, що сприймає поперечна арматура.

$$q_{sw} = \frac{0,5 \cdot Q}{c} = \frac{0,5 \cdot 286,59}{0,6} = 238,83 \text{ кН/м.}$$

Необхідний крок поперечної арматури:

$$S = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 10^3 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4}}{238,83} = 0,23 \text{ м} \geq S = 0,2 \text{ м}.$$

### 3.6. Розрахунок паль

Визначимо несучу здатність буронабивної палі діаметром 0,3 м, яка занурена в ґрунт на 3 м нижче рівня верху фундаменту.

Несучу здатність  $F_d$ , кН, висячої буронабивної палі працюючих на стискаюче навантаження, слід визначати як суму розрахункових опорів ґрунтів підстави під нижнім кінцем палі й на її бічній поверхні за формулою ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд».

$$F_d = \gamma_c \times \left( \gamma_{cr} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (3.16)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, прийнятий рівним 1;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа,

$A$  - площа обпирання на ґрунт палі, м<sup>2</sup>,

$U$  - зовнішній периметр поперечного переріза стовбура палі, м;

$f_i$  - розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту підстави на бічній поверхні палі, кПа,

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м;

$\gamma_{cr}, \gamma_{cf}$  - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі на розрахункові опори ґрунту.

$$R = 0,75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h); \quad (3.17)$$

$$R = 0,75 \cdot 0,245 (60 \cdot 16,7 \cdot 0,3 + 107,3 \cdot 0,68 \cdot 16,7 \cdot 2,5) = 1814,98 \text{ кПа};$$

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 1814,98 \cdot 0,07 + 1 \cdot 0,7 \cdot 58 \cdot 3) = 298,85 \text{ кН} > N_{cs} = 286,59 \text{ кН}$$

Задамоє клас бетону палі C25/30 ( $R_b=17$  МПа;  $R_{bt}=1,2$  МПа)

Площа поздовжньої робочої арматури обчислюється за формулою:

$$A'_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - A \cdot \frac{R_b}{R_{sc}}, \quad (3.18)$$

де  $\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot \frac{R_{sc}}{R_b} \cdot \mu = 0,894 + 2 \cdot (0,894 - 0,894) \cdot \frac{365}{17} \cdot 0,015 = 0,894$  – коефіцієнт,

який враховує гнучкість елемента, тривалість дії навантаження, характер армування.

$$A'_s = \frac{286,59 \cdot 10}{1 \cdot 0,894 \cdot 365} - 706,85 \cdot \frac{17}{365} = 10,13 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø18А400С,  $A_s=10,18 \text{ см}^2$ .

## **РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА**

### **4.1. Технологія будівельного виробництва**

#### **Земляні роботи**

При плануванні і впорядкуванні території ведуть переробку ґрунту. Спеціалізований потік земляні роботи включають наступні приватні потоки:

- зрізає рослинного шару ґрунту з планованої площі, яка здійснюється бульдозером мазкі ДЗ, - 37. Ґрунт відвозиться на відстань до 20 км. автосамоскидами для рекультивації с/х земель.

- вертикальне планування виконується для забезпечення відведення води з будівельного майданчика з ухилом 5% у бік природного водовідведення. Планування проводиться по балансу земляних мас бульдозером ДЗ - 37.

- розробка котлованів здійснюється одноковшовим екскаватором ЕО-4123 потужністю 59кВт. Екскаватор обладнаний зворотною лопатою місткістю 1м<sup>3</sup>.

- ручне доопрацювання виконується стиранням дна котловану до проектної відмітки совковими лопатами.

До виконання земляних робіт дозволяється приступати тільки по закінченню підготовчих робіт. Бетономішалкою на автомобільному ході завозять бетон і влаштовують бетонну підготовку (завтовшки 100мм) під фундаменти.

#### **Влаштування підземної частини**



До початку підсилення залізобетонних фундаментів повинні бути виконані організаційно-підготовчі заходи, а також усі роботи у відповідності зі стройгенпланом, розробленим у проекті виробництва .

оформлено акти приймання виконаних арматурних і опалубних робіт у відповідності з ДБН "Бетонні і залізобетонні конструкції монолітні";

робітники й ІТП ознайомлені з проектом провадження робіт, технологією й організацією робіт, навчені безпечним методам праці.

Доставка бетонної суміші на об'єкт здійснюється автобетоновозом СБ-113А.

Ущільнення бетонної суміші, що укладається, виробляється глибинним вібратором ВЕРБ-67.

Крок перестановки внутрішніх вібраторів не повинний перевищувати полуторного радіуса їхньої дії.

Глибина занурення внутрішнього вібратора повинна забезпечувати часткове поглиблення його в раніше покладений шар (50-100 мм) для кращого зв'язку шарів між собою.

Не допускається обпирання вібраторів під час їхньої роботи на арматуру монолітних конструкцій.

Бетонник-ланковий разом з бетонником робить огляд і перевірку правильності установки опалубки й арматури. Бетонник 3-го розряду робить прийом бетонної суміші з кузова бетоновоза в бункер.

Бетонники укладають бетон у конструкцію шарами не більш 0,5 м, одночасно ведуть ущільнення бетонної суміші глибинним вібратором протягом 20-30 з до припинення осідання бетонної суміші і появи на поверхні цементного молока. Відхід за бетоном здійснюють бетонники 3-го розряду.

При провадженні робіт необхідно дотримувати правил техніки безпеки в будівництві.

При влаштуванні фундаментів повинні бути завершені роботи по влаштуванню котлованів:

- підготовка опалубки,
- винесення осей на дно котловани,
- монтаж арматури та закладних деталей.

Після влаштування фундаментів виконують вертикальну гідроізоляцію цементним розчином.

До початку робіт по зведенню підвалу будівлі повинні бути виконані наступні роботи:

- виконані і здані по акту земляні роботи;
- підготовлені інструмент і пристосування
- сплановані майданчики для складування збірних залізобетонних конструкцій;
- забезпечені умови безпечного ведення робіт і виробничої санітарії.

## **4.2.Зведення надземної частини будівлі**

### **Влаштування монолітного каркаса**

Зведення монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій вимагає виконання комплексу процесів, що включає пристрій опалубки, армування і бетонування конструкцій, витримку бетону, розпалубка, а також при необхідності обробку поверхонь готових конструкцій. Технологічний процес по зведенню монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій складається із заготовчих і монтажних укладань (основних) процесів, зв'язаних між собою транспортними операціями.

До складу заготовчих процесів входять операції по виготовленню елементів опалубки, арматури, збірці арматурно-опалубних блоків, приготуванню бетонної суміші. Вони виконуються, як правило, в заводських умовах або в спеціалізованих цехах і майстернях. Основні процеси, які виконують безпосередньо на будівельному майданчику, - установка опалубки і арматури в проектне положення; монтаж арматурних і арматурно-опалубних блоків; укладання і ущільнення бетонної суміші; догляд за бетоном в процесі тверднення; демонтаж опалубки після досягнення бетоном необхідної міцності.

#### **Заходи з виконання геодезичних робіт**

Замовник зобов'язаний створити геодезичну розбивочну основу для будівництва і передати генпідряднику технічну документацію на неї (акт розбивки) і закріплені на майданчику будівництва пункти основи, в т.ч.:

- планові (осьові) знаки зовнішньої сітки будівлі в кількості чотирьох на кожен вісь, в т. ч. знаки, які визначають точки перехрещення основних розбивочних осей всіх осей будівлі;
- планові (осьові) знаки лінійних споруд, які визначають вісь, початок, кінець траси, колодязі, які закріплені на прямих ділянках та на кутах повороту траси;
- нівелірні репери у кожній будівлі не менше одного, а також вздовж всіх інженерних мереж;

- приймання геодезичної розбивочної основи для будівництва слід оформити актом (згідно додатку до (17)) із залученням геодезиста генпідрядника, після чого необхідно закріпити осьові знаки обноскою.

Приймання котлованів, вертикального планування, нульових циклів слід виконувати при наявності виконавчої зйомки на виконання робіт із обов'язковою перевіркою цих робіт геодезистом генпідрядника.

Обноска і осьові знаки після виконання робіт повинні бути відновлені в повному обсязі.

### **Пристрій опалубки під підсилення колон**

Опалубка — це тимчасова допоміжна конструкція, службовка для додання потрібних форми, геометричних розмірів і положення в просторі конструкції, що зводиться (або її частини).

Опалубка в загальному випадку складається з: опалубних щитів (форм), що забезпечують форму, розміри і якість поверхні конструкції; кріпильних пристроїв, що забезпечують проектне і незмінне положення опалубних щитів один щодо одного; опорних і підтримуючих пристроїв, що забезпечують проектне положення опалубних щитів в просторі.

У об'єми, утворені встановленими в проектне положення опалубними щитами, укладають бетонну суміш, де вона твердне, перетворюючись на бетон заданої міцності. Після того, як бетон досяг необхідної міцності, опалубку видаляють, тобто проводять распалубливання.

Опалубка повинна відповідати наступним вимогам: бути міцною, стійкою, не змінювати форми під впливом навантажень, що виникають в процесі виробництва робіт; палуба (обшивка) опалубного щита повинна бути достатньо щільною, в ній не повинно бути щілин, через які може просочитися цементний розчин; забезпечувати високу якість поверхонь, що виключає появу напливів, раковин, викривлень і тому подібне А також бути технологічною, тобто повинна встановлюватися і розбиратися, не створювати утруднень при монтажі арматури, а також при укладанні і ущільненні бетонної суміші; володіти оборотністю, тобто багато разів використовуватися; чим вище оборотність опалубки, тим нижче її вартість, віднесена до одиниці об'єму готової конструкції.

При зведенні монолітних колон, застосовується металева ковзаюча опалубка. У опалубці на консолях домкратних ралі закріплено дві металеві ферми зварені з арматурних стягувань, які підвішуються гнучка тяга підтримуючі нижні майданчики. Щити ковзаючої опалубки повинні мати гладку поверхню дотичну з бетоном з метою зменшення сил тертя. Як механізм для підйому металевої слизької опалубки застосовується гідравлічна система. При установці щитів опалубки створюється нахил щитів розташованих один проти одного з

розширенням до низу для зменшення впливу зчеплення опалубки з бетонною сумішшю. Величина конусності залежить від рухливості бетонної суміші, встановлюється в межах від 3-10 мм /1м.

### **Пристрій опалубки під безбалкову плиту**

Склад робіт:

Установка базових стояків з триногами;

Вкладання в головки стояків підтримуючих (головних) балок;

Вкладання на підтримуючі балки розподільчих (другорядних) балок;

Розкладка опалубних щитів;

Закріплення бортових елементів;

Закріплення страхувальної огорожі;

Влаштування елементів жорсткості;

Виконання демонтажу елементів горизонтальної опалубки з вкладенням їх в контейнери.

Роботи проводяться в природно-кліматичних умовах м. Ірпінь впродовж календарного року у дві зміни. Підставою для розробки технологічної карти каталоги конструкцій елементів фірми "DOKA".

Обов'язковими необхідними умовами для застосування даної технологічної карти є: Досягнення несучої спроможності бетону попереднього (нижче розміщеного) перекриття не менше 70% від проектної.

Товщина монолітного перекриття 200мм.

Висота поверхів - 3,3 м.

Несуча спроможність стояків-опор - для опор Eurex 20 300 - 20 кН.

При прив'язці типової технологічної карти до конкретних умов будівництва у складі ПВР передбачити наявність документів:

Загально-організаційна схема розділення будівлі на захватки.

Варіанти темпів спорудження поверхів з відповідними поярусними схемами переміщення стояків.

Проект розташування (схеми) опалубних елементів.

Технічні заходи сходження робітників на поверхи.

Місця і засоби анкерування страхувальних канатів, поясів.

Проект виробництва геодезичних робіт.

з) Проект закріплення навісної площадки-накопичувача для перевантаження і подачі елементів опалубки на наступні поверхи.

і) Проект інвентарних риштувань і наявність засобів підмоцнення для роботи на висоті при влаштуванні вертикальної опалубки та для великогабаритних щитів.

Організація і технологія будівельного процесу з влаштування горизонтальної опалубки.

До початку влаштування горизонтальної опалубки необхідно здійснити підготовчі роботи:

здійснити влаштування залізобетонних монолітних вертикальних конструкцій на попередньому поверсі;

виконати розпалубочні роботи (після набуття розпалубної міцності бетоном 0,3 МПа);

доставити на перекриття, яке відповідає вимогам до міцності, опалубні елементи, інвентар, засоби помосту, інструмент, страхувальні засоби безпеки;

розмітити червоною фарбою місце встановлення телескопічних стояків, які суміщуються зі стояками, що розміщені на нижніх поверхах. В залежності від висоти поверхів, крок розташування стояків визначається в залежності від товщини перекриття (схему розміщення стояків див. розділ ТБВ лист 1);

закріпити до ядра жорсткості будинку (сходові клітини) страхувальні канати. Влаштувати перевантажувальні засоби - навісні площадки.

Роботи з монтажу горизонтальної опалубки виконує ланка монтажників з двох чоловік, в т.ч. монтажник 4 розр. і монтажник 3 розр.

Роботи починаються з встановлення інвентарних телескопічних стояків - опор, які укомплектовані триногами.

Процес влаштування опалубки наступний. З поданих на поверх (ярус) контейнерів з елементами риштувань опалубки беруться і на розмічені місця встановлюються розкладені триноги. В триноги встановлюються опорні стояки і фіксуються замками. На стояк вставляється нижня головка з фіксаторними клинами. Стояки висуюються на визначену висоту (у відповідності з проектною висотою поверху  $H$ , довжина висунутого стояка  $L=H=(h_{п.} + h_{д.б.} + h_{г.б.} + h_{н.г.})$  де  $h_{п.}$  - товщина палуби 21 мм;  $h_{д.б.}$  - висота другорядної балки (200 мм);  $h_{г.б.}$  - висота головної балки (200 мм);  $h_{н.г.}$  - висота фіксованої клином шийки нижньої головки (60 мм). Висунута необхідна довжина фіксується пальцем і гвинтом.

При допомозі спеціального дистанційного маніпулюючого інструменту у вигляді вилки головні балки навішуються на нижні головки таким чином, щоб звисаючі з головок кінці балки були симетричними.

базового помосту на палубі. Між скріпленими балками розташовується базовий щит-поміст із спеціальними фіксуючими від зсуву ребрами. Ребра закріплені гвинтами з

потаємними головками. Після розташування між балками щита-помосту, він закріплюється до ребер балок при допомозі фіксаторних підкладок. В центрі щита-помосту закріплена анкерна деталь з проушиною, до якої закріплюються карабіни страхувальних поясів монтажників.

На приставній драбині монтажники піднімаються на щит-поміст, закріплюються карабінами до проушини. Додаткова ланка монтажників подає щити на монтажний горизонт, а попередні ланки - вкладають їх на балки. Перед укладанням щитів палуби біля контуру будинку карабіни монтажників закріплюються до страхувального канату.

Щит-поміст замінюється на рядовий щит палуби. На контурі майбутньої плити перекриття закріплюється бортовий елемент і запобіжна огорожа.

Після розкладки щитів під головні балки з необхідним кроком вставляються допоміжні стояки з підтримуючими головками, висунутими на величину L.

На цьому процес влаштування горизонтальної опалубки закінчується.

Демонтаж опалубки виконується почерговою перестановкою стояків опор шляхом виведення їх з-під балок, зняття підтримуючих головок і підведення під монолітну плиту перекриття з напруженням гвинтами.

Демонтаж і перестановка стояків виконується окремими ділянками, розмір яких не перевищує 6 м в напрямку головних і другорядних балок.

Процес демонтажу опалубки наступний.

Монтажник знімає проміжні стояки шляхом згвинчування замків і на опорах з триногами молотком вибиває клин головки, яка осідає на 60 мм разом з балками і щитом палуби. Перший і другий монтажники при допомозі вилок повертають другорядні балки навколо подовжньої осі на 90°. Третій і четвертий монтажники з монтажних столиків висувають і передають першому і другому щити, які їх складують в спеціальні контейнери. Аналогічно знімаються другорядні балки, а також головні балки. Для зручного пересування контейнер забезпечується колесами.

Після звільнення ділянки 6×6 м монолітного перекриття з стояків-опор знімаються підтримуючі головки, стояки висуваються, підводяться під плиту і виставляються в напруженому гвинтами стані в раніше розмічених фарбою місцях.

Після цього виконуються аналогічні операції з демонтажу опалубки і перестановки стояків-опор на наступній ділянці.

Необхідність підведення і розкріплення стояків-опор під плити перекриття, бетон якого набрав 100% міцності, а також кількість розкріплених ярусів на вертикалі будинку визначається на підставі спеціального проектного рішення в залежності від несучої спроможності перекриття, темпів будівництва і умов тужавлення бетону.

У випадках влаштування опалубки для балконів, консольних перекриттів тощо, застосовується система опалубних пристосовувань.

### **Укладання бетонної суміші**

Перед укладанням бетонної суміші в конструкцію виконують комплекс операцій по підготовці опалубки, арматури, поверхонь раніше укладеного бетону і підстави.

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

Перед укладанням бетонної суміші перевіряють встановлені арматурні конструкції. Контролюють місцеположення, діаметр, число арматурних стрижнів, а також відстані між ними, наявність перев'язок і зварних прихваток в місцях перетину стрижнів. Відстані між стрижнями повинні відповідати проектним.

Проектне розташування арматурних стрижнів і сіток забезпечується правильною установкою підтримуючих пристроїв: шаблонів, фіксаторів, підставок, прокладок і підкладок. Забороняється застосовувати підкладки з обрізків арматури, дерев'яних брусків і щебеня. Зварні стики, вузли і шви, виконані при монтажі арматури, оглядають зовні. Крім того, випробовують декілька зразків арматури, вирізаних з конструкції. Місця вирізки і число зразків встановлюють за узгодженням з представником технагляду.

Первинне заповнення опалубки бетонною сумішшю проводиться двома шарами завтовшки 300-350 мм, з таким розрахунком, щоб після завершення укладання другого шару відразу ж можна було піднімати опалубку, тобто приблизно через 3-4 ч. Укладання другого шару бетону проводять тільки після завершення укладання першого шару по всьому периметру будівлі. Для визначення можливості почала рухи опалубки виконують пробний її підйом і, якщо бетон не обповзав, підйом продовжують. При цьому до заповнення опалубки на повну висоту її рух повинен здійснюватися з швидкістю 60-70 мм в 1 ч.

Ущільнення бетонної суміші рекомендується проводити глибинними вібраторами з гнучким валом і стрижнем діаметром до 51 мм. При цьому забороняється спирати вібратор на арматуру, особливо у вузлах її сполучення. Можливо тільки бічне торкання арматури наконечником вібратора. При застосуванні бетонної суміші з осіданням понад 80 мм ущільнення її слід проводити уручну стикуванням.

### **Витримка бетону**

В процесі витримки здійснюють догляд за бетоном, який повинен забезпечити: підтримка температурно-вологісного режиму, необхідного для наростання міцності бетону;

запобігання значним деформаціям і утворенню тріщин; оберігання тверднучого бетону від ударів, струсів, інших дій, погіршуючих якість бетону в конструкції.

Свіжоукладений бетон підтримують у вологому стані шляхом періодичних поливань і оберігають влітку від сонячних променів, а взимку від морозу захисними покриттями.

У літній період бетон на звичайному портландцемент поливають протягом 7 сут, на шлакопортландских \_

і інших малоактивних цементах — не менше 14 сут. При температурах повітря вище +15 протягом 3 сут поливання проводять вдень через кожні 3 ч і один раз вночі, а в наступні дні — не рідше за три рази на добу.

Поливання проводять брандспойтами з розпилювачами приєднаними шлангами до трубопроводів тимчасового водопостачання. Для запобігання вимиванню бетону струменем води його поливання починають через 5... 10 ч після укладання.

Свіжоукладений бетон не повинен піддаватися дії навантажень і струсів. Рух людей по забетонованих конструкціях, а також установка на цих конструкціях лісів і опалубки допускається тільки після досягнення бетоном міцності не менше 1,5 Мпа. Заходи щодо догляду за бетоном, їх тривалість і періодичність відзначають в журналі бетонних робіт.

### **Цегляна кладка стін і перегородок**

При цегляній кладці стін до 4 метрів використовують підмости. Розміри керамічної цеглини 250 × 120 × 65 мм і легкобетонних блоків 250 × 200 × 400 мм. Робоче місце включає три зони: робочу зону, зону складування і транспортну зону. Робоча зона має розмір не менше 60 – 70 см, зона складування 100 – 160 см, вільна зона 30 – 90 див.

Середня товщина горизонтальних швів повинна бути 12 мм, а вертикальних 10 мм. Каменярі використовують контрольні-вимірювальні прилади.

Цегляну кладку стін проводять відповідно до робочих креслень і з дотриманням вимог відповідних нормативних документів.

Основним методом організаційного процесу при цегляній кладці є потоково-кільце.

У ланці обов'язки розподіляються так, щоб всі каменярі були рівно завантажені і виконували робочі операції по складнощі, відповідні їх розряду. Каменяр високого розряду встановлює, порядковки, укладає верстові ряди,



перевіряє правильність викладених ділянок. Підручні подають цеглину і розстилають розчин.

На продуктивність праці каменяря робить вплив також організація робочого місця. Відповідно до організації робочого місця воно повинне знаходитися у сфері обслуговування підйомного крана. При цьому повинні бути виділені три зони: робоча шириною 0,6-0,7м, зона матеріалів 0,65-1м і транспортна 0,8-1,25м. Загальна ширина робочого місця каменяря досягає 2,5м. Цеглину розташовують уздовж фронту роботи, чергуючи з розчином. При кладці стін з отворами цеглину слід розміщувати напроти простінків, а розчин – напроти отворів.

Запас цеглини на робочому місці повинен складати 2х-4х годинної потреби, розчин подається на підмости перед початком кладки. Надалі матеріал подається у міру його витрачання. У теплу пору року кількість розчину складає 40-45 хвилин роботи. Експлуатаційне навантаження на підмости не повинна перевищувати 250 кг/м<sup>2</sup>.

#### **Контроль якості цегляної кладки**

Якість цегляної кладки повинна задовольняти вимогою ДБН. Контроль якості необхідно здійснювати по ходу кладки і, якщо потрібний, проводити приймання прихованих робіт з складанням актів.

Приймання закінчених кам'яних конструкцій повинно супроводжуватися перевіркою:

- правильності перев'язки, товщини заповнення швів, а також вертикальності, горизонтальності і прямолінійності поверхонь і вузлів кладки;

Відхилення в розмірах кам'яних конструкцій від проектних не повинні перевищувати відхилення, що допускаються, приведені в даній технологічній карті.

Таблиця 4.1

Допуски і відхилення при виробництві цегляної кладки

№ п/п	Найменування конструкцій	Величина відхилень, що допускаються, мм
-------	--------------------------	---

1	Допускаються нерівності на вертикальній поверхні при накладенні 2х метрової рейки не обштукатурюваної обштукатурюваною	±5 ±10
2	Рядів кладки від горизонталі на 10 метром довжини	±15
3	Поверхонь і кутів кладки від вертикалі на 1 поверх	±10
4	По зсуву осей суміжних віконних отворів	±20
5	По ширині отворів .	±15
6	По відмітці обрізів	±15
7	По ширині простінків	±15
8	По зсуву осей конструкції	±10
9	По товщині кладки	+10

## Покрівельні роботи

**Влаштування покрівлі.** Покрівельні роботи слід виконувати комплексною бригадою, що складається із спеціалізованих ланок.

До початку покрівельних робіт на об'єкті повинні бути виконані наступні роботи:

- закінчені на даху всі будівельні і монтажні роботи;
- перевірена підстава під крівлю і прийнято по акту на приховані роботи;
- підготовлені машини, устаткування, інструменти, інвентар і матеріали.

Пристрій крівлі слід проводити в наступній технологічній послідовності:

- пристрій пароізоляції;
- пристрій утеплення;
- пристрій профнастилу;

**Укладання утеплювача.** Утеплювач з жорстких мінераловатних плит укладати досуха по пароізоляційному шару за всією площею без розривів. Шви між плитами утеплювача засипати крихтою з цього ж теплоізоляційного матеріалу. Для повного прилягання плит до підстави нерівності слід посипати сухим піском. В процесі укладання утеплювача необхідно перевіряти його об'ємний все і вологість.

**Пристрій крівлі.** Виконується згідно інструкції заводу виробника.

**Контроль якості кровель.** Крівлі приймає комісія після закінчення робіт, а також на проміжних етапах їх настилки. В процесі проміжних приймань складати акти на приховані роботи по закінчених частинах крівлі.

Подача матеріалів і під'їм людей здійснюється за допомогою підйомника ТП-9.

## **Зовнішня обробка**

Зовнішні поверхні стіни з відмітки 0,000 обштукатурюють мінеральною штукатуркою. На окремих ділянках фасадів застосовується високоякісна штукатурка декоративним розчином по каменю.

## **Внутрішня обробка**

При обробці приміщення застосовується покращене забарвлення. До початку малярних робіт в приміщеннях необхідно закінчити всі будівельні роботи (окрім пристрою чистої половини).

Масляне забарвлення білилами, високоякісне забарвлення стін білилами по штукатурці, високоякісне клейове забарвлення здійснюється за допомогою малярної станції СО-115 з продуктивністю при нанесенні водних складів 500 м<sup>2</sup>/ч.

Перед обштукатурюванням поверхню очищають, насікають по всій площині. Багатошарова штукатурка виконується з трьох шарів набризгу, що окремо наносяться, ґрунту і накривки. Кожен подальший шар наносять тільки після вирівнювання і схоплювання попереднього. Розчин розрівнюють по маякових рейках уручну правилом. Та, що затерла проводиться уручну. Штукатурні роботи виконують механізованим способом, за допомогою штукатурної станції СО-114.

Облицювання поверхні починають з її розмітки і провішування схилом з метою визначення їх відхилення від вертикалі і горизонталі. Встановлюють рейки з цвяхів по яких остаточно вивіряють поверхню, потім через 150 см один від одного встановлюють маякові плити, далі по схилу також закріплюють верхні маякові плити. Облицювання починають з першого нижнього маякового ряду, який встановлюють по горизонтальній рейці, вирівняній під рівень. Облицювання проводять від низу до верху з дотриманням вертикальних і горизонтальних рядів.

## **Влаштування підлоги**

Комплексний процес складається з наступних операцій: влаштування гідроізоляції клеєвої на мастиці бітуміноль, влаштування цементно-піщаного

стягування, завтовшки 20мм. Використовується потоково-комплексний метод настилення кожного виду підлоги. Ланку робочих виконує весь комплекс робіт по пристрою підлоги на захватке і тільки тоді переходить на наступну. До складу ланки входять плиточники-облицовщики, ізолювальники.

Мозаїчні покриття виготовляються з бетонних сумішей на портландцементе М 400. Як крупний заповнювач використовують щебінь великої 5..15 мм з гірських порід, дрібним заповнювачем служить річковий пісок. Мозаїчні підлоги виконуються в два шаруючи: нижній шар розчину – 15.20мм, верхній, – 25.30 мм. Безпосередньо перед укладанням матеріалу покриття поверхню рясно зволожують і ґрунтують цементним молоком. Для отримання мозаїчного покриття на підстилаючому шарі заздалегідь виставляють жилки з скла, латуні і алюмінію.

Керамічні плитки розмірами 300\*300 мм укладають на стягування з цементно-піщаного розчину завтовшки 10-20 мм. Після підготовки підстави приступають до розмітки і установки маяків. Після укладання фризівого ряду і установки маякових рядів з плитки укладають решту плитки. Готова підлога з керамічних плиток повинна бути рівною і горизонтальною.

Підлоги з лінолеуму виконують по цементно-піщаному стягуванню. Перед пристроєм полові лінолеум витримують в приміщеннях при температурі повітря не нижче 15 °З в перебігу 2 діб. Лінолеум приклеюють до підстави клеєм ТМ "Майстер", якого наносять суцільним шаром пластмасовим шпателем товщиною 1 мм. Прирізка і приклеювання виконують не раніше чим через 2-3 діб після наклейки полотнищ. Зазори між стінами і лінолеумом не повинні перевищувати 10 мм.

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Енергетична ефективність будинків: Навч. посібник / О.І.Філоненко, О.І.Юрін. – Полтава: ПП «Астроя», 2018 – 484 с.
2. Теплова ізоляція будівель : ДБН В.2.6-31:2006. — [Чинні від 2007-04-01] / Мінбуд України — К. : Укрархбудінформ, 2006. — 65 с. — (Державні будівельні норми України).
3. Теплова ізоляція будівель : ДБН В.2.6-31:2016. — [Чинні від 2007-04-01] / Мінбуд України — К. : Укрархбудінформ, 2016. — 35 с. — (Державні будівельні норми України).
4. Природне і штучне освітлення : ДБН В.2.5-28-2006. [Чинні з 2006-10-01] / Держбуд України. — К. : Укрархбудінформ, 2006. — 76 с. — (Державні будівельні норми України).
5. ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування». Чинний з 01 січня 2014 року.
7. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія». – К.: Держбуд України, 2012.
8. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», чинний з 1 жовтня 2019 р.
9. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів Норми проектування / К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 59 с.
10. ДБН В.2.1-10:2018. «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення». – К.: Держбуд України, 2018.
11. ДБН В 2.5-13-98 «Пожежна автоматика будівель та споруд».
12. ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва». Чинний від 2017-06-01 – 38с.

13. ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення»/ Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011.
14. ДБН А.3.1-5-2016 «Організація будівельного виробництва». – К.:2016. 49 с.
15. ДБН А.3.2-2:2009 ССПБ. «Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення».
16. ДСТУ Б В.2.5-26:2005. «Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі та споруди. Люки оглядових колодязів і дощоприймачі зливостічних колодязів. Технічні умови».
17. Будівельні матеріали, вироби та санітарна техніка: науково-технічний збірник. – Вип. 36. – 2010. – С. 76 – 83.
18. Гетун Г.В., Румянцев Б.М., Жуков А.Д. Системи ізоляції будівельних конструкцій. Навчальний посібник. – Дніпро: Журфонд – 2016 р. – 676 с.
19. ДСТУ Б.В 2.6-101:2010 Метод визначення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій – Київ, Мінрегіонбуд України 2010. – 53с.