

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

УДК 72.012:339.17(477.53)

«ПОГОДЖЕНО»

Декан факультету  
конструювання та дизайну  
(назва факультету)

\_\_\_\_\_ Ружи́ло З.В.  
(підпис) (ПІБ)

“ \_\_\_ ” травня 2025 р.

«ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ»

Завідувач кафедри будівництва  
(назва кафедри)

\_\_\_\_\_ Яковенко І.А.  
(підпис) (ПІБ)

“ \_\_\_ ” травня 2025 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: «Проектування автомобільного салону із центром діагностики у м. Полтава»

Спеціальність \_\_\_\_\_ 192 – будівництво та цивільна інженерія  
(код і назва)

Освітня програма \_\_\_\_\_ «Будівництво та цивільна інженерія»  
(назва)

Орієнтація освітньої програми \_\_\_\_\_ освітньо-наукова  
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

ДОКТ. ТЕХН. НАУК, С.Н.С. \_\_\_\_\_ Мар’єнков Микола Григорович  
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

\_\_\_\_\_ д.т.н., професор \_\_\_\_\_ Яковенко Ігор Анатолійович  
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Виконав

\_\_\_\_\_ Дуганов Артем Олександрович  
(підпис) (ПІБ студента)

КИЇВ – 2025



Розробити об'ємно-планувальне та архітектурно-конструктивне рішення будівлі автомобільного салону.

Виконати аналітичний розрахунок та конструювання залізобетонних конструкцій: багатопорожнистої плити перекриття, сходового маршу, ригеля, колони, фрагменту поперечної рами будівлі;

Побудувати інженерно-геологічний розріз, що базується на параметрах інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Виконати аналітичний розрахунок та конструювання стовпчастого фундаменту під колону

Розробити будгенплан, наведені прив'язки руху кранів, складування конструкцій і матеріалів, місця влаштування тимчасових будівель і споруд, та тимчасових доріг

Розробити технологічну карту на улаштування надземної частини будівлі.

Розробити календарний графік виробництва будівельно-монтажних та спеціальних робіт, наведені методи виконання основних будівельно-монтажних робіт. Визначити тривалість будівництва.

### **Перелік питань, що підлягають дослідженню:**

1. Виконати розрахунок залізобетонних конструкцій за утворенням, шириною розкриття тріщин та деформаціями

2. Проаналізувати існуючі методи розрахунку залізобетонних конструкцій за похилими перерізами

3. Побудувати алгоритм визначення несучої здатності згинальних елементів за похилими перерізами

Перелік графічного матеріалу (за потреби) \_\_\_\_\_

1. Архітектурний розділ: генеральний план, головний та боковий фасади, повздовжній та поперечний розрізи, плани відповідних поверхів, специфікації приміщень, архітектурні вузли.

2. Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок та конструювання збірної багатопорожнистої плити перекриття, залізобетонної колони, залізобетонного ригеля, сходової площадки та сталеві ферми покриття.

3. Інженерно-геологічний розріз, план фундаментів стаканного типу, побудувати епюру внутрішніх зусиль, які виникають у фундаменті.

3. Будівельний генеральний план, технологічна карта на зведення надземної частини будівлі автомобільного салону, , календарний графік виконання робіт, графік руху машин та механізмів

Дата видачі завдання “ \_\_\_\_\_ ” грудня 2023 р.

**Керівник магістерської кваліфікаційної роботи**

доктор технічних наук, професор,  
професор кафедри будівництва НУБіП України \_\_\_\_\_ Ігор ЯКОВЕНКО

**Завдання прийняв до виконання**

студент 2 курсу магістратури БЦІ 2307Мд  
денної форми навчання \_\_\_\_\_ Артем ДУГАНОВ

## Зміст

1. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ.....	
1.1. Проектування генерального плану забудови.....	
1.2. Відомості щодо забезпечення функціонального процесу.....	
1.3. Об'ємно-планувальне рішення будівлі автосалону.....	
1.4. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожуючих конструкцій...	
1.5. Характеристика основних конструктивних елементів будівлі.....	
1.6. Санітарно-технічне і інженерне устаткування будівлі.....	
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	
2.1. Розрахунок і конструювання поперечної рами і ферми покриття.....	
2.1.1. Визначення снігового навантаження.....	
2.1.2. Збір навантажень.....	
2.1.3. Визначення вантажної площі.....	
2.1.4. Розрахунок рами.....	
2.1.5. Підбір перерізу рами.....	
2.2. Розрахунок сходової площадки.....	
2.2.1. Вихідні дані щодо розрахунку сходової площадки.....	
2.2.2. Аналітичний розрахунок плити.....	
2.2.3. Розрахунок лобового ребра.....	
2.2.4. Розрахунок пристінного поздовжнього ребра.....	
2.3. Розрахунок багатопорожнистої попередньо напруженої плити перекриття.....	
2.3.1. Вихідні дані щодо розрахунку плити перекриття.....	
2.3.2. Визначення навантажень і зусиль.....	
2.3.3. Конструктивне рішення.....	
2.3.4. Розрахунок несучої здатності плити за нормальними перерізами.....	
2.3.5. Визначення геометричних характеристик.....	
2.3.6. Втрати попереднього напруження і зусилля обтиску.....	

2.3.7. Розрахунок несучої здатності плити за похилими до подовжньої осі перерізами.....	
2.3.8. Розрахунок залізобетонної плити перекриття за утворенням тріщин, нормальних до повздовжньої осі плити.....	
2.3.9. Розрахунок залізобетонної плити перекриття за утворенням тріщин, похилих до повздовжньої осі плити.....	
2.3.10. Розрахунок залізобетонної плити перекриття за деформаціями.....	
2.4 Розрахунок збірного ригеля.....	
2.4.1. Вихідні дані щодо проектування ригелю.....	
2.4.2. Визначення навантажень на ригель.....	
2.4.3. Статичний розрахунок ригеля.....	
2.4.4. Перевіряємо достатність робочої висоти перерізу ригеля.....	
2.4.5. Конструктивний розрахунок ригеля за нормальними перерізами.....	
2.4.6. Конструктивний розрахунок за похилими перерізами.....	
2.5. Розрахунок колони середнього ряду.....	
2.5.1. Вихідні дані щодо проектування колони.....	
2.5.2. Збір навантажень.....	

### 3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....

3.1. Вихідні дані щодо проектування фундаментів.....	
3.2. Визначення глибини закладання фундаменту.....	
3.2.1. Глибина закладання фундаменту, виходячи з призначення та конструктивних вимог будівлі.....	
3.2.2. Врахування кліматичних факторів.....	
3.2.3. Врахування рельєфу, інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика.....	
3.3. Визначення розмірів підшви фундаменту.....	
3.4. Розрахунок осідання основи фундаменту.....	

3.5.	Розрахунок затухання осідання у часі.....	
3.6	Розрахунок фундаменту за міцністю.....	
3.6.1.	Перевірка на дію поперечної сили.....	
3.6.2.	Визначення перерізів арматури плитної частини фундаменту..	
3.6.3.	Розрахунок фундаменту на дію поперечної сили.....	
3.6.4.	Армування фундаментного підколоники.....	
4.	ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	
4.1.	Умови організації та здійснення будівництва.....	
4.2.	Заходи щодо забезпечення технологічної послідовності та методів виробництва робіт.....	
4.3.	Обсяги будівельно-монтажних робіт і їх трудомісткість.....	
4.4.	Нормативна тривалість будівництва об'єкта .....	
4.5.	Потреба в матеріально-технічних ресурсах.....	
4.4.	Будівельний генеральний план.....	
4.5.	Розрахунок потреби в побутових і адміністративних приміщеннях...	
4.6.	Розрахунок тимчасових складських майданчиків.....	
4.7.	Розрахунок тимчасового водопостачання.....	
4.8.	Розрахунок тимчасового електропостачання.....	
4.9.	Розрахунок штучного освітлення будівельного майданчика.....	
4.10.	Розміщення тимчасових об'єктів .....	
4.11.	Розрахунок техніко-економічних показників.....	
5.	ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	
5.1.	Вихідні умови зведення будівлі автомобільного салону.....	
5.2.	Земляні роботи.....	
5.2.1.	Улаштування підземної частини будівлі.....	
5.2.2.	Технологічна карта на зведення надземної частини будівлі...	
5.3.	Монтаж залізобетонних конструкцій.....	

6. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	
6.1. Техніка безпеки при виробництві робіт.....	
6.2. Покрівельні роботи.....	
6.3. Оздоблювальні роботи.....	
6.4. Улаштування підлог.....	
7. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	
7.1. Можливі випадки руйнування похилого перерізу.....	
7.2. Еволюція методів розрахунку похилого перерізу.....	
7.3. Розрахунок несучої здатності залізобетонних перерізів, похилих до поздовжньої осі згідно ДБН.....	
ВИСНОВКИ.....	
ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	
ДОДАТКИ.....	

# 1. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

## 1.1. Проектування генерального плану забудови

Місцем будівництва запроєктованої у відповідності до ДБН Б.2.2-12:2019 [3] будівлі автомобільного автосалону площею 2574 м.кв. є місто Полтава, що розташоване у 1 кліматичному районі, згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27 :2010.

Запроєктована будівля розташована на земельній ділянці розміром 100,0×147,9 м.

Експлікація та ТЕП генерального плану представлена в табличній формі та на графічному аркуші №1.

При проектуванні генерального плану [3] розміщення будівель виконане відповідно до вказівок норм технічного проектування і глав ДБН Б.2.2-12:2019, дотримані протипожежні і санітарні розриви до інших будівель, витриманий інтервал мінімальних розривів.

Відносно пануючих вітрів проєктована будівля розташована так, що переважаючі зимові вітри спрямовані в кут будівлі.

Орієнтація основних приміщень будівлі відносно сторін світла така, що забезпечуються найбільш сприятливі умови провітрювання і інсоляції. Рел'єф ділянки спокійний з невеликим ухилом на південь. Дані для побудови рози вітрів узяті у відповідності до [3, 5].

Таблиця 1.1

### Повторюваність напрямку вітру

місяць	Пн	Пн-Сх	Сх	Пд-Сх	Пд	Пд-Зх	Зх	Пн-Зх
січень	5	10	27	15	5	12	11	9
липень	10	13	13	7	4	11	23	19

Будівництво автомобільного салону планується здійснити в одну чергу

разом з інженерними мережами і благоустроєм.

При проектуванні генерального плану необхідно зберігати зелені насадження, організувати вивезення і збереження рослинного шару ґрунту. На будівельній ділянці передбачено видалення будівельного сміття [3].

Уся ділянка облаштовується, виконується мощення асфальтобетоном, відновлюються існуючі під'їзди. Проектом передбачається озеленення усєї території, відведеної під будівництво. Посадка сортами дерев і заростей кущів різних порід підібрано з урахуванням виключення виділення при цвітінні пластівців і волокнистих речовин.

Передбачений пристрій газону з посівом трав на усій території. Майданчики виконані з покриттям з тротуарних плит, проїзди запроектовані з асфальтовим покриттям. Ділянка забудови озеленена деревами, газонами і квітниками.

На території ділянки прокладені асфальтовані тротуари шириною 1,5м, а також дороги для автотранспорту шириною 10,5м.

Мережа доріг вирішена по кільцевій схемі, які забезпечують під'їзд до усіх будівель. Розриви між проєктованим і існуючими будівлями відповідають протипожежним і санітарним нормам.

Техніко-економічні показники генерального плану та експлікація генерального плану представлені у табличній формі (див. лист 1 графічної частини).

### **Вертикальне планування.**

1. Визначаємо чорні відмітки кутів будівлі методом інтерполяції

$$n_1=150,20 \text{ м}; n_2=150,80 \text{ м}; n_3=150,70 \text{ м}; n_4=150,10 \text{ м};$$

2. Визначаємо середньо планувальну відмітку за формулою:

$$N_{\text{ср}} = \sum N_{i\text{ч}} / n, \text{ де } n - \text{кількість кутів будівлі.}$$

$$N_{\text{ср}} = (150,2 + 150,8 + 150,7 + 150,1) / 4 = 150,45 \text{ м}$$

3. Визначаємо відмітку підлоги :

$$H_{0,000} = H_{\text{ср}} + n_{\text{ср.цок}} = 150,45 + 0,3 = 150,75 \text{ м, де } n_{\text{ср.цок}} = 0,3 \text{ м}$$

Найбільш високою точкою будівлі є 2 кут. Приймаємо в 3-ом куті мінімальну висоту цоколя, що дорівнює 0,6 м.

$$H_2^{kp} = H_{0,000} - 0,3 = 150,75 - 0,3 = 150,45 \text{ м}$$

Визначення «червоних» відміток кутів будівлі:

приймаємо ухил уподовж вимощення будівлі  $H_{i+1}^{kp} = H_i^{kp} - \Delta h_i$ ;  $\Delta h_i = i \times l$ ;

$$H_3^{kp} = 150,45 - 0.005 * 30,96 = 150,30 \text{ м}$$

$$H_4^{kp} = 150,30 - 0.005 * 82,74 = 149,89 \text{ м}$$

$$H_1^{kp} = 150,45 - 0.005 * 82,74 = 150,04 \text{ м}$$

$$H_4^{kp} = 150,04 - 0.005 * 30,96 = 149,89 \text{ м}$$

Визначення відміток кутів будівлі  $h_i = H_i^{kp} - H_{0,000}$

$$h_1 = 150,04 - 150,75 = -0,71 \text{ м}$$

$$h_2 = 150,45 - 150,75 = -0,30 \text{ м}$$

$$h_3 = 150,3 - 150,75 = -0,45 \text{ м}$$

$$h_4 = 149,89 - 150,75 = -0,86 \text{ м}$$

## 1.2. Відомості щодо забезпечення функціонального процесу

Автомобільний салон виставки та продажу автомобілів площею 2574 м. кв. Будівля є двоповерховою майже прямокутної форми, має адміністративну частину та салон по виставці та продажу автомобілів.

Розглянуті питання евакуації: шляхи евакуації, прийнятий час евакуації з приміщення у відповідності до ДБН В.1.1–7:2016 [36].

Шляхи евакуації : 1 - з приміщень, що ведуть від місця постійного перебування людей, розташованих на першому та другому поверсі, безпосередньо назовні або до виходу через проходи, приміщення.

Необхідний час евакуації від дверей найбільш видаленого приміщення до виходу назовні приймається 2 хв.

### 1.3. Об'ємно-планувальне рішення будівлі автосалону

Клас будівлі → II у відповідності до [7].

Ступінь вогнестійкості → II у відповідності до ДБН В.1.1–7:2016 [36].

Ступінь довговічності → II [7].

Запроектована будівля має в плані конфігурацію майже прямокутника.

Довжина будівлі в осях – 147,9 м.

Ширина будівлі в осях – 36,0 м.

Висота будівлі – 14,8 м

Адміністративна будівля та будівля салону з повним каркасом [10].

Крок крайніх колон 3 м; середніх колон 6 м.

Таблиця 1.2

#### Експлікація приміщень

№ приміщення	Найменування приміщень	Площа, м <sup>2</sup>	Категорія виробництва за вибуховою, взривопожаронебезпечній та пожежної небезпеки
1	Виставковий зал	1774,19	Д
2	Приміщення охорони	39,15	Д
3	Приміщення охорони	39,15	Д
4	Хол	3234,42	Д
5	Чоловіча вбиральня	11,4	Д
6	Жіноча вбиральня	11,1	Д
7	Кімната обслуговуючого персоналу	30,45	Д
8	Магазин	53,38	Д
9	Вбиральня обслуговуючого персоналу	8,35	Д
10	Інтернет – кафе	55,12	Д
11	Приміщення охорони	13,14	Д
12	Тамбур	25,74	Д

№ приміщення	Найменування приміщень	Площа, м <sup>2</sup>	Категорія виробництва за вибуховою, взривопожаронебезпечністю та пожежної безпеки
13	Гардероб	13,9	Д
14	Кафе – бар	110,16	Д
15	Приміщення приготування їжі	60,75	Д
16	Приміщення обслуговуючого персоналу	11,53	Д
17	Вбиральня обслуговуючого персоналу	10,11	Д
18	Приміщення обслуговуючого персоналу	7,15	Д
19	Коридор	714,76	Д
20	Санвузол	5,25	Д
21	Санвузол	5,25	Д
22	Приміщення під оренду	28,99	Д
23	Приміщення під оренду	27,61	Д
24	Приміщення під оренду	27,61	Д
25	Приміщення під оренду	27,61	Д
26	Приміщення під оренду	27,61	Д
27	Приміщення під оренду	27,61	Д
28	Приміщення під оренду	27,61	Д
29	Приміщення під оренду	27,61	Д
30	Приміщення під оренду	27,61	Д
31	Приміщення під оренду	30,19	Д
32	Приміщення під оренду	28,99	Д
33	Приміщення під оренду	27,61	Д
34	Приміщення під оренду	27,61	Д

№ приміщення	Найменування приміщень	Площа, м <sup>2</sup>	Категорія виробництва за вибуховою, взривопожаронебезпечній та пожежної небезпеки
35	Приміщення під оренду	27,61	Д
36	Приміщення під оренду	27,61	Д
37	Приміщення під оренду	27,61	Д
38	Приміщення під оренду	27,61	Д
39	Приміщення під оренду	27,61	Д
40	Приміщення під оренду	27,61	Д
41	Приміщення під оренду	30,19	Д
42	Експозиційний зал	279,17	Д
43	Чоловіча вбиральня	11,42	Д
44	Жіноча вбиральня	11,12	Д
45	Приймальня	39,51	Д
46	Кабінет директора	53,38	Д
47	Плановий відділ	55,36	Д
48	Приміщення укладення договорів	55,91	Д
49	Бухгалтерія	53,14	Д
50	Конференц – зал	41,59	Д
51	Кафе - бар дирекції	41,59	Д

Таблиця 1.3

## Техніко-економічні показники будівлі

№ з п	Найменування	Од. вимір.	Кількість
1	Загальна площа		
2	Робоча площа	м <sup>2</sup>	2690,0
3	Підсобна площа	м <sup>2</sup>	2574,0
4	Висота поверху	м <sup>2</sup>	837,89
5	Будівельний об'єм	м	3,9
6	Коефіцієнт використання площі	м <sup>3</sup>	28695,0
7	Коефіцієнт використання об'єму	-	0,96
		-	10,67

## 1.4. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожуючих конструкцій

### Розрахунок вертикальної конструкції

Вихідні дані:

- м. Полтава – 1 температурна зона (Дод. В, ДСТУ-Н Б В.1.1-27 :2010) параметри мікроклімату: розрахункова температура внутрішнього повітря  $t_{в}=20\text{ }^{\circ}\text{C}$ , розрахункове значення відносної вологості  $\phi_{в}=60\%$  (Дод. Г, ДСТУ-Н Б В.1.1-27 :2010) і умова експлуатації -Б (Дод. К.)

- Розрахункова температура зовнішнього повітря  $t_{н}=-22\text{ }^{\circ}\text{C}$  (Дод. Ж [8])

- Розрахункові значення коефіцієнтів тепловіддачі відповідно внутрішньої та зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції  $\alpha_{в}=8,7\text{ Вт}/(\text{м}^2\cdot\text{К})$ ,  $\alpha_{н}=23\text{ Вт}/(\text{м}^2\cdot\text{К})$

- Коефіцієнти теплопровідності матеріалів (Дод. Л [8]):

1) Стінова панель  $\delta_4=150\text{ мм}$ ;  $\lambda_4=0,05\text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$ .

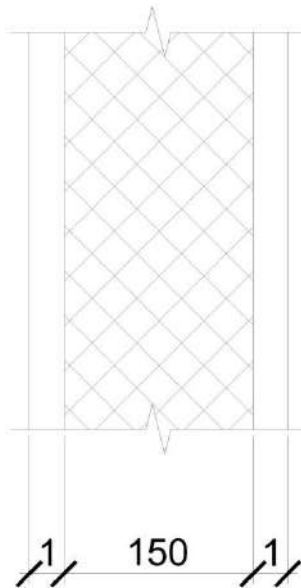


Рис. 1.1. Розрахункова схема багатошарової стінової конструкції

Алгоритм виконання розрахунку [8]:

1. Мінімальний допустимий опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції  $R_{q\min}=2,8\text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$  ( за табл.1 [8]).

2. Визначаємо товщину теплоізоляційного шару

$$\delta_1 = ((R_{qmin} - (1/\alpha_B) - (1/\alpha_H)) \times \lambda_1 =$$

$$= ((2,8 - (1/8,7) - (1/23)) \times 0,05 = 0,132 \text{ м.}$$

З розрахунку уніфікації розмірів приймаємо товщину утеплювача 150 мм.

3. Приведений опір теплопередачі конструкції, що захищає, складає

$$R_{zpr} = (1/\alpha_B) + (\delta_1/\lambda_1) + (\delta_2/\lambda_2) + (\delta_3/\lambda_3) + (\delta_4/\lambda_4) + (\delta_5/\lambda_5) + (\delta_6/\lambda_6) + (1/\alpha_H)$$

$$R_{zpr} = (1/8,7) + (0,15/0,05) + (1/23) = 3,15 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$$

4 Розрахунок конструкції на вірогідність утворення конденсату.

4.1 Температура на внутрішній поверхні конструкції, що захищає,

складе:

$$t_B = t_H - ((t_B - t_H) / (R_{zpr} \times \alpha_B)) = 20 - ((20 + 22) / (2,83 \times 8,7)) = 18,29 \text{ }^\circ\text{C}$$

4.2 Температура точки роси складає:

$$t_{t.p.} = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \times e_B)^2 = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \times 1441,11)^2 = 12,27 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$de: e_B = 0,01 \times \varphi_B \times E_B = 0,01 \times 60 \times 2401,85 = 1441,11 \text{ Па;}$$

$$E_B = 477 + 133,3 \times (1 + 0,14 \times t_B)^2 = 477 + 133,3 \times (1 + 0,14 \times 20)^2 = 2401,85 \text{ Па.}$$

$18,29 \text{ }^\circ\text{C} \geq 12,27 \text{ }^\circ\text{C}$  - умова виконується, конденсат не утворюється, товщина і матеріал шару утеплювача підбрані вірно.

### Розрахунок горизонтальної захисної конструкції

Вихідні дані, рис. 1.2:

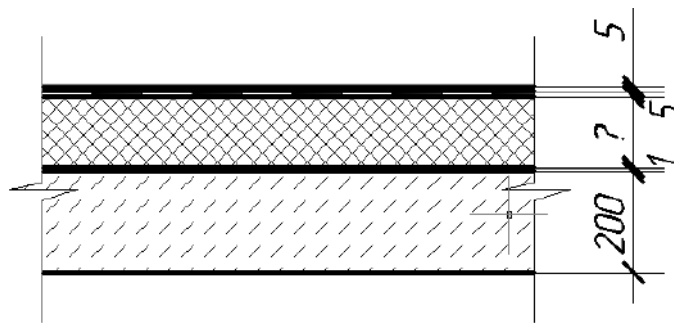


Рис. 1.2. Розрахункова схема багатошарової конструкції покриття

• Коефіцієнти теплопровідності матеріалів (Дод. Л [8]):

1) Парабар'єр  $\gamma_1 = 1000 \text{ кг/м}^3$ ;  $\delta_1 = 5 \text{ мм}$ ;  $\lambda_1 = 0,17 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$ .

2) мінеральні плити "DACHROCK MAX"  $\gamma_3 = 50 \text{ кг/м}^3$ ;  $\delta_3 = ? \text{ мм}$ ;  $\lambda_3 = 0,043 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$ ;

3) пароізоляція "ROCKWOOL"  $\gamma_4 = 1000 \text{ кг/м}^3$ ;  $\delta_4 = 1 \text{ мм}$ ;  $\lambda_4 = 0,23 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$ ;

4) залізобетонна плита перекриття  $\gamma_5=2500 \text{ кг/м}^3$ ;  $\delta_5=300\text{мм}$ ;  $\lambda_5=2,04 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$ /

Алгоритм виконання розрахунку [8]:

1. Мінімальний допустимий опір теплопередачі непрозорої огороджувальної конструкції  $R_{qmin}=3,3 \text{ м}^2\text{К/Вт}$  ( за табл.1 [8]).

2. Визначаємо товщину теплоізоляційного шару

$$\delta_4 = ((R_{qmin} - (1/\alpha_B) - (\delta_1/\lambda_1) - (\delta_3/\lambda_3) - (\delta_4/\lambda_4) - (1/\alpha_H)) \times \lambda_3 = \\ = ((4,95 - (1/8,7) - (0,005/0,17) - (0,25/2,04) - (1/23)) \times 0,043 = 0,199 \text{ м.}$$

3 розрахунку уніфікації розмірів приймаємо товщину утеплювача 200 мм

3. Приведений опір теплопередачі конструкції, що захищає, складає

$$R_{zpr} = (1/\alpha_B) + (\delta_1/\lambda_1) + (\delta_2/\lambda_2) + (\delta_3/\lambda_3) + (\delta_4/\lambda_4) + (1/\alpha_H) \\ R_{zpr} = (1/8,7) + (0,005/0,17) + (0,2/0,043) + (0,25/2,04) + \\ + (1/23) = 4,96 \text{ м}^2\text{К/Вт}$$

5 Розрахунок конструкції на вірогідність утворення конденсату.

5.1 Температура на внутрішній поверхні конструкції , що захищає, складе:  $t_B = t_B - ((t_B - t_H) / (R_{zpr} \times \alpha_B)) = 20 - ((20 + 22) / (3,8 \times 8,7)) = 18,73 \text{ }^\circ\text{C}$

5.2 Температура точки роси складає:

$$t_{T.p.} = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \times e_B)^2 = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \times 1441,11)^2 = 12,27 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$de: e_B = 0,01 \times \varphi_B \times E_B = 0,01 \times 60 \times 2401,85 = 1441,11 \text{ Па;}$$

$$E_B = 477 + 133,3 \times (1 + 0,14 \times t_B)^2 = 477 + 133,3 \times (1 + 0,14 \times 20)^2 = 2401,85 \text{ Па.}$$

$18,73 \text{ }^\circ\text{C} \geq 12,27 \text{ }^\circ\text{C}$ - умова виконується, конденсат не утворюється, товщина і матеріал шару утеплювача підібрані вірно.

## **1.5. Характеристика основних конструктивних елементів будівлі**

### **Фундаменти і фундаментні балки**

Під колони каркаса влаштовуються монолітні фундаменти стаканного типу [34]. Фундаменти підібрані згідно перерізу колон і глибини промерзання ґрунту. Фундамент встановлюють на підбетонку  $\delta=100\text{мм}$  з бетону С12/15 [11].

Стінові плити в адміністративній частині будівлі опираються на фундаментні балки трепецевидного перерізу [10]. У частині виставці та продажу автомобілів використовується зуб з бетону класу С12/15. По верху фундаментних балок на відм. -0,030 виконується гідроізоляція з лінокрому.

Опираються фундаментні балки [34] по шару цементно-піщаного розчину на бетонні стовпчики (300×200), які встановлюються на уступи фундаментів.

Під фундаментні балки влаштовується засипка з шлаку або горілого піску для захисту фундаментних балок від спучення ґрунту. У місцях пристрою воріт влаштовується монолітний фундамент перерізом 700×700×1000 мм.

### **Вимощення**

Для захисту основи від зволоження і відводу атмосферних опадів від будинку по периметру його на ширину 1,0 м влаштовується асфальтове вимощення [34].

Для її пристрою в ґрунті виривається корито, що заповнюється щебенем, просоченим бітумом товщиною 100-150 мм і покривається асфальтовою сумішшю товщиною 30 мм. Ухил вимощення від будинку складає - 3%.

### **Колони**

У адміністративній частині будівлі запроектовані збірні залізобетонні колони перерізом 400×400 [19]. У частині виставці та продажу автомобілів колони запроектовані металеві 30 К1.

### **Крокв'яні конструкції**

У адміністративній частині будівлі запроектовані збірне залізобетоне покриття, яке складається з плит [20]. У частині виставці та продажу автомобілів основним несучим елементом покриття є металева ферма, запроектована індивідуально.

### **Зовнішні стіни**

У частині виставці та продажу автомобілів зовнішні стіни запроектовані з седвіч – панелей, товщиною 150 мм, які кріпляться на металевий фахверк В

адміністративній частині будівлі запроектовані стінні плити з легкого бетону наступних марок: ПС600.12.20, ПС600.18.20, ПС625.12.20, ПС625.18.20, ПС55.18.20, ПС115.18.20, ПС55.12.20, ПС115.12.20 за серією 1.432-14/80.

Стінові плити завдовжки 6 метрів кріпляться до колон за допомогою анкера з пластиною. Стінові плити укладають один на одного по шару цементно-піщаного розчину.

Для герметичності у вертикальні і горизонтальні шви укладається пароізол [8], а із зовнішньої сторони стик закладається герметизуючою мастикою УМС-5.

### **Перегородки**

У проекті прийняті перегородки на висоту 3 метри з глиняної цеглини М75 на цементно-піщаному розчині М25, завтовшки 120мм [14]. Перегородки – самонесущі, кріпляться до колон каркаса і армуються сіткою «рабіцею» через кожні 4 ряди кладки/

### **Покриття і покрівля**

В адміністративній частині будівлі покриття запроектоване з ребристих залізобетонних плит марки ЗПГ6 [20]. Плити укладаються на балки. Шви між плитами закладається цементно-піщаним розчином М100. По плитах покриття укладається шар пароізоляції-плівка ROCKWOOL, утеплювач DACHROCK завтовшки 200 мм, підкладковий шар руберойду, 2 шару термонаплавляемого “Промізола”, захисний шар гравію [8]. Водовідведення прийняте зовнішній організований водосток на 4 воронки.

### **Прорізи**

У проекті запроектоване заповнення віконних прорізів з полівинілхлоридних конструкцій на засадах ДСТУ Б В.2.6-23:2009. Кріплення віконних блоків здійснюється за допомогою кріпильних болтів. Глибина закладення болтів у стіни прорізу мінімум 30 мм.

Кріплення рами починається на відстані 150 мм від її внутрішніх кутів і не більш 600 мм між точками кріплення.

Зазор між конструкцією і прорізом не повинний перевищувати по ширині 20 мм, по висоті 10 мм, що заповнюється після монтажу пінополіуретановою піною.

Зовнішні дверні блоки прийняті ДСТУ Б В.2.6-23:2009. Дверний блок складається з дверної коробки і надіваної на неї за допомогою рознімних петель дверної полотнища щитової конструкції. Дверна коробка кріпиться до чотирьох дерев'яних пробок закладених при кладці стін прорізу цвяхами. Зазор між дверним блоком і стіною заповнюється після монтажу пінополіуретановою піною.

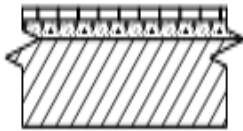
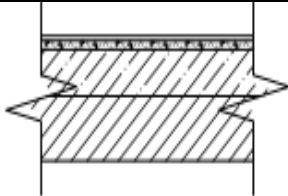
При установці дверного блоку в перегородці, коробка кріпиться цвяхами до обв'язки дверного прорізу. Щілина між дверною коробкою і прорізом заповнюється пінополіуретановою піною і закривається лиштвом.

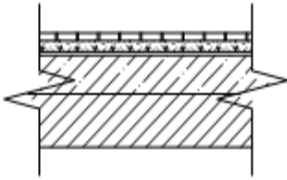
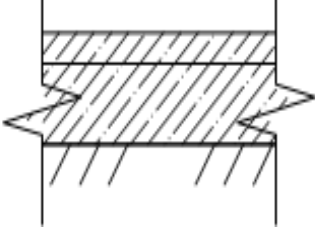
### Підлоги

У залежності від призначення приміщень передбачені наступні види підлог: керамічна плитка, ламінат, бетонні, бетонні з гідроізоляцією, табл.1.4.

Таблиця 1.4

### Експлікація підлог

Номер приміщення за планом	Тип підлогу	Конструкція підлог	Склад підлог	Площа, м <sup>2</sup>
18,19,22,23,24,25,26,27,28,29,30,31,32,33,34,35,36,37,38,39,40,41,42,51	1		1. Керамічна плитка 10 мм. 2. Цементно-піщаний розчин 15 мм. 3. Залізобетонна плита	1602,79
45,46,47,48,49,50	2		1. Ламінат 10 мм 2. Цементно-піщаний розчин 15 мм. 3. Стяжка з легкого бетону 30 мм. 4. Залізобетонна плита	298,89

5,6,9,15,17,20, 21,43,44	3		1. Керамічна плитка 10 мм. 2. Цементно-піщаний розчин 15 мм. 3. Гідроізоляція 4. Стяжка з легкого бетону 30 мм. 5. Залізобетонна плита	134,75
1,2,3,4,7,8,10, 11,12,13,14,16	4		1. Керамічна плитка 10 мм. 2. Цементно-піщаний розчин 15 мм. 3. Бетон класу С12/15, 30 мм. 4. Ущільнений щебенем ґрунт	2489,36

### Внутрішнє і зовнішнє оздоблення будівлі автосалону

Вікна і двері забарвлюються масляною фарбою за два рази.

З умови дотримання теплового балансу приміщень утеплення проводять згідно розрахунку теплоізоляції [8]. Детальна обробка наведена у табл. 1.5.

Таблиця 1.5

### **Відомість внутрішньої обробки приміщень**

Найменування ябо номер приміщення	Стеля		Стіни і перегородки		Низ стін або перегородок		Прим.
	Площа м2	Вигляд оздоблення	Площа м2	Вигляд оздоблення	Площа м2	Вигляд оздоблення	
Виставковий зал, хол	2098	Підвісна стеля «Армстронг»	540	Водоемульсійне забарвлення	-	-	-

Найменування або номер приміщення	Стеля		Стіни і перегородки		Низ стін або перегородок		Прим.
	Площа м <sup>2</sup>	Вигляд оздоблення	Площа м <sup>2</sup>	Вигляд оздоблення	Площа м <sup>2</sup>	Вигляд оздоблення	
Приміщення для обслуговування	269	Підвісна стеля «Армстронг»	610	Водоемульсійне забарвлення	-	-	
Приміщення персоналу	246	Гіпсокартон	648	Обклеювання шпалерами	-	-	
Санвузли, вбиральні	155	Водоемульсійне забарвлення	697	Облицов. керамич. плиткою	-	-	
Коридор	96	Підвісна стеля «Армстронг»	102	Водоемульсійне забарвлення	-	-	
Приміщення під аренду	203	Водоемульсійне забарвлення	477	Водоемульсійне забарвлення	-	-	

### 1.6. Санітарно-технічне і інженерне устаткування будівлі

Водопровід – об'єднаний господарсько-виробничий і протипожежний. Натиск по воді 19 мм. водяного стовпа [16].

Каналізація – побутова і виробнича.

Опалювання - від теплових мереж. Теплоносій - перегріта вода з параметрами 150 - 170 С<sup>0</sup>

Вентиляція – припливно-витяжна з механічною спонукою і природна.

Гарячі водопостачання – від водонагрівальних установок

Електропостачання – від міських мереж 380/220 В.

## 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

### 2.1. Розрахунок і конструювання поперечної рами і ферми покриття

#### 2.1.1. Визначення снігового навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) розраховується за формулою :

$$S_m = \gamma_{fm} * S_o * C$$

де  $\gamma_{fm}$  - коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження;  $\gamma_{fm} = 1,14$ ;

$S_o$  - характеристичне значення снігового навантаження (в Па);  $S_o = 1350$  Па;

C – коефіцієнт; дорівнює 1.

$$S_m = 1,14 * 1350 * 1 = 1540 \text{ Па};$$

#### 2.1.2. Збір навантажень

Враховуючи [5] визначаємо навантаження на  $1 \text{ м}^2$

Таблиця 2.1

#### Збір навантажень

<i>№ п/п</i>	<i>Навантаження</i>	<i>Експлуатаційні навантаження на одн. площі, кг/м<sup>2</sup></i>	<i>Коеф. надій. по навантаженню</i>	<i>Граничне навантаження на один. площі, кг/м<sup>2</sup></i>
<b>Постійні навантаження</b>				
Покр иття	Профільований лист $b=1,0$ мм	8	1,05	8,4
	Утеплювач «URSA», $b=250$ мм	$50*0,25=12,5$	1,2	15,0
	Профільований лист $b=1,0$ мм	8	1,05	8,4
	Прогін з швелеру 24	24	1,1	26,4
	Підшивна стеля з гіпсокартону по металевому каркасу	15	1,3	19,5
	<b>Разом:</b>	67,5	-	77,7
	Керамічна плитка	$0,01*2000=20$	1,3	26

<i>№ п/п</i>	<i>Навантаження</i>	<i>Експлуатаційні навантаження на одн. площі, кг/м<sup>2</sup></i>	<i>Коеф. надій. по навантаженню</i>	<i>Граничне навантаження на один. площі, кг/м<sup>2</sup></i>
	Цементно-піщана стяжка, товщиною 30мм	0,03*1600=48	1,3	62,4
	Залізобетонне перекриття, товщиною 100 мм	0,1*2500=250	1,2	300
	<b>Разом:</b>	318,0	-	388,4
<b>Тимчасові навантаження</b>				
Короткочасні на покриття				
	Від снігу	154,0	-	154,0
	Характеристичне значення навантаження	400	1,2	480

### 2.1.3. Визначення вантажної площі

Крок сталевих ферм покриття становить 6,0 м

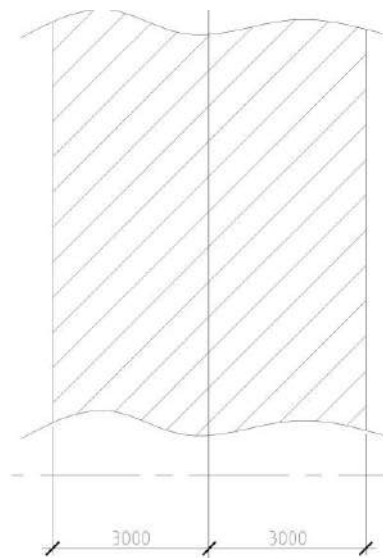


Рис. 2.1. До визначення розрахункової площі на ферму покриття

Визначаємо вантажну площу за формулою:

$$A_{гр} = a_{гр} \cdot b_{гр} = 6 \cdot 1 = 6 \text{ м}^2/\text{м.п.}$$

## 2.1.4. Розрахунок рами

Розрахунок поперечної рами будівлі автомобільного салону виконуємо за методичними рекомендаціями [17] із урахуванням діючих будівельних норм [8, 11, 13, 15 та ін.] у програмному комплексі Ліра-САПР 2022.

Снеговая

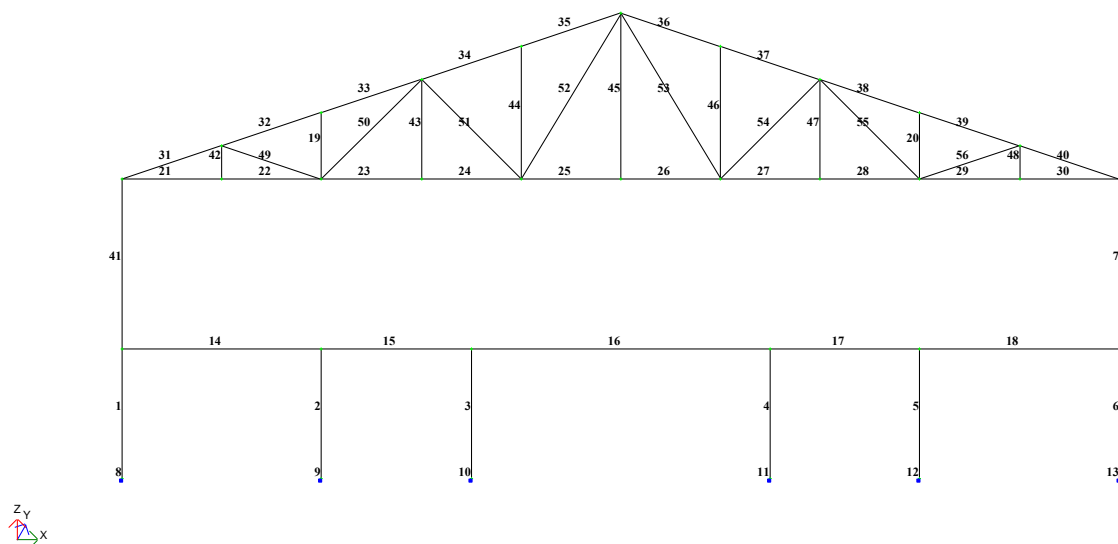


Рис. 2.2. Поперечна схема рами будівлі автосалону

За результатами проведених чисельних розрахунків побудовані епюри внутрішніх зусиль та переміщень, зображені на рис. 2.3–2.8.

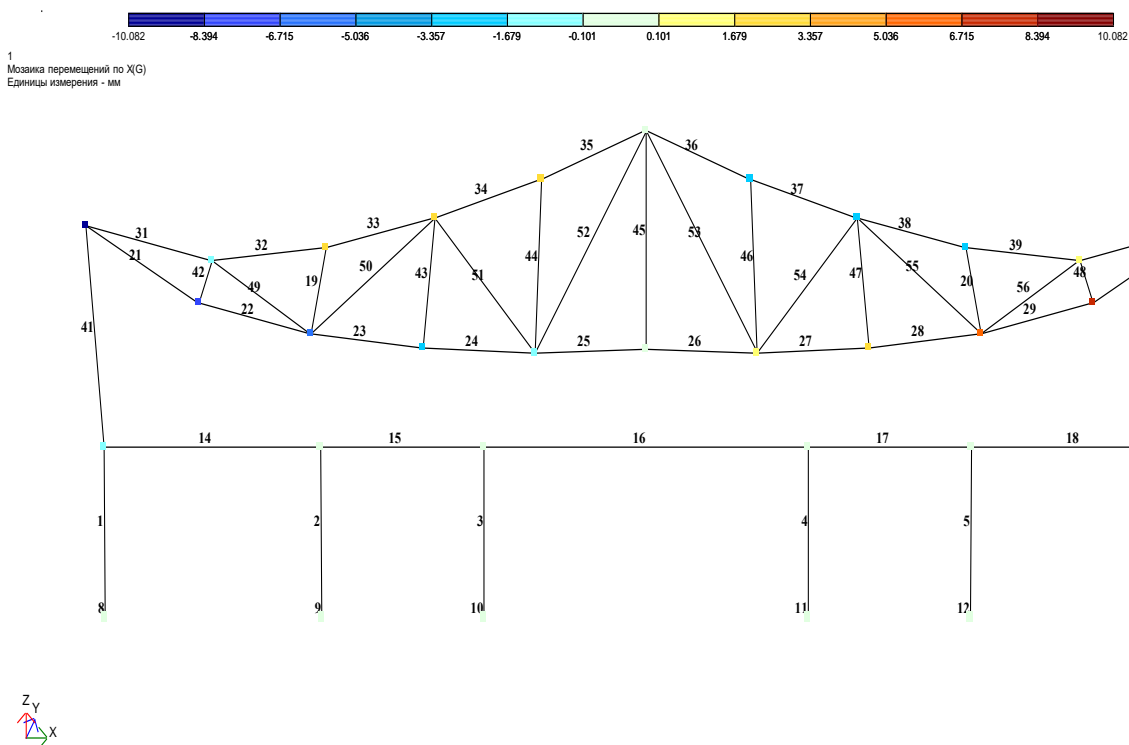


Рис. 2.3. Мозаїка переміщень по вісі 0X

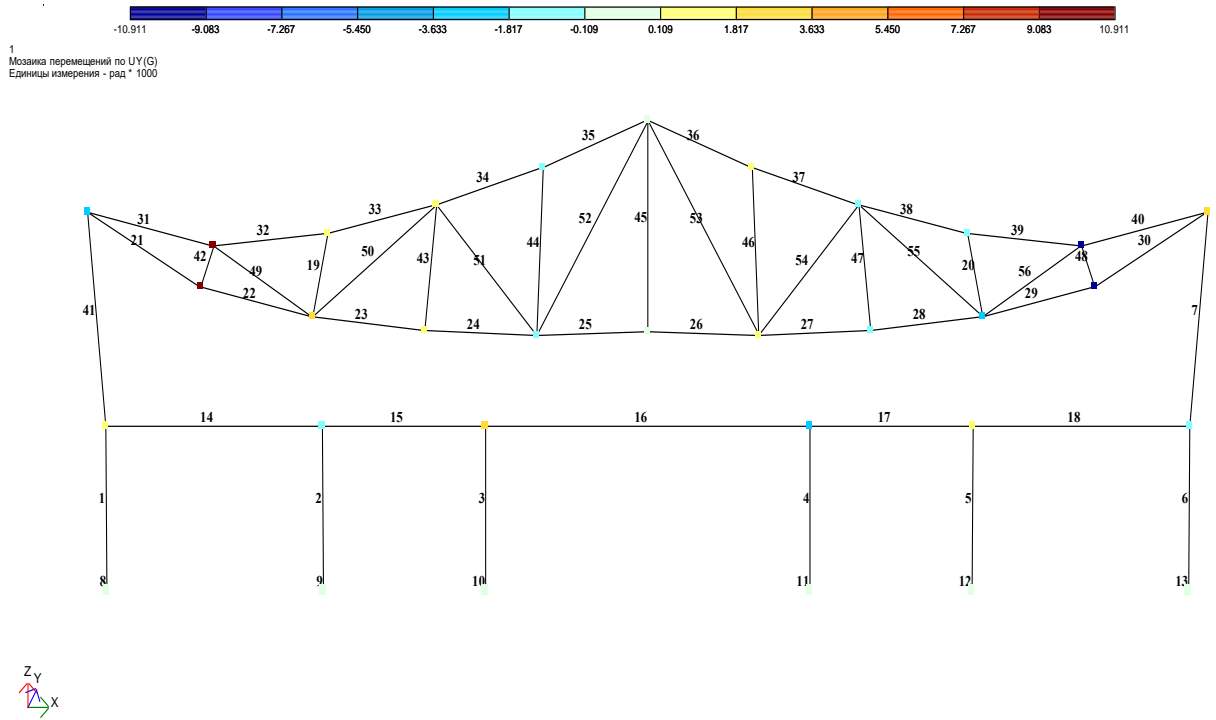


Рис. 2.4. Мозаика перемещень по вісі UY

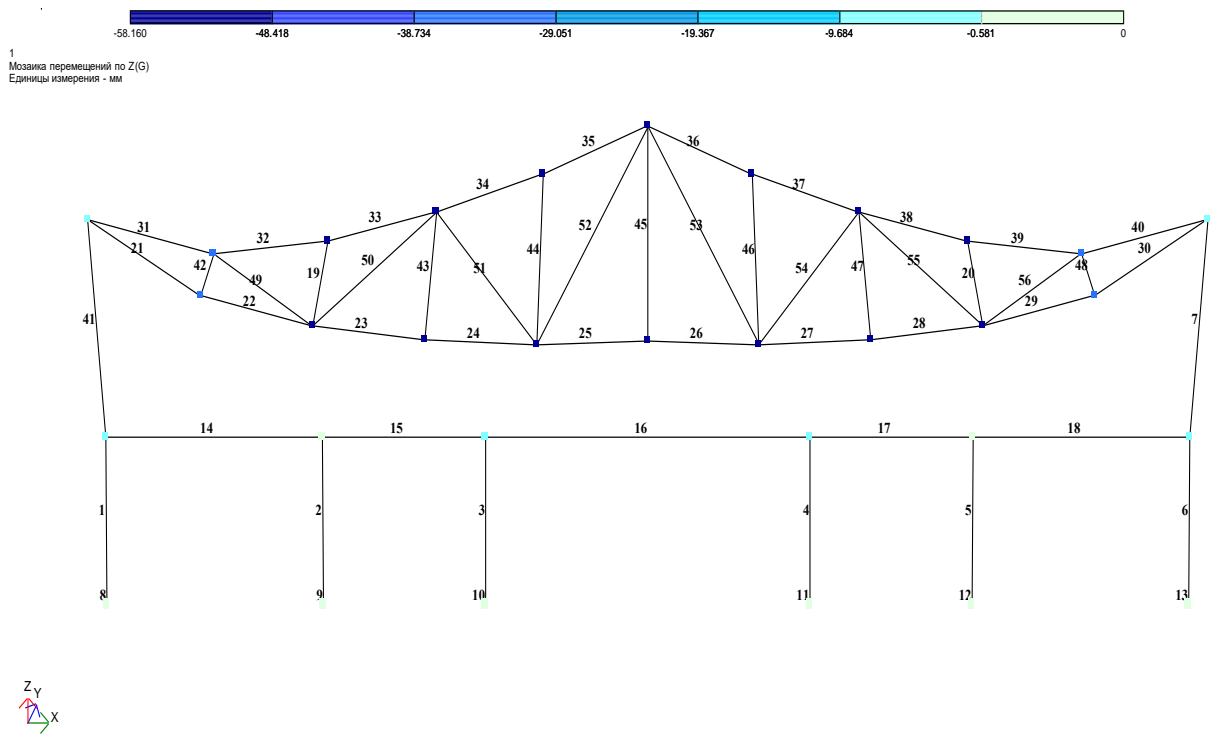


Рис. 2.5. Мозаика перемещень по вісі OZ

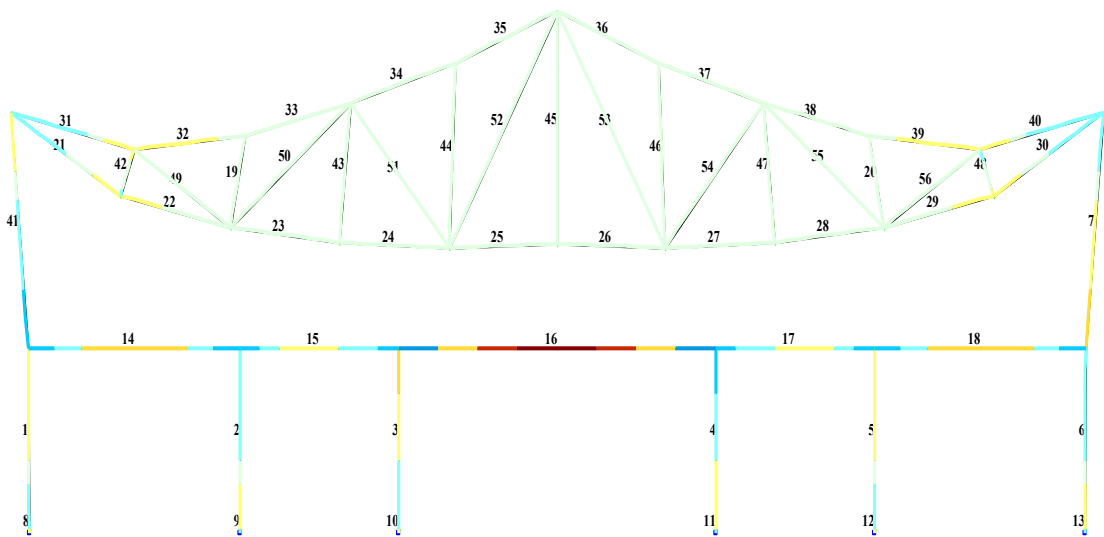
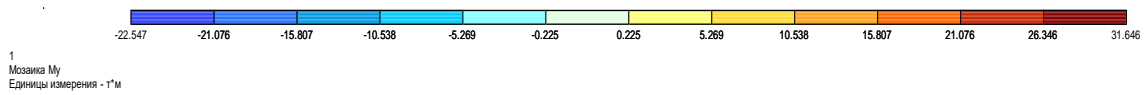


Рис. 2.6. Мозаїка епюри моментів  $M_y$

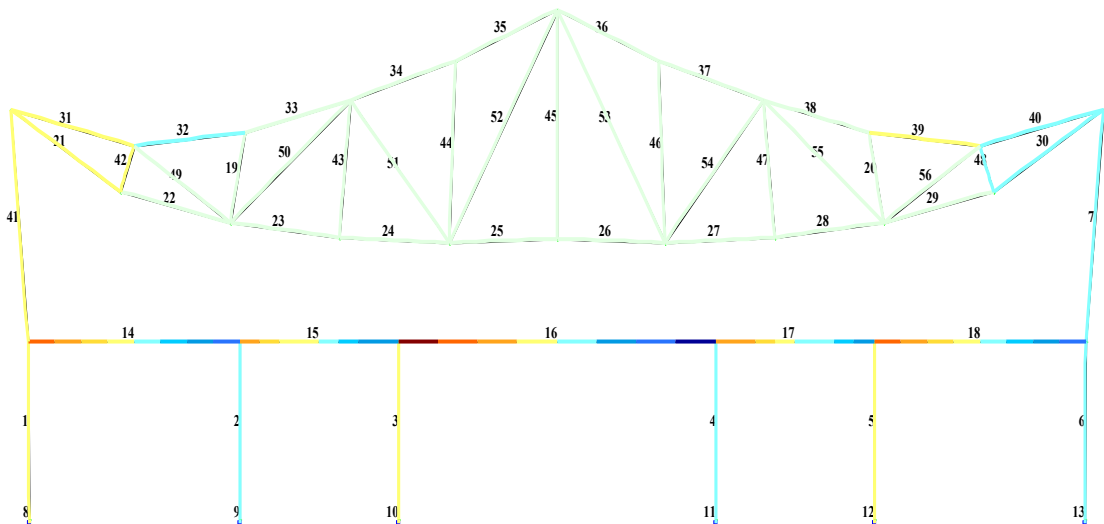
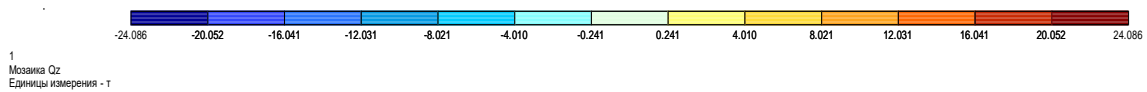


Рис. 2.7. Мозаїка епюри поперечних сил  $Q_z$

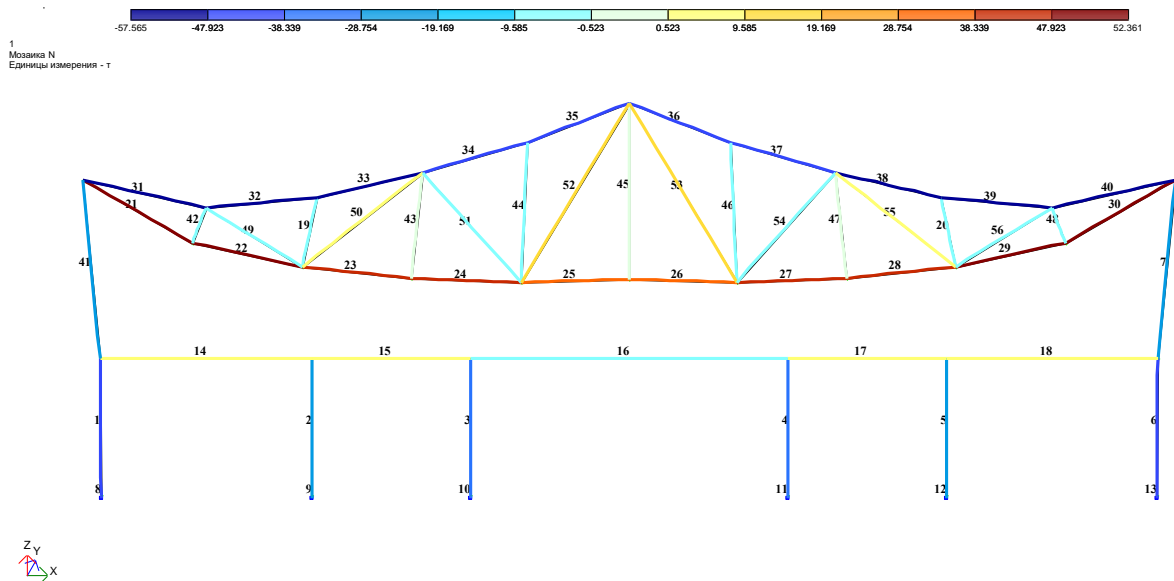


Рис. 2.8. Мозаїка епюри повздовжніх сил  $N$

### 2.1.5. Підбір перерізу рами

За результатами розрахунку поперечної рами автомобільного салону у ПК «Ліра-САПР», переріз балки, див. рис. 2.9.

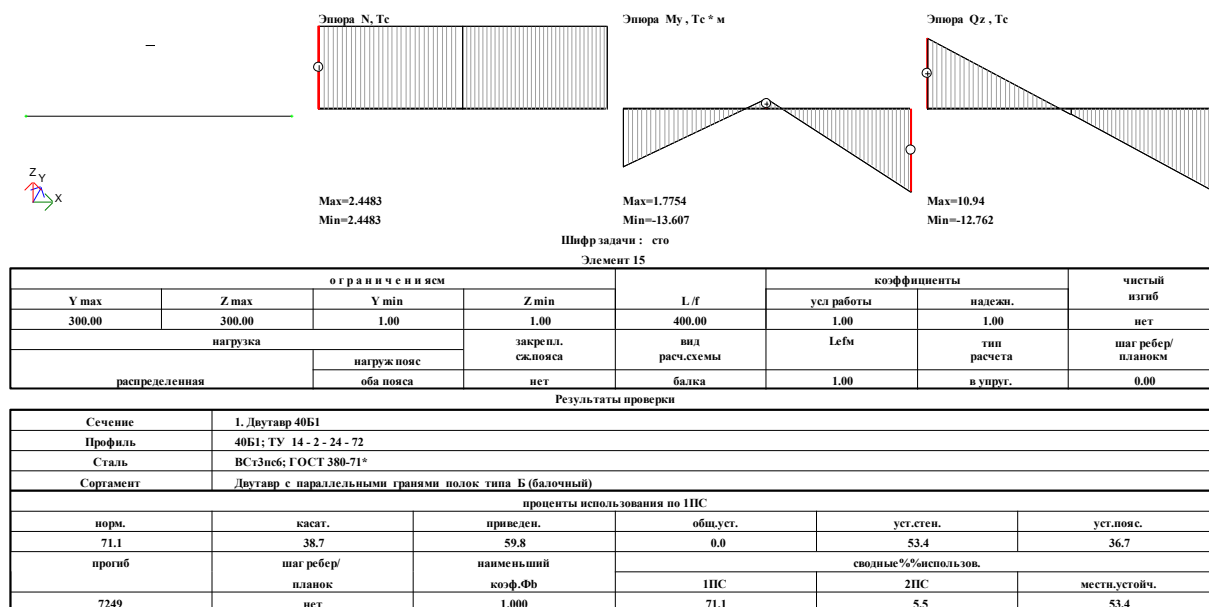


Рис. 2.9. Результаты розрахунку балки у ПК «Ліра-САПР»

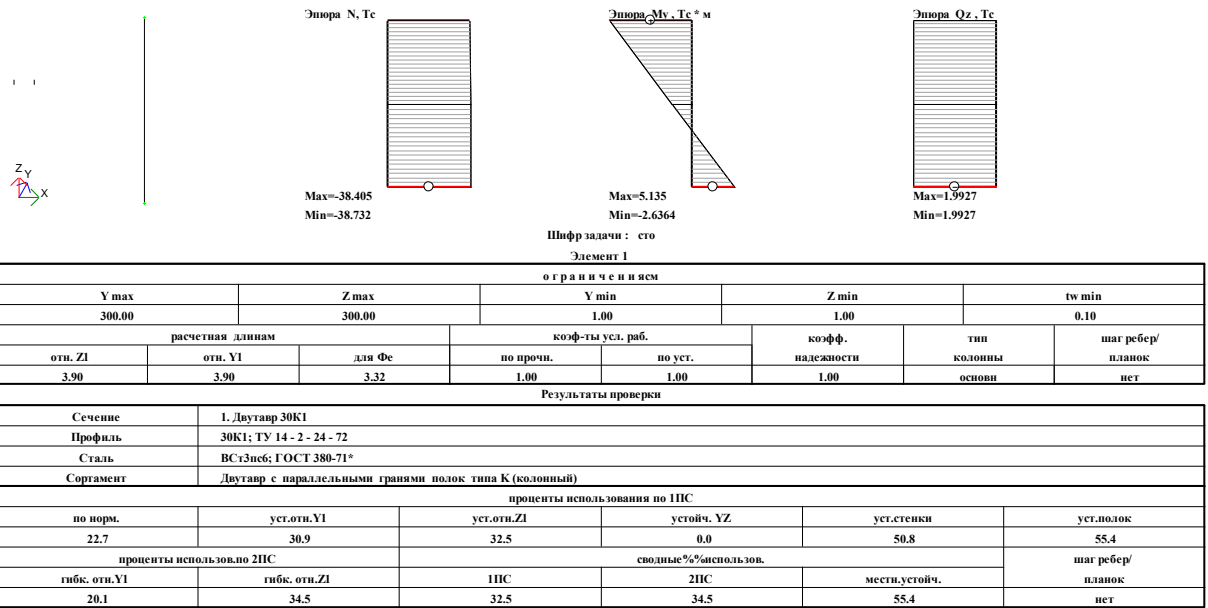


Рис. 2.10. Результати розрахунку колони у ПК «Ліра-САПР»

За результатами чисельних розрахунків та моделювання [17] приймаємо переріз колон – 30К1, а переріз балок – 40Б1.

### Розрахунок ферми покриття

#### Збір навантажень: визначення вантажної площі

Крок рам – 6,0 м

Крок прогонів – 3,0 м

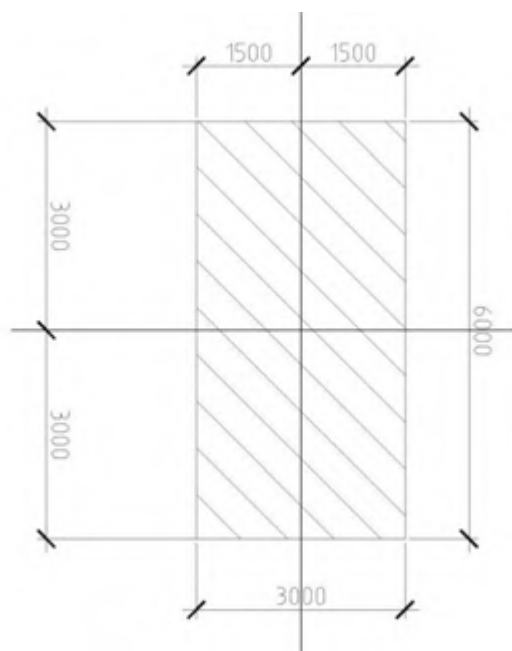


Рис. 2.11. Побудова вантажної площі на ферму покриття

Визначаємо вантажну площу за формулою:

$$A_{гр} = a_{гр} \cdot b_{гр} = 6 \cdot 3 = 18 \text{ м}^2;$$

### Підбір перерізу сталеві ферми покриття

За результатами розрахунку поперечної рами автомобільного салону у ПК «Ліра-САПР» переріз нижнього поясу ферми покриття, див. рис. 2.12.

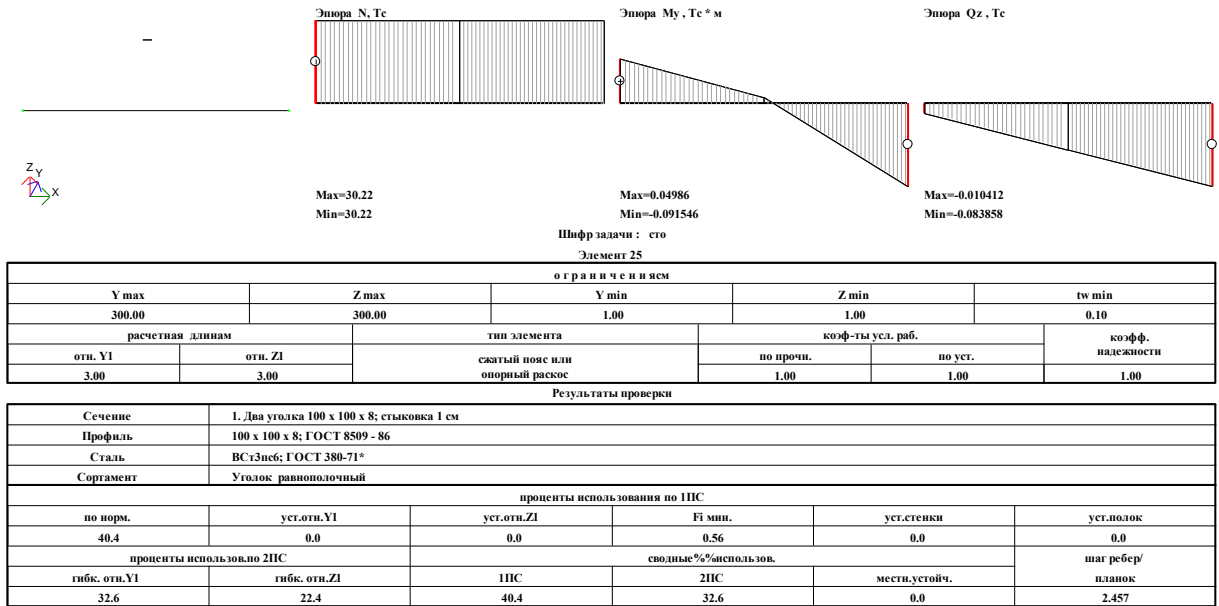


Рис. 2.12. Результаты розрахунку нижнього поясу ферми покриття у ПК «Ліра-САПР»

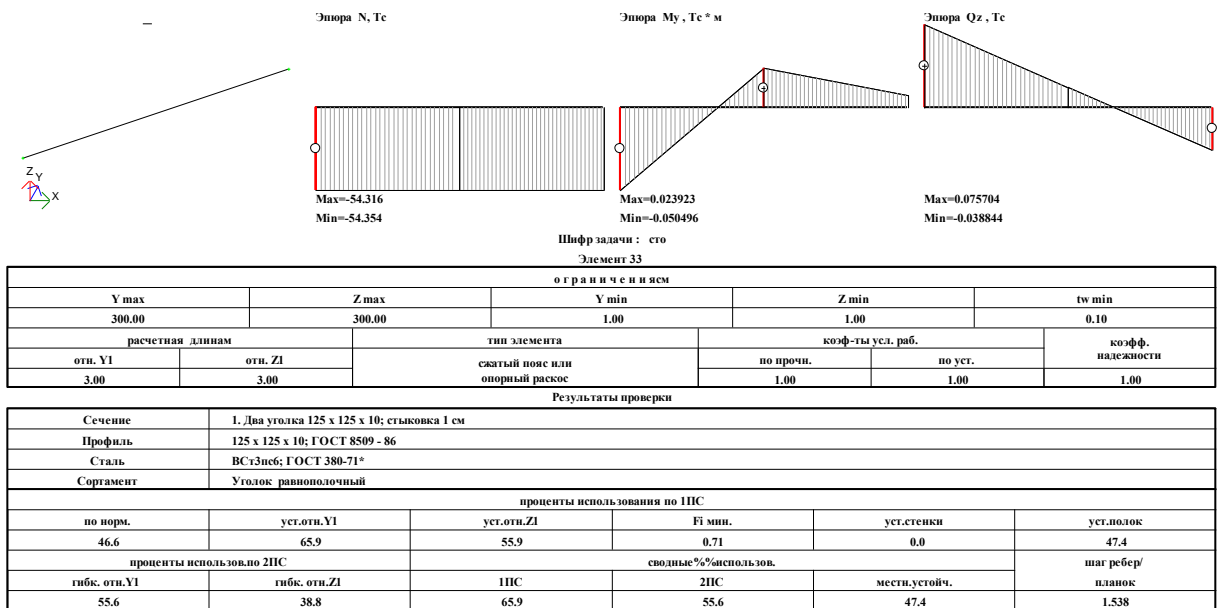


Рис. 2.13. Результаты розрахунку верхнього поясу ферми покриття у ПК «Ліра-САПР»

## 2.2. Розрахунок сходової площадки

### 2.2.1. Вихідні дані щодо розрахунку сходової площадки

Сходова площадка ребристої конструкції виготовляється з важкого бетону класу за міцністю на стиск С16/20 [11]. Розрахункові характеристики бетону при  $\gamma_{e2} > 0,9$ :  $f_{cd}=0,9 \times 11,5=10,35$  МПа;  $f_{ctd}=0,9 \times 0,9=0,81$  МПа;  $f_{ck}=15$  МПа;  $f_{ctk}=1,4$  МПа;  $E_{cm}=2,4 \times 10^4$  МПа.

Для армування площадки прийнята арматури класу А400С з розрахунковими характеристиками  $f_{y,k}=390$  МПа,  $f_{yd}=365$  МПа,  $E_s=2,0 \times 10^5$  МПа [13].

Полку плити армується дротом класу Вр-I, з розрахунковими характеристиками:  $f_{y,k}=395$  МПа,  $f_{yd}=360$  МПа,  $f_{ywd}=260$  МПа,  $E_s=1,7 \times 10^5$  МПа [13].

До тріщиностійкості площадки застосовуються вимоги 3-й категорії [19].

### 2.2.2. Аналітичний розрахунок плити

Плита площадки опирається по периметрі на контурні ребра. Однак тому що відношення сторін плити  $\ell_1/\ell_2 = 2,39/1,38 = 1,73 < 2$ , те її можна розглядати як обперту по контурі.

Таблиця 2.2.

Навантаження на  $1 \text{ м}^2$  плити.

Вид навантаження	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по навантаженню, $\gamma_f$	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
Постійне: - власна вага плити з мозаїчною верствою 0,07·25	1,75	1,1	1,93
Тимчасове (короткочасне)	3,0	1,2	3,6
Усього	4,75		5,53

Сполучення плити з ребрами тверде. Однак, з огляду на можливість розвороту ребер (особливо поздовжніх), защемлення плити незначно і її можна (з деяким наближенням) розглядати як вільно лежачу. Тоді моменти від повного розрахункового навантаження складуть:

$$M_x = \beta \cdot q \cdot \ell_2^2 = 0,0115 \cdot 5,53 \cdot 1,38^2 = 0,121 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y = \gamma \cdot q \cdot \ell_2^2 = 0,0207 \cdot 5,53 \cdot 1,38^2 = 0,218 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Робоча висота перерізу при  $a=1,5$  см.

$$h_0 = 7 - 1,5 = 5,5 \text{ см.}$$

Визначаємо характеристику стислої зони бетону

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b, \quad \text{де } \alpha = 0,85 - \text{ для важкого бетону}$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times 10,35 = 0,767$$

Граничне значення відносної висоти стислої зони бетону

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}; \quad \text{де}$$

$$\sigma_{SR} = R_s = 360 \text{ МПа} - \text{ Напруження в арматурах класу Вр-I.}$$

$$\sigma_{SC,U} = 500 \text{ МПа для елементів з важкого бетону при } \gamma_{b2} < 1,0$$

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,630$$

Граничне значення коефіцієнта  $A_0$

$$A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,630 (1 - 0,5 \times 0,630) = 0,432$$

Визначаємо коефіцієнт  $A_0$

$$A_0 = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{0,218 \times 10^{-3}}{10,35 \times 1,0 \times 0,055^2} = 0,007 < A_R = 0,432$$

За коефіцієнтом  $A_0 = 0,007$  визначаємо по таблицях коефіцієнт  $\xi = 0,007 < \xi_R = 0,630$ .

Необхідна площа перерізу арматури

$$A_s = \xi \times b \times h_0 \times \frac{R_b}{R_s} = 0,007 \times 100 \times 5,5 \times \frac{10,35}{365} = 0,109 \text{ см}^2$$

$$A_s = 0,109 \text{ см}^2 < A_{s,\min} = \mu_{\min} b h_0 = 0,002 \cdot 100 \cdot 5,5 = 1,1 \text{ см}^2.$$

Приймаємо для армування сітку  $C \frac{4BpI - 250}{5BpI - 150}$  з  $A_s = 1,31 \text{ см}^2$ . Дріт

Ø5 у сітці варто розташовувати уздовж короткого прольоту.

### 2.2.3 Розрахунок лобового ребра

#### Збір навантажень

Розрахунковий проліт ребра, вільно обпертого на стіни:

$$\ell_0 = 2,8 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,14 = 2,94 \text{ м.}$$

У роботі ребра плита площадки бере участь як полка, розташована в стиснутій зоні. Тоді розрахунковий переріз ребра має наступні розміри:

висота  $h = 35 \text{ см}$ , ширина ребра  $b = \frac{8+11}{2} = 9,5 \text{ см}$ , висота верхньої полиці  $h'_f = 7 \text{ см}$ , висота нижньої полиці  $h_f = 7 \text{ см}$ , ширина нижньої полиці  $b_f = 16 \text{ см}$ , а за розрахункову ширину верхньої (стислої) полки приймають менше із двох значень:  $b'_f = 0,5 \cdot 138 + 11 = 80,0 \text{ см}$  або  $b'_f = \frac{1}{6} 294 + 11 = 60 \text{ см}$ .

Приймаємо  $b'_f = 60 \text{ см}$ .

Таблиця 2.3

#### Навантаження на 1 м лобового ребра

Вид навантаження	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по навантаженню, $\gamma_f$	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
Постійне:			
- власна вага ребра (0,16·0,07+0,28·0,095)25	0,945	1,1	1,04
- власна вага маршів (3,78·3,755)/2	7,10	1,1	7,81
- тимчасове на маршах (3·3,755)/2	5,633	1,2	6,76

Разом	$q_{n1}=13,68$		$q_1=15,61$
Вага плити $(1,75 \cdot 1,38)/2$	$q_{n12}=1,21$	1,1	1,33
Тимчасове навантаження на площадці $(3 \cdot 1,62)/2$	2,43	1,2	2,92
Усього	$q_{n2}=3,64$		$q_2=4,25$

Довгостроково діюча частина нормативного навантаження

$$q_{n\ell} = 0,945 + 7,10 + 1,21 = 9,26 \text{ кН/м.}$$

Зусилля від повного **розрахункового навантаження**:

– згинальний момент

$$M = \frac{(q_1 + q_2)l_0^2}{8} - \frac{q_2 a^2}{6} = \frac{(15,61 + 4,25)2,94^2}{8} - \frac{4,25 \cdot 0,55^2}{6} = 21,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

– поперечна сила

$$Q = 0,5q_1 l_0 + 0,5q_2(a + b) = 0,5 \cdot 15,61 \cdot 2,94 + 0,5 \cdot 4,25(0,55 + 1,84) = 28,03 \text{ кН}$$

Зусилля від **нормативного навантаження**:

– згинальний момент

$$M_n = \frac{(q_{n1} + q_{n2})l_0^2}{8} - \frac{q_{n2} a^2}{6} = \frac{(13,68 + 3,64)2,94^2}{8} - \frac{3,64 \cdot 0,55^2}{6} = 18,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

– поперечна сила

$$Q_n = 0,5q_{n1} l_0 + 0,5q_{n2}(a + b) = 0,5 \cdot 13,68 \cdot 2,94 + 0,5 \cdot 3,64(0,55 + 1,84) = 24,46 \text{ кН}$$

Зусилля від довгостроково діючого навантаження:

– згинальний момент

$$M_{nl} = \frac{(q_{n1} + q_{n2})l_0^2}{8} - \frac{q_{n2} a^2}{6} = \frac{8,05 \cdot 2,94^2}{8} - \frac{1,21 \cdot 0,55^2}{6} = 8,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

– поперечна сила

$$Q_{nl} = 0,5q_{n1} l_0 + 0,5q_{n2}(a + b) = 0,5 \cdot 8,05 \cdot 2,94 + 0,5 \cdot 1,21(0,55 + 1,84) = 13,28 \text{ кН}$$

Зусилля від короткочасного навантаження:

– згинальний момент

$$M_{n,sh} = \frac{(q_{n,sh1} + q_{n,sh2})l_0^2}{8} - \frac{q_{n,sh2}a^2}{6} = \frac{(5,633 + 2,43)2,94^2}{8} - \frac{2,43 \cdot 0,55^2}{6} = 8,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

– поперечна сила

$$Q_{n,sh} = 0,5q_{n,sh1}l_0 + 0,5q_{n,sh2}(a + b) = 0,5 \cdot 5,633 \cdot 2,94 + 0,5 \cdot 2,43(0,55 + 1,84) = 11,18 \text{ кН}$$

### **Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів до поздовжньої осі елемента**

Робоча висота перерізу при  $a = 3$  см.  $h_0 = 35 - 3 = 32$  см.

Граничне значення відносної висоти стислої зони бетону приймаємо з розрахунку полиці  $\xi_R = 0,630$  й граничне значення коефіцієнта  $A_R = 0,432$ .

Визначаємо згинальний момент  $M_f$ , що може бути сприйнятий полицею, виходячи із пропозиції, що нейтральна вісь проходить по нижній грані полиці

$$M_f = b'_f \times h'_f \times R_b (h_0 - 0,5h'_f) = 10,35 \times 0,6 \times 0,07 \times 10^3 (0,32 - 0,5 \times 0,07) = 123,9 \text{ кНм}$$

Тому що  $M_f = 123,9 \text{ кНм} > M = 21,24 \text{ кНм}$ , те нейтральна вісь проходить у межах полиці й переріз розглядають як прямокутне шириною  $b'_f = 60$  см.

Визначаємо коефіцієнт  $A_0$

$$A_0 = \frac{M}{R_b \times b'_f \times h_0^2} = \frac{21,24 \times 10^{-3}}{10,35 \times 0,6 \times 0,32^2} = 0,033 < A_R = 0,432$$

За коефіцієнтом  $A_0 = 0,033$  визначаємо по таблицях коефіцієнт  $\xi = 0,033$ .

Необхідна площа перерізу арматури

$$A_s = \xi \times b'_f \times h_0 \times \frac{R_b}{R_s} = 0,033 \times 60 \times 32 \frac{10,35}{365} = 1,80 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 Ø12 А400 з  $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ .

### **Розрахунок несучої здатності похилих перерізів до поздовжньої осі елемента**

Перевіряємо достатність прийнятих розмірів перерізу за умовою

$$Q \leq 0,3\varphi_{\omega 1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0, \text{ де}$$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5\alpha \times \mu_{\omega}, \text{ де } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{24000} = 7,08 \text{ – коефіцієнт приведення}$$

модулів пружності арматури й бетону.

$\mu_{\omega}$  - коефіцієнт армування поперечних арматур.

$$\mu_{\omega} = \frac{A_{s\omega}}{b \times S} ;$$

Задаємося кроком поперечних арматур  $S = 15$  см і діаметром поперечних арматур  $d = 5$  мм ( $a_{sw} = 0,196$  см<sup>2</sup>).

Загальна площа поперечних арматур при  $n = 2$

$$A_{s\omega} = n \times a_{s\omega} = 2 \times 0,196 = 0,392 \text{ см}^2.$$

$$\mu_{\omega} = \frac{0,392}{9,5 \times 15} = 0,0028$$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \times 7,08 \times 0,0028 = 1,099$$

$$0,3 \times \varphi_{\omega 1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0 = 0,3 \times 1,099 \times 0,897 \times 10,35 \times 0,095 \times 0,32 \times 10^3 = 93,1 \text{ кН}$$

Тому що умова  $Q = 28,03$  кН  $<$  93,1 кН задовольняється, то прийняті розміри перерізу ребра достатні.

Перевіряємо необхідність розрахунку поперечних арматур.

$$Q \leq \varphi_{b3} \times R_{bt} \times b \times h_0 (1 + \varphi_n)$$

При відсутності попередньої напруги  $P = 0$  і  $\varphi_n = 0$  – коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх сил

$\varphi_{b3} = 0,6$  – для важкого бетону – коефіцієнт, що враховує особливості роботи різних видів бетону

$$\varphi_{b3} \times R_{bt} \times b \times h_0 (1 + \varphi_n) = 0,6 \times 0,81 \times 0,095 \times 0,32 (1 + 0) \times 10^3 = 14,77 \text{ кН}$$

Тому що умова  $Q = 28,03$  кН  $\leq$  14,77 кН не задовольняється, то поперечні арматури необхідно встановлювати з розрахунку.

Попередньо визначаємо інтенсивність поперечного армування

$$q_{s\omega} = \frac{R_{s\omega} \times A_{s\omega}}{S} = \frac{260 \times 10^2 \times 0,392}{15} = 679,5 \text{ Н/см}$$

Горизонтальна проекція похилої тріщини

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2}{q_{sw}}}, \text{ де } \varphi_f = \frac{0,75 \times (b'_f - b) \times h'_f}{b \times h_0} \leq 0,5$$

Визначимо ширину полиці, що входить у розрахунок

$$b'_f = b + 3h'_f = 9,5 + 3 \times 7 = 30,5 \text{ см} < b'_f = 60 \text{ см.}$$

Приймаємо  $b'_f = 30,5$  см.

$$\varphi_f = \frac{0,75 \times (30,5 - 9,5)}{9,5 \times 32} = 0,387 \leq 0,5; \text{ приймаємо } \varphi_f = 0,387$$

$\varphi_{b2} = 2$  – для важкого бетону

$$C = \sqrt{\frac{2 \times (1 + 0,387 + 0) \times 0,81 \times 9,5 \times 32^2 \times 100}{679,5}} = 56,72 \text{ см};$$

Тому що  $3 = 56,72 \text{ см} < 2h_0 = 2 \times 32 = 64 \text{ см}$ , то визначаємо інтенсивність армування за формулою:

$$q = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2}$$

$$q = \frac{28030^2}{4 \times 2 \times (1 + 0,387 + 0) \times 0,81 \times 9,5 \times 32^2 \times 100} = 91 \text{ Н/см}$$

Визначаємо крок поперечних стрижнів

$$S = \frac{R_{sw} \times n \times a_{sw}}{q_{sw}} = \frac{260 \times 2 \times 0,196 \times 100}{91} = 110 \text{ см}$$

Максимальний крок поперечних стрижнів

$$S_{\max} = \frac{0,75\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2}{Q} =$$

$$= \frac{0,75 \times 2 \times (1 + 0,387 + 0) \times 0,81 \times 9,5 \times 32^2 \times 100}{28030} = 60,1 \text{ см}$$

Тому що прийнятий крок поперечних стрижнів  $S=15$  см менше отриманих значень і по конструктивних міркуваннях його збільшувати не можна, то залишаємо цей крок для конструювання в крайніх чвертях прольоту лобового ребра. У середній його половині крок поперечних стрижнів можна прийняти  $S=25$  см.

## Геометричні характеристики наведеного перерізу

Коефіцієнт приведення модулів пружності арматури й бетону.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{24000} = 8,33$$

Наведена площа при  $h_1 = h - h'_f - h_f = 35 - 7 - 7 = 21$  см:

$$A_{\text{red}} = A + \alpha A_s = b'_f \times h'_f + b \times h_1 + b_f \times h_f + \alpha A_s = 60 \times 7 + 9,5 \times 21 + 16 \times 7 + 8,33 \times 2,26 = 751 \text{ см}^2$$

Статичний момент щодо нижньої грані

$$S_{\text{red}} = S + \alpha S_s = b'_f \times h'_f \times (h - 0,5h'_f) + b \times h_1 \times (0,5h_1 + h_f) + b_f \times h_f \times \frac{h_f}{2} + \alpha A_s \times a = 60 \times 7 \times (35 - 0,5 \times 7) + 21 \times 9,5 \times (0,5 \times 21 + 7) + 16 \times 7 \times 3,5 + 8,33 \times 2,26 \times 3 = 17379 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги наведеного перерізу

$$Y_{\text{red}} = \frac{S_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = \frac{17379}{751} = 23$$

Наведений момент інерції

$$I_{\text{red}} = I + \alpha I_s = \frac{b'_f \times (h'_f)^3}{12} + b'_f \times h'_f (h - 0,5h'_f - Y_{\text{red}})^2 + \frac{b \times (h_1)^3}{12} + b \times h_1 \times [Y_{\text{red}} - 0,5h_1 - h_f]^2 + \frac{b_f (h_f)^3}{12} + b_f \times h_f (Y_{\text{red}} - 0,5h_f)^2 + \alpha A_s \times (Y_{\text{red}} - a)^2 = \frac{60 \times 7^3}{12} + 60 \times 7 \times (35 - 3,5 - 23)^2 + \frac{9,5 \times 21^3}{12} + 9,5 \times 21 \times [23 - 0,5 \times 21 - 7]^2 + \frac{16 \times 7^3}{12} + 16 \times 7 \times (23 - 3,5)^2 + 8,33 \times 2,26 \times (23 - 3)^2 = 103036 \text{ см}^4$$

Момент опору щодо нижньої грані

$$W_{\text{red}} = \frac{I_{\text{red}}}{Y_{\text{red}}} = \frac{103036}{23} = 4480 \text{ см}^3$$

Пружно – пластичний момент опору при  $\gamma = 1,75$  (для таврового перерізу з полицею, розташованої в стиснутій зоні)

$$W_{\text{pl}} = \gamma \times W_{\text{red}} = 1,75 \times 4480 = 7840 \text{ см}^3$$

**Розрахунок нормальних перерізів до поздовжньої осі елемента за утворенням та розкриттям тріщин**

Перевірка на утворення тріщин. Використовується методика наведена у [18, 19] із урахуванням останніх наукових досягнень в обраному напрямку [28, 29, 30].

$$M_r = M_n \leq M_{crc} = R_{bt,ser} \times W_{pl}$$

$$M_{crc} = 1,4 \times 10^3 \times 7840 \times 10^{-6} = 10,98 \text{ кНм}$$

$$M_f = 18,53 \text{ кНм} > M_{crc} = 10,98 \text{ кНм}$$

Умова не задовольняється, отже, у перерізі лобового ребра утворяться тріщини й необхідний розрахунок по їхньому розкриттю.

Обчислюємо характеристики:

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} = \frac{2,26}{9,5 \times 32} = 0,0074 < 0,02;$$

→ при короткочасній дії навантаження ( $\nu = 0,45$ )

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \times h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} (A'_s + A'_{sp})}{b \times h_0} = \frac{(60 - 9,5) \times 7 + \frac{8,33}{2 \times 0,45} (0,5 + 0)}{9,5 \times 32} = 1,178$$

$$\lambda = \varphi_f \left( 1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 1,178 \left( 1 - \frac{7}{2 \times 32} \right) = 1,05;$$

Тут  $A'_s = 0,5 \text{ см}^2$  – площа перерізу дроту у верхній частині ребра й прилягаючого звису.

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

$$\varphi_f = \frac{(60 - 9,5) \times 7 + \frac{8,33}{2 \times 0,15} (0,5 + 0)}{9,5 \times 32} = 1,208$$

$$\lambda = 1,208 \left( 1 - \frac{7}{2 \times 32} \right) = 1,08.$$

Значення, що характеризують навантаження  $\delta_m = \frac{M_{tot}}{b \times h_0^2 \times R_{b,ser}};$

→ повне  $M_{tot} = M_n = 18,53 \text{ кНм}$

$$\delta_m = \frac{18,53 \times 10^{-3}}{0,095 \times 0,32^2 \times 15} = 0,127$$

→ довгостроково діюче  $M_{tot} = M_{nl} = 8,64 \text{ кНм};$

$$\delta_m = \frac{8,64 \times 10^{-3}}{0,095 \times 0,32^2 \times 15} = 0,059$$

Відносна висота стислої зони

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

→ при короткочасній дії всього навантаження

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,127 + 1,05)}{10 \times 0,0074 \times 8,33}} = 0,077$$

→ при короткочасній дії постійного й тривалого навантажень

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,127 + 1,08)}{10 \times 0,0074 \times 8,33}} = 0,076$$

→ при тривалій дії постійного й тривалого навантажень

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,059 + 1,08)}{10 \times 0,0074 \times 8,33}} = 0,079$$

Тому що  $\xi \times h_0 = 0,079 \times 32 = 2,53 \text{ см} < h'_f = 7 \text{ см}$ , то розрахунок варто вести як для прямокутного перерізу шириною  $b = b'_f = 60 \text{ см}$ .

Плече внутрішньої пари сил

$$Z = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \times \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] :$$

→ при короткочасній дії всього навантаження

$$Z = 32 \left[ 1 - \frac{\frac{7}{32} \times 1,178 + 0,077^2}{2(1,178 + 0,077)} \right] = 28,64 \text{ см}$$

→ при короткочасній дії постійного й тривалого навантажень

$$Z = 32 \left[ 1 - \frac{\frac{7}{32} \times 1,178 + 0,076^2}{2(1,178 + 0,076)} \right] = 28,64 \text{ см}$$

→ при тривалій дії постійного й тривалого навантажень

$$Z = 32 \left[ 1 - \frac{\frac{7}{32} \times 1,208 + 0,079^2}{2(1,208 + 0,079)} \right] = 28,64 \text{ см}$$

Збільшення напруження в розтягнутій арматурі

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \times Z} :$$

→ при короткочасній дії всього навантаження

$$\sigma_s = \frac{18,53 \times 10^3}{2,26 \times 28,64} = 286,28 \text{ МПа}$$

→ при короткочасній і тривалій дії постійного й тривалого навантажень

$$\sigma_s = \frac{8,64 \times 10^3}{2,26 \times 28,64} = 133,48 \text{ МПа}$$

Ширину розкриття тріщин  $a_{cr}$  визначають за формулою [18]

$$a_{cr} = \delta \times \varphi_l \times \eta \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \text{ де}$$

$d = 12$  мм - діаметр робочих стрижнів;

$\delta = 1$  – для елементів, що згинають;

$\varphi_l$  - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантажень:

$\varphi_l = 1$  – при короткочасній дії навантажень

$\varphi_l = 1,6 - 15 \mu$  – при тривалій дії навантажень для важкого бетону природної вологості

$\eta = 1$  – для стрижневих арматур періодичного профілю.

при короткочасній дії всього навантаження

$$a_{cr1} = 1 \times 1 \times 1 \times \frac{286,28}{2 \times 10^5} \times 20(3,5 - 100 \times 0,0074) \sqrt[3]{12} = 0,181 \text{ мм}$$

при короткочасній дії постійного й тривалого навантажень

$$a_{crc2} = 1 \times 1 \times 1 \times \frac{133,48}{2 \times 10^5} \times 20(3,5 - 100 \times 0,0074)^3 \sqrt{12} = 0,084 \text{ мм}$$

при тривалій дії постійного й тривалого навантажень

$$a_{crc3} = 1 \times (1,6 - 15 \times 0,0074) \times 1 \times \frac{133,48}{2 \times 10^5} \times 20(3,5 - 100 \times 0,0074)^3 \sqrt{12} = 0,126 \text{ мм}$$

У підсумку ширина нетривалого розкриття тріщин

$$a_{crc,sh} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,181 - 0,084 + 0,126 = 0,223 \text{ мм}$$

$$a_{crc} = 0,223 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,4 \text{ мм}$$

Ширина тривалого розкриття тріщин [18]

$$a_{crc,l} = a_{crc3} = 0,126 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,3 \text{ мм} , \text{ тобто в обох випадках ширина}$$

розкриття тріщин не перевищує припустимої величини.

### **Розрахунок похилих перерізів до поздовжньої осі елемента за утворенням та розкриттям тріщин**

Розрахунок перерізів похилих до поздовжньої осі елемента, по утворенню тріщин провадять для опорного перерізу, де згинальний момент близький до нуля, отже,  $(\sigma_x = 0)$ , на рівні сполучення полки з ребром  $(y = h - y_{red} - h'_f = 35 - 23 - 7 = 5 \text{ см})$  і в центрі ваги наведеного перерізу  $(y=0)$ .

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

$$S_{red,1} = b'_f \times h'_f \times (y + 0,5h'_f) + \alpha \times A'_s (y + h'_f - a') = 60 \times 7(5 + 3,5) + 8,33 \times 0,5(5 + 7 - 2) = 3611,7 \text{ см}^3$$

$$S_{red,2} = b'_f \times h'_f \times (y + h'_f - 0,5h'_f) + b \times y^2 \times 0,5 + \alpha \times A'_s (y + 0,5h'_f - a') = 60 \times 7(5 + 7 - 3,5) + 9,5 \times 5^2 \times 0,5 + 8,33 \times 0,5(5 + 7 - 2) = 3730,4 \text{ см}^3$$

Відповідні дотичні напруження й головні стискаючі й напруги, що розтягують,  $\sigma_x = \sigma_y = 0$  при :

$$\sigma_{mt,mc} = \tau_{xy} = \frac{Q \times S_{red}}{I_{red} \times b} ;$$

$$\tau_{xy,1} = \frac{24460 \times 3611,7}{103036 \times 9,5 \times 100} = 0,903 \text{ МПа}$$

$$\tau_{xy,2} = \frac{24460 \times 3730,4}{103036 \times 9,5 \times 100} = 0,932 \text{ МПа}$$

Обчислюємо коефіцієнти умов роботи

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}}{0,2 + \alpha_1 \times B} \leq 1, \text{ де } \alpha_1 = 0,01 - \text{ для важкого бетону}$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{0,932}{15}}{0,2 + 0,01 \times 20} = 2,34 > 1, \text{ приймаємо } \gamma_{b4} = 1$$

Перевіряємо умову  $\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} \times R_{bt,ser}$

$$\sigma_{mt} = 0,932 \text{ МПа} < 1 \times 1,4 = 1,4 \text{ МПа}$$

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

### Розрахунок за деформаціями (визначення прогинів)

Обчислюємо коефіцієнт

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

→ при дії всього навантаження

$$\varphi_m = \frac{1,4 \times 10^3 \times 7840 \times 10^{-6}}{18,53} = 0,592$$

→ при дії постійного й тривалого навантажень

$$\varphi_m = \frac{1,4 \times 7840 \times 10^{-3}}{8,64} = 1,27$$

Відповідні коефіцієнти  $\psi_s$ , що враховують роботу розтягнутого бетону на ділянці із тріщинами.

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

→ від короткочасної дії всього навантаження

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \times 0,592 = 0,599 < 1$$

→ від короткочасної дії постійного й тривалого навантажень

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \times 1,27 = 0,147 < 1$$

→ від тривалої дії постійного й тривалого навантажень

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \times 1,27 = 0,234 < 1$$

Обчислюємо кривизну за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{tot}}{h_0 \times Z} \times \left[ \frac{\psi_s}{E_s \times A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \nu \times E_b \times b \times h_0} \right];$$

де  $\psi_b = 0,9$  – для важкого бетону класу В20

→ від нетривалої дії всього навантаження

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_1} &= \frac{18,53 \times 10^3}{32 \times 28,64} \times \left[ \frac{0,599}{2 \times 10^5 \times 2,26} + \frac{0,9}{(1,178 + 0,077) \times 0,45 \times 24 \times 10^3 \times 9,5 \times 32} \right] = \\ &= 3,12 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1} \end{aligned}$$

→ від нетривалої дії постійного й тривалого навантажень

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_2} &= \frac{8,64 \times 10^3}{32 \times 28,64} \times \left[ \frac{0,147}{2 \times 10^5 \times 2,26} + \frac{0,9}{(1,178 + 0,076) \times 0,45 \times 24 \times 10^3 \times 9,5 \times 32} \right] = \\ &= 0,51 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1} \end{aligned}$$

→ від тривалої дії постійного й тривалого навантажень

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_3} &= \frac{8,64 \times 10^3}{32 \times 28,64} \times \left[ \frac{0,234}{2 \times 10^5 \times 2,26} + \frac{0,9}{(1,208 + 0,079) \times 0,15 \times 24 \times 10^3 \times 9,5 \times 32} \right] = \\ &= 1,09 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1} \end{aligned}$$

Повна кривизна

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} = 3,12 \times 10^{-5} - 0,51 \times 10^{-5} + 1,09 \times 10^{-5} = 3,70 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогин площадки

$$f = \frac{1}{r} \times S \times l^2 = 3,70 \times 10^{-5} \times \frac{5}{48} \times 294^2 = 0,33 \text{ см}$$

І його відносне значення  $\frac{f}{l} = \frac{0,33}{294} = \frac{1}{891} < \frac{1}{200}$ , тобто в межах

припустимого.

**Перевірка стійкості**

Перевірка стійкості визначається у тому, щоб прогин від нетривалої дії вантажу 1кН [12] (додаткового до повного нормативного навантаження) не перевищував 0,7 мм.

При перевірці використають значення, відомі з попереднього розрахунку, і обчислюють додаткові:

Згинальний момент

$$M_{tot} = M_n + \frac{N \times l_0}{4} = 18,53 + \frac{1 \times 2,94}{4} = 19,27 \text{ кНм}$$

→ коефіцієнт

$$\delta_m = \frac{M_{tot}}{b \times h_0^2 \times R_{b,ser}} = \frac{19,27 \times 10^{-3}}{0,095 \times 0,32^2 \times 15} = 0,132$$

Відносна висота стислої зони

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{5(\delta_m + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{5(0,132 + 1,05)}{10 \times 0,0074 \times 8,33}} = 0,088$$

Плече внутрішньої пари сил

$$Z = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \times \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 32 \left[ 1 - \frac{\frac{7}{32} \times 1,178 + 0,088^2}{2(1,178 + 0,088)} \right] = 25,29 \text{ см}$$

Коефіцієнти

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \times W_{pl}}{M_{tot}} = \frac{1,4 \times 7840 \times 10^{-3}}{19,27} = 0,57$$

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \times 0,57 = 0,623 < 1$$

Кривизна від додаткового вантажу  $N = 1$  кН, що викликає згинальний момент

$$M = \frac{N \times l}{4} = \frac{1 \times 2,94}{4} = 0,735 \text{ кНм}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \times Z} \times \left[ \frac{\psi_s}{E_s \times A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \nu \times E_b \times b \times h_0} \right] = \frac{0,735 \times 10^3}{32 \times 25,29} \times \left[ \frac{0,623}{2 \times 10^5 \times 2,26} + \frac{0,9}{(1,178 + 0,088) \times 0,45 \times 24 \times 10^3 \times 9,5 \times 32} \right] = 0,15 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогин від цього вантажу

$$f = \frac{1}{r} \times \frac{1}{s} \times l^2 = 0,15 \times 10^{-5} \times \frac{1}{12} \times 294^2 = 0,01 \text{ см} < 0,7 \text{ см.}$$

Стійкість площадки є забезпеченою.

#### 2.2.4. Розрахунок пристінного поздовжнього ребра

Розрахунковий проліт пристінного поздовжнього ребра такий же, як і лобового, тобто  $l_0 = 2,94 \text{ м}$ .

Розрахунковий переріз ребра має таврову форму, його розміри: висота  $h = 20 \text{ см}$ , ширина ребра  $b = (10+13)/2 = 11,5 \text{ см}$ , висота верхньої полиці  $h'_f = 7 \text{ см}$ , ширина верхньої (стислої) полки  $b'_f = 0,5 \cdot 138 + 11,5 = 79 \text{ см}$ .

Підрахунок навантажень наведений у табл. 2.4

Таблиця 2.4

Навантаження на 1 м пристінного ребра

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності по навантаженню, $\gamma_f$	Розрахункова навантаження, кпа
Постійне:			
- власна вага ребра $0,1 + 0,115 \cdot 0,5 \cdot 0,13 \cdot 1 \cdot 25$	0,287	1,1	0,316
власна вага плити $(1,75 \cdot 1,38)/2$	1,21	1,1	1,33
Разом	$q_{n1} = 1,50$		$q_1 = 1,68$
Тимчасове навантаження $(3 \cdot 1,62)/2$	2,43	1,2	2,92
Усього	$q_n = 3,93$		$q = 4,60$

Розрахунковий згинальний момент

$$M = \frac{(q)l_0^2}{8} - \frac{q_1 a^2}{6} = \frac{4,60 \times 2,94^2}{8} - \frac{2,92 \times 0,55^2}{6} = 4,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахункова поперечна сила

$$Q = 0,5 q l_0 - 0,5 q_1 a = 0,5 \cdot 4,60 \cdot 2,94 - 0,5 \cdot 2,92 \cdot 0,55 = 5,96 \text{ кН}$$

Для розрахунку по міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі елемента, приймають  $a = 3$  см. Робоча висота перерізу

$$h_0 = 22 - 2,5 = 19,5 \text{ см.}$$

Граничне значення відносної висоти стислої зони бетону приймаємо з розрахунку полиці  $\xi_R = 0,630$  й граничне значення коефіцієнта  $A_R = 0,432$ .

Визначаємо згинальний момент  $M_f$ , що може бути сприйнятий полицею, виходячи із пропозиції, що нейтральна вісь проходить по нижній грані полиці

$$M_f = b'_f \times h'_f \times R_b (h_0 - 0,5h'_f) = 10,35 \times 0,79 \times 0,07 \times 10^3 (0,195 - 0,5 \times 0,07) = 91,58 \text{ кНм}$$

Тому що  $M_f = 91,58 \text{ кНм} > M = 4,82 \text{ кНм}$ , то нейтральна вісь проходить у межах полиці й переріз розглядають як прямокутне шириною  $b_f = 79$  см.

Визначаємо коефіцієнт  $A_0$

$$A_0 = \frac{M}{R_b \times b'_f \times h_0^2} = \frac{4,82 \times 10^{-3}}{10,35 \times 0,79 \times 0,195^2} = 0,016 < A_R = 0,432$$

За коефіцієнтом  $A_0 = 0,016$  визначаємо по таблицях коефіцієнт  $\xi = 0,016$ .

Необхідна площа перерізу арматури

$$A_s = \xi \times b'_f \times h_0 \times \frac{R_b}{R_s} = 0,016 \times 79 \times 19,5 \times \frac{10,35}{365} = 0,699 \text{ см}^2$$

$$A_s = 0,699 \text{ см}^2 < A_{s,\min} = \mu_{\min} b h_0 = 0,005 \cdot 11 \cdot 19,5 = 1,07 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 1 Ø12 А400 з  $A_s = 1,13 \text{ см}^2$ .

Перевіряємо необхідність розрахунку поперечних арматур.

$$Q \leq \varphi_{b3} \times R_{bt} \times b \times h_0 (1 + \varphi_n)$$

При відсутності попередньої напруги  $P=0$  і  $\varphi_n=0$  – коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх сил

$\varphi_{b3} = 0,6$  – для важкого бетону – коефіцієнт, що враховує особливості роботи різних видів бетону

$$\varphi_{b3} \times R_{bt} \times b \times h_0 (1 + \varphi_n) = 0,6 \times 0,81 \times 0,115 \times 0,195 (1 + 0) \times 10^3 = 10,90 \text{ кН}$$

Тому що умова  $Q = 5,96 \text{ кН} \leq 10,90 \text{ кН}$  задовольняється, то розрахунок по міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента, на поперечну силу не потрібно. Поперечна арматура призначають за конструктивними міркуваннями, приймаючи  $\varnothing 5$  і  $S = 100$  мм на приопорних ділянках і  $S = 200$  мм у середній частині довжини ребра.

Розрахунок поперечних ребер можна не проводити, оскільки навіть для поздовжнього пристенного ребра, проліт якого більше, армування призначене за конструктивними міркуваннями у відповідності до [11].

### **2.3. Розрахунок багатопорожнистої попередньо напруженої плити перекриття**

#### **2.3.1. Вихідні дані щодо розрахунку плити перекриття**

Плита перекриття виготовлена за потоково-агрегатною технологією з електротермічним натягненням арматури на упори і тепло-вологісною обробкою. Конструктивна довжина плити  $l = 5650$  мм, конструктивна ширина  $b_f' = 1480$  мм, номінальна ширина  $B = 1,5$  м. Місце будівництва відноситься до 5 району по характеристичному значенню ваги снігового покриву, 2 району по характеристичному значенню вітрового тиску (ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи») і до 1 температурної зони України.

Характеристичне значення рівномірно розподіленого навантаження на перекриття для будівлі згідно табл.6.2 ДБН В.1.2-2:2006  $p^n = 2,0$  кПа ( $p_{lg}^n = 0,85$  кПа). Коефіцієнт надійності по навантаженню  $\gamma_f = 1,2$ . По ступеню відповідальності, будівля відноситься до 2 класу. Коефіцієнт надійності за призначенням  $\gamma_n = 1,0$ .

Бетон важкий класу С20/25, для якого при  $\gamma_{b2} = 0,9$ , розрахунковий опір бетону стисненню  $f_{cd} = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05$  МПа [11] розрахунковий опір бетону розтягуванню  $f_{ctd} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,945$  МПа [11], початковий модуль пружності

$E_b=27\cdot 10^3$  МПа [11], розрахункові опори бетону стисненню і розтягуванню при розрахунку за граничними станами другої групи  $f_{ck}=18,5$  МПа и  $f_{ctk}=1,6$  МПа.

Подовжня робоча заздалегідь напружена арматура класу А800С, для якої розрахунковий опір для першої групи граничних станів  $f_{yd}=680$  МПа [13], для другої групи  $f_{yk}=785$  МПа [13] і модуль пружності  $E_s=19\cdot 10^4$  МПа.

Поперечна арматура і зварні сітки Вр-І

при 3 мм  $f_{yd}=375$  МПа и  $f_{ywd}=270$  МПа

при 4 мм  $f_{yd}=365$  МПа и  $f_{ywd}=265$  МПа

при 5 мм  $f_{yd}=360$  МПа и  $f_{ywd}=260$  МПа

$E_s=17\cdot 10^4$  МПа

Передавальну міцність бетону приймаємо рівною  $f_{cd,p}=0,7\cdot B=0,7\cdot 25=17,5$  МПа.

Маса плити  $G=2,25$  т.

### 2.3.2. Визначення навантажень і зусиль

Враховують навантаження від конструкції перекриття, власної ваги плити і тимчасове навантаження на перекриття. Збір навантажень на 1 м<sup>2</sup> перекриття зводимо в табл. 2.5.

Таблиця 2.5

Підрахунок навантажень на 1 м<sup>2</sup> перекриття

Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кПа	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності щодо граничного навантаження $\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове значення навантаження, кПа
Постійні				

Керамічна плитка	$0,013 \cdot 18 = 0,234$	0,222	1,3	0,29
Цементно-піщане стягування	$0,02 \cdot 18 = 0,36$	0,342	1,3	0,44
Промазування гарячим бітумом за два рази	$0,001 \cdot 8 = 0,008$	0,0076	1,3	0,01
Вага плити	2,75	2,61	1,1	2,87
Разом	3,92	3,73		4,15

### 2.3.3. Конструктивне рішення

Геометричні розміри багатопустотної задалегідь напруженої плити перекриття приведені на рис. 2.

Розрахунковий проліт плити при тому, що спирається 12 см.

$$l_0 = 5650 - 2 \cdot 120/2 = 5530 \text{ мм} = 5,53 \text{ м.}$$

Геометричні розміри плити.

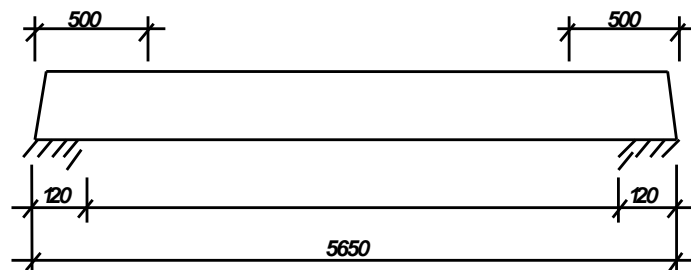


Рис. 2.14. Розміри плити перекриття

Розрахункові навантаження на 1 м довжини плити.

Повне розрахункове навантаження:

$$q = g \cdot B = (4,15 + 2,0 \cdot 1,2) \cdot 1,5 = 10,01 \text{ (кН/м)}$$

Повне нормативне навантаження:  $q_n = g_n \cdot B = (3,73 + 2,0) \cdot 1,5 = 8,57 \text{ (кН/м)}$

Нормативне тривале навантаження.

$$q_{nl} = g_{nl} \cdot B = (3,73 + 0,85) \cdot 1,5 = 6,84 \text{ (кН/м)}$$

Розрахунковий згинальний момент від повного розрахункового навантаження.

$$M = (q \cdot l_0^2) / 8 = (10,01 \cdot 5,53^2) / 8 = 38,3 \text{ (кН*м)}$$

Поперечна сила від розрахункового навантаження:

$$Q = (q \cdot l_0) / 2 = (10,01 \cdot 5,53) / 2 = 27,7 \text{ (кН)}$$

Розрахунок зусиль від нормативного навантаження. Розрахунковий згинальний момент від повного нормативного навантаження:

$$M_n = (q_n \cdot l_0^2) / 8 = (8,57 \cdot 5,53^2) / 8 = 32,8 \text{ (кН*м)}$$

Момент від тривалого навантаження:

$$M_{nl} = (q_{nl} \cdot l_0^2) / 8 = (6,84 \cdot 5,53^2) / 8 = 26,1 \text{ (кН*м)}$$

Поперечна сила від повного нормативного навантаження:

$$Q_n = 0,5 \cdot q_n \cdot l_0 = 0,5 \cdot 8,57 \cdot 5,53 = 23,7 \text{ (кН)}$$

### 2.3.4. Розрахунок несучої здатності плити за нормальними перерізами

Для розрахунку багатопустотної плити поперечний переріз приводимо до еквівалентного двотаврового заввишки  $h = 22 \text{ см}$ , шириною полиці  $b'_f = 146 \text{ см}$ , шириною ребра  $b = 1460 - 7 \cdot 159 = 188 \text{ мм} = 18,8 \text{ см}$  і товщиною стислої полиці  $h'_f = (22 - 15,9) / 2 = 3,05 \text{ см} \approx 3 \text{ см}$ . Замінюємо площі круглих порожнеч прямокутниками тієї ж площі і того ж моменту інерції.

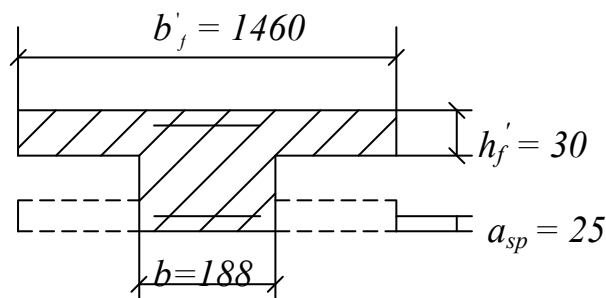


Рис. 2.15. Розрахункова схема до визначення поперечного перерізу

Початкову попереднє напруження арматури, що передається на піддон, приймаємо:

$$\sigma_{sp} = 0,75 \cdot R_{s,ser} = 0,75 \cdot 785 = 588,75 \text{ МПа} \approx 590 \text{ МПа} ,$$

$$0,3 \cdot R_{s,ser} = 0,3 \cdot 785 = 236 \text{ МПа} < \sigma_{sp} = 590 \text{ МПа} < R_{s,ser} - p = 785 - 87 = 698 \text{ МПа}$$

$$\text{де } p = 30 + 360/l = 30 + 360/5,7 = 93 \text{ МПа}$$

де  $l$  - відстань між зовнішніми гранями упорів.

Призначаємо  $a_{sp} = 2,5$  см, тоді робоча висота перерізу рівна

$$h_0 = h - a_{sp} = 22 - 2,5 = 19,5 \text{ см.}$$

Тепер послідовно обчислюємо:

$\omega$  - характеристику стислої зони бетону

$$\omega = \alpha_1 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$$

$$\Delta\sigma_{SP} = 1500 \cdot (\sigma_{sp}/R_s) - 1200 = 1500 \cdot (590/680) - 1200 = 101,5 \text{ (МПа)}$$

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \Delta\sigma_{SP} = 680 + 400 - 590 - 101,5 = 388,5 \text{ (МПа)}$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SM}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,746}{1 + \frac{388,5}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,597$$

$$A_R = \xi_R - (1 - 0,5\xi_R) = 0,597 - (1 - 0,5 \cdot 0,597) = 0,419$$

Визначаємо момент, що сприймається перерізом полиці плити

$$M_f = R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') = 13,05 \cdot 1,46 \cdot 0,03 \cdot (0,195 - 0,5 \cdot 0,03) \cdot 1000 = 102,9 \text{ кН*м}$$

Оскільки

$M_f = 102,9 \text{ кН*м} > M = 38,3 \text{ кН*м}$ , то нейтральна вісь проходить в межах полиці і переріз розраховуємо як прямокутний шириною  $b = b_f' = 146 \text{ см}$ .

Визначаємо табличний коефіцієнт за формулою:

$$A_0 = M / (b_f' \cdot h_0 \cdot R_b) = \frac{38,3 \cdot 10^{-3}}{13,05 \cdot 1,46 \cdot 0,195^2} = 0,053 < A_R = 0,419$$

За табл. знаходимо  $\xi = 0,06$  и  $\eta = 0,97$

Коефіцієнт умовної роботи арматури підвищеної міцності, за формулою:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2(\xi/\xi_R) - 1) \leq \eta = 1,15 \text{ (для арматури класу А800С)}$$

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \left(2 \cdot \frac{0,07}{0,597} - 1\right) = 1,26 > \eta = 1,15$$

**Приймаємо  $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$ .**

Необхідна площа перерізу подовжньої арматури визначається за

формулою:

$$A_{SP} = M / (\eta \cdot \gamma_{s6} \cdot h_0 \cdot R_{s,ser}) = \frac{38,3 \cdot 10^{-3}}{1,15 \cdot 0,965 \cdot 680 \cdot 0,195} = 0,000259 \text{ м}^2 = 2,59 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4 10 А800С з  $A_{sp,факт} = 3,14 \text{ см}^2 > A_s = 3,11 \text{ см}^2$

### 2.3.5. Визначення геометричних характеристик

Відношення модулів пружності  $\alpha = E_s/E_b = 190000/27000 = 7,04$

Площа приведенного перерізу і статичний момент щодо нижньої грані:

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} = b'_f \cdot h - n \frac{\pi d^2}{4} + \alpha \cdot A_{sp} = 146 \cdot 22 - 7 \cdot \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 7,04 \cdot 3,14 = 1844,9 \text{ (см}^2\text{)}$$

$$S_{red} = S + \alpha \cdot S_s = b'_f \cdot h \cdot \frac{h}{2} - n \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{h}{2} + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} = 146 \cdot 22 \cdot 11 - 7 \cdot (3,14 \cdot 15,9^2/4) \cdot 11 + 7,04 \cdot 3,14 \cdot 2,5 = 20106,1 \text{ (см}^2\text{)}$$

Відстань від нижньої грані до центру тяжіння приведенного перерізу:

$$y_{red} = S_{red} / A_{red} = 20106,1 / 1844,9 = 10,9 \text{ (см)}$$

Відстань від точки додатку зусилля в напружуваній арматурі до центру тяжіння приведенного перерізу:

$$e_{red} = y_{red} - a = 10,9 - 2,5 = 8,4 \text{ (см)}$$

Момент інерції приведенного перерізу без урахування власного моменту інерції арматури:

$$I_{red} = I + \alpha \cdot I_s = \frac{b'_f \cdot h^3}{12} - n \frac{\pi d^4}{64} + \alpha \cdot A_{sp} \cdot e_{op}^2 =$$

$$= \frac{146 \cdot 22^3}{12} - 7 \frac{3,14 \cdot 15,9^4}{64} + 7,04 \cdot 3,14 \cdot 8,4^2 = 109160,4 \text{ (см}^4\text{)}$$

Момент опору відносно:

нижній грані  $W_{red} = I_{red} / y_{red} = 109160,4 / 10,9 = 10014,7 \text{ (см}^3\text{)}$ ;

верхній грані  $W'_{red} = I_{red} / (h - y_{red}) = 109160,4 / (22 - 10,9) = 9834,3 \text{ (см}^3\text{)}$ ;

Для визначення пружньо-пластичного моменту опору і подальших розрахунків перерізу багатопустотної плити приводиться до еквівалентного

двотаврового перерізу тієї ж площі і того ж моменту інерції.

Площа одного отвору  $A = \pi \cdot d^2 / 4 = 3,14 \cdot 15,9^2 / 4 = 198,5(\text{см}^2)$ , момент інерції цієї площі щодо її центру тяжіння

$$I = \pi \cdot d^4 / 64 = 3,14 \cdot 15,9^4 / 64 = 3135,7(\text{см}^4).$$

З формули моменту інерції прямокутника  $I = b \cdot h^3 / 12 = A \cdot h_1^2 / 12$  визначаємо висоту еквівалентного отвору:

$$h_1 = \sqrt{12 \frac{I}{A}} = \sqrt{12 \cdot \frac{3135,7}{198,5}} = 13,8(\text{см}).$$

$$\text{Ширина ребра } b = b_f - n \cdot h_1 = 146 - 7 \cdot 13,8 = 49,4(\text{см}).$$

По допоміжних таблицях.  $\gamma = 1,5$ , тоді пружньо-пластичний момент опору відносно:

$$\text{нижній грані } W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 10014,7 = 15022,1(\text{см}^3)$$

$$\text{верхній грані } W_{pl}^6 = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 9834,3 = 14751,5(\text{см}^3)$$

### 2.3.6. Втрати попереднього напруження і зусилля обтиску

У відповідності із [11] та з урахуванням чисельних прикладів, наведених у [19, 20] знаходимо втрати до закінчення обжимання:

Від релаксації напруги для стрижньової арматури:  
 $\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 590 = 17,7(\text{МПа})$

Від температурного перепаду втрати рівні нулю:  $\sigma_2 = 0$ . Оскільки при пропарюванні переміщення упорів піддону і панелей відбувається одночасно. Втрати від деформації анкерних пристроїв і піддону повинні бути враховані при визначенні довгі заготовки арматури з умов забезпечення початкового попереднього, Напруження, тому  $\sigma_3 = 0$  и  $\sigma_5 = 0$

Зусилля попереднього обжимання з урахуванням цих втрат при  $\gamma_{sp} = 1$

$$P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1) \cdot A_s = 1 \cdot (590 - 17,7) \cdot 3,14 = 1797 \text{ МПа} = 179,7 \text{ кН}$$

Від повзучості, що швидко натікає, Напруження обжимання за формулою:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{P \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} = \frac{1797,0}{1844,9} + \frac{1797,0 \cdot 8,4 \cdot 10,9}{109160,4} = 2,48(\text{МПа})$$

У відповідності із [11] при  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,48}{17,5} = 0,142 < \alpha = 0,6875$ ,

де  $\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 17,5 = 0,6875 < 0,8$ .

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} = 0,85 \cdot 40 \frac{2,48}{17,5} = 4,82(\text{МПа})$$

Перші втрати до закінчення обжимання:

$$\sigma_{l_1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 17,7 + 4,82 = 22,52(\text{МПа})$$

Натяг у напруженій арматурі і зусилля обжимання з урахуванням перших втрат при  $\gamma_{s6} = 1$ :

$$P_1 = \gamma_{s6} (\sigma_{sp} - \sigma_{los_1}) \cdot A_{sp} = 1 \cdot (590 - 22,52) \cdot 3,14 = 1781,6 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 178,2 \text{ кН}$$

Напруження в бетоні після обжимання:

$$\sigma_{bp1} = \frac{1781,9}{1844,9} + \frac{1781,9 \cdot 8,4 \cdot 10,9}{109160,4} = 2,46(\text{МПа})$$

$$\sigma_{bp} = 2,46 \text{ МПа} < 0,95 \cdot R_{bp} = 0,95 \cdot 17,5 = 16,6(\text{МПа})$$

Втрати після закінчення обжимання:

Від усадки  $\sigma_8 = 35(\text{МПа})$  – для бетону класу С20/25.

Від повзучості при  $\frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = \frac{2,46}{17,5} = 0,141 < 0,75$

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,141 = 17,9(\text{МПа})$$

Другі втрати:  $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 17,9 = 52,9(\text{МПа})$

Повні втрати:  $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 22,52 + 52,9 = 75,42(\text{МПа})$

$$\sigma_{los} = 75,42 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа.}$$

У подальшому розрахунку приймаємо  $\sigma_{los} = 100(\text{МПа})$

Напруження в арматурі з урахуванням всіх втрат:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 590 - 100 = 490(\text{МПа})$$

Зусилля обжимання з урахуванням всіх втрат з урахуванням всіх втрат при  $\gamma_{s6} = 1$ :

$$P_2 = \gamma_{s6} (\sigma_{sp2} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} = 1 \cdot (590 - 100) \cdot 3,14 = 1538,6 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 153,9 \text{ кН}$$

У подальших розрахунках необхідно вводити коефіцієнт точності натягнення  $\gamma_{s6} \neq 1$ .

При електротермічному натягненні:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0,5 \frac{87}{590} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}}\right) = 0,118, \text{ де } n_p = 4 - \text{число стрижнів}$$

напруженої арматури в перерізі елемента.

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta \gamma_{sp} = 1 + 0,118 = 1,118 \quad \text{или} \quad \gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,118 = 0,882$$

### 2.3.7. Розрахунок несучої здатності плити за похилими до подовжньої осі перерізами

Припустимо, що на припорних ділянках плити довгої по  $l/4 = 5,7/4 = 1,43 \text{ м}$  з кожного боку ставимо по 4 каркаси ( $n = 4$ ) з поперечними стрижнями діаметром 4 мм, встановленими на відстані один від одного  $S = 10 \text{ см}$ .

$$\text{Тоді } \alpha = \frac{E_s}{E_B} = \frac{170000}{27000} = 6,30;$$

$$\mu_\omega = \frac{A_{s\omega}}{b \cdot S} = \frac{4 \cdot 0,126}{18,8 \cdot 10} = 0,0027;$$

$$\varphi_{\omega l} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_\omega = 1 + 5 \cdot 6,30 \cdot 0,0027 = 1,085;$$

$$\varphi_{\epsilon l} = 1 + \beta \cdot R_\epsilon = 1 - 0,01 \cdot 13,05 = 0,87;$$

Для забезпечення міцності бетону на стиснення від дії головної стискуючої напруги і для обмеження ширини розкриття похилих тріщин необхідна перевірка додаткової експериментально отриманої умови

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega l} \cdot \varphi_{\epsilon l} \cdot R_\epsilon \cdot v \cdot h_0,$$

недотримання якого указує на необхідність збільшення розмірів перерізу елемента.

$$Q = 29,77 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,085 \cdot 0,87 \cdot 13,05 \cdot 0,188 \cdot 0,195 \cdot 1000 = 135,5 \text{ кН}.$$

Умова виконується, отже, прийняті розміри перерізу достатні.

Перевіряємо умову виникнення тріщин:

$$Q \leq \varphi_{\text{вз}} \cdot R_{\text{bt}} \cdot \epsilon \cdot h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n), \text{ где}$$

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{P_2}{R_{\text{bt}} \cdot \epsilon \cdot h_0} = 0,1 \frac{153,9 \cdot 10^{-3}}{0,945 \cdot 0,188 \cdot 0,195} = 0,444 < 0,5.$$

Приймаємо  $\varphi_n = 0,444$ .

$$Q = 27,7 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,945 \cdot 0,188 \cdot 0,195 (1 + 0,444) \cdot 1000 = 30,0 \text{ кН}$$

Умова виконується, тому розрахунок поперечної арматури не потрібний.

### 2.3.8. Розрахунок залізобетонної плити перекриття за утворенням тріщин, нормальних до повздовжньої осі плити

До тріщиностійкості даного елемента пред'являються вимоги 3-ої категорії [11]. Утворення і подальше розповсюдження тріщин у відповідальних залізобетонних конструкціях є вельми складним явищем, яке потребує вивчення. Паростки цього напрямку відображені у наукових напрямках кафедри будівництва НУБіП України [1] та у роботах провідних науковців України [18, 19, 20, 31 та ін.] та їх послідовників [28, 29, 30, 32].

Для визначення моменту тріціноутворення обчислюємо величину максимальної напруги в стиснутій зоні бетону:

$$\sigma_b = \frac{M_n}{I_{\text{red}}} y + \frac{P_2}{A_{\text{red}}} - \frac{P_2 \cdot e_{\text{оп}}}{I_{\text{red}}} y$$
$$\sigma_b = \frac{32,8 \cdot 10^{-3}}{0,0011} (0,22 - 0,109) + \frac{153,9 \cdot 10^{-3}}{0,184} - \frac{153,9 \cdot 10^{-3} \cdot 0,084}{0,0011} (0,22 - 0,109) =$$
$$= 0,15 \text{ МПа.}$$

Коефіцієнт, що враховує непружні деформації бетону стислої зони:

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,\text{сер}}} = 1,6 - \frac{0,15}{18,5} = 1,59 > 1 \text{ приймаємо } \varphi = 1$$

Відстань від центру тяжкості приведенного перерізу до ядерної крапки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони, тріціноутворення якої визначається [18]:

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{10014,7}{1844,9} = 5,43(\text{см})$$

Момент тріщиноутворення за формулою [18]:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + \gamma_{sp} \cdot P_2(e_{op} + r) = 1,6 \cdot 15022,1 \cdot 100 + 0,89 \cdot 1538,6 \cdot (8,4 + 5,43) = 3591142(\text{Н} \cdot \text{см}) = 35,9(\text{кН} \cdot \text{м})$$

$$M_{crc} = 35,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > 32,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

У перерізі, нормальному до подовжньої осі елементу, тріщини не утворюються, тому розрахунок по їх розкриттю не потрібний.

### 2.3.9. Розрахунок залізобетонної плити перекриття за утворенням тріщин, похилих до повздовжньої осі плити

Розрахунок проводиться для перерізів у грані опори на рівні центру тяжіння.

Приведений статичний момент частини перерізу, розташованої вище за центр тяжіння, щодо осі, що проходить через центр тяжіння приведенного перерізу [19]

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f \cdot \left( y - \frac{h'_f}{2} \right) + b \cdot (y - h'_f) \cdot \frac{(y - h'_f)}{2}$$

$$S_{red} = 146 \cdot 4,05 \left( 11,1 - \frac{4,05}{2} \right) + 49,4 \cdot (11,1 - 4,05) \cdot \frac{(11,1 - 4,05)}{2} = 6593,7 \text{ см}^3$$

Дотичні напруження на рівні центру тяжіння перерізу:

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{I_{red} \cdot b} = \frac{23700 \cdot 6593,7}{109160,4 \cdot 49,4 \cdot 100} = 0,29 \text{ МПа}$$

Нормальне напруження на рівні центру тяжіння перерізу:

$$\sigma_x = \frac{\gamma_{SP} \cdot P_2}{A_{red}} = \frac{0,882 \cdot 1538,6}{1844,9} = 0,736 \text{ МПа}; \quad \sigma_y = 0$$

Головна розтягуючі напруження

$$\sigma_{mt} = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \pm \sqrt{\left[ \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right]^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_{mt} = \frac{0,736}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,736+0}{2}\right)^2 + 0,29^2} = 0,837 \text{ МПа}$$

Головна стискуюче напруження

$$\sigma_{mc} = \frac{0,736}{2} - \sqrt{\left(\frac{0,736+0}{2}\right)^2 + 0,29^2} = -0,101 \text{ МПа}$$

Визначений коефіцієнт умов роботи

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b.ser}}}{0,2 + \alpha_1 \cdot B} = \frac{1 - \frac{-0,101}{18,5}}{0,2 + 0,01 \cdot 25} = 2,21 > 1, \text{ де } \alpha_1 = 0,01 - \text{ для важкого бетону.}$$

Приймаємо  $\gamma_{b4} = 1$ . Умова  $\sigma_{mt} = 0,837 \text{ МПа} \leq \gamma_{b4} \cdot R_{bt.ser} = 1,6 \text{ МПа}$

виконується, отже похилі тріщини не утворюються і розрахунок по їх розкриттю не потрібний.

### 2.3.10. Розрахунок залізобетонної плити перекриття за деформаціями

Оскільки відношення  $l/h = 565/22 = 25,68 > 10$ , то необхідно визначити тільки величину прогинання, обумовлену дією моменту, що вигинає, без урахування впливу поперечних сил.

Заздалегідь допустиме прогинання для даної плити [12]

$$f_{adm} = l/200 = 565/200 = 2,83 \text{ (см)}$$

Прогин обумовлений естетичними вимогами, тому розрахунок по деформаціях вироблюваний тільки на дію постійних і тривалих навантажень при коефіцієнті надійності по навантаженню, рівному одиниці.

Оскільки в перерізах, нормальних і похилих до подовжньої осі плити, тріщини не утворюються, то розрахунок по деформаціях проводитиметься як для елементів без тріщин, але з урахуванням збільшення кривизни і прогинання на 20%.

Кривизна від тривалого і постійного навантаження:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_n \cdot \varphi_{b2} \cdot 1,2}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} = \frac{32,8 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 27000 \cdot 0,00109 \cdot 100} = 3,15 \cdot 10^{-5} \text{ (1/см)},$$

де  $\varphi_{b2} = 2$  – коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону, для важкого бетону при тривалій дії навантаження;

$\varphi_{b1} = 0,85$  - коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону, для важкого бетону.

Кривизна від короткочасного вигину:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{\gamma_{sp} \cdot P_2 \cdot e_{op} \cdot 1,2}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}} = \frac{0,882 \cdot 1538,6 \cdot 10^{-4} \cdot 0,084 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 27000 \cdot 0,00109 \cdot 100} = 0,55 \cdot 10^{-5} (1/см)$$

Напруження обжимання бетону верхнього волокна

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} = \frac{178200}{1844,9 \cdot 100} - \frac{178200 \cdot 8,4}{109160,4 \cdot 100} \cdot (22 - 10,9)$$

$$\sigma_{br} = -0,56 (МПа)$$

Отже, у верхньому волокні з'являється розтягуюча Напруження. При визначенні кривизни вигину  $1/r_4$  приймаємо:  $\sigma'_b = 0$  и  $\xi'_b = 0$ , тоді

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\sigma_b}{E_s \cdot h_0} = \frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{E_s \cdot h_0} = \frac{4,82 + 35 + 17,9}{190000 \cdot 19,5} = 1,56 \cdot 10^{-5} (см^{-1})$$

Прогинання від постійного і тривалого навантаження:

$$f_2 = S \frac{1}{r_2} l^2 = \frac{5}{48} \cdot 3,15 \cdot 10^{-5} \cdot 565^2 = 1,05 (см)$$

від короткочасного вигину

$$f_3 = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{r_3} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,55 \cdot 10^{-5} \cdot 565^2 = 0,22 (см)$$

від тривалого вигину

$$f_4 = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{r_4} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,56 \cdot 10^{-5} \cdot 565^2 = 0,62 (см)$$

Сумарне прогинання при тривалій дії навантаження:

$$f = f_1 - f_2 - f_3 = 1,05 - 0,22 - 0,62 = 0,21 (см) < 2,83 (см),$$

тобто не перевищує допустиму величину прогину.

## 2.4 Розрахунок збірного ригеля

### 2.4.1. Вихідні дані щодо проектування ригелю

Розрахунку підлягає ригель перекриття 1-го поверху. План збірного перекриття представлений в графічній частині архітектурно-конструктивного розділу.

Розрахункові прольоти ригеля:

– середні, між осями колон:  $l_1 = l_1 = 6,0$  м

– крайні прольоти:  $l_1' = l_1 - 0,2 + 0,3 / 2 = 6,0 - 0,2 + 0,15 = 5,95$  м

Розміри перерізу ригеля приймаємо за каталогом збірних залізобетонних конструкцій:

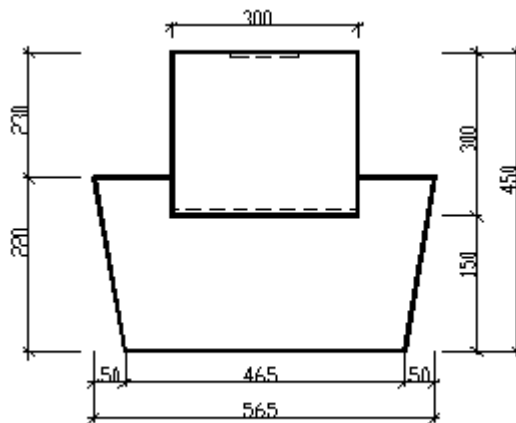


Рис. 2.16. Поперечний переріз конструкції залізобетонного ригелю

$$h = 0,45\text{м}; \quad b_p = 0,465\text{м};$$

$$b'_f = 0,3\text{м}; \quad h'_f = 0,23\text{м};$$

Ригель запроектований із важкого бетону класу С30/35 [11], для якого при  $\gamma_{b2}=0,9$ ,

→ розрахунковий опір бетону стисканню [11]

$$f_{cd} = 19,5 \text{ МПа},$$

→ розрахунковий опір бетону розтягненню  $f_{ctd} = 1,3 \text{ МПа}$  [11],

→ початковий модуль пружності  $E_{cm} = 31 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ , розрахунковий опір бетону стисканню та розтягненню при розрахунках за II групою граничних

станів  $f_{ck} = 25,5 \text{ МПа}$  та  $f_{ctk} = 1,95 \text{ МПа}$ . [11]

Повздовжня робоча попередньо напружена арматура класу А800С, для якої розрахунковий опір для першої групи граничних станів [13]

$$\rightarrow f_{yd} = 680 \text{ МПа} ,$$

$$\rightarrow \text{для другої групи } f_{yk} = 785 \text{ МПа};$$

$$\rightarrow \text{модуль пружності } E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Повздовжня робоча арматура із сталі класу А300С з  $f_{yd} = 280 \text{ МПа}$ .

Поперечна арматура із сталі класу В<sub>p</sub> –І

$$f_{yd} = 360 \text{ МПа (для } d = 5 \text{ мм)}$$

$$f_{ywd} = 260 \text{ МПа (для } d = 5 \text{ мм)}$$

#### **2.4.2. Визначення навантажень на ригель**

Підрахунок навантажень на перекриття наведений при виконанні розрахунку багатопустотної плити, наведений у п. 2.3.

Розрахунок навантажень на 1 п.м ригеля.

Постійне навантаження

$$q = q_1 * l_2 + q_{1d} ,$$

де  $q_1$  – розрахункове навантаження , що прийняте за п. 2.1.3;

$l_2$  - ширина вантажної смуги, що дорівнює відстані між осями ригеля;

$q_{1d,n} = 24,0 \text{ кН}$  – навантаження від власної ваги ригеля із каталогу збірних залізобетонних конструкцій

$$q_{1d} = q_{1d,n} * \gamma_n * \gamma_f, \text{ де } \gamma_n = 0,95, \gamma_f = 1,1$$

$$q = 4,15 * 6,0 + 24 * 0,95 * 1,1 = 49,98 \text{ кН / м}.$$

Тимчасове навантаження

$$P = P_1 * l_2 = 2 * 1,2 * 6,0 = 14,4 \text{ кН / м}.$$

Повне навантаження

$$q + P = 49,98 + 14,4 = 64,38 \text{ кН / м}.$$

#### **2.4.3. Статичний розрахунок ригеля**

При вільному обпиранні кінців ригеля на зовнішні стіни в рівних прольотах (або таких, що відрізняються не більше ніж на 20 %) ригель припускається розраховувати як нерозрізну балку на вертикальні навантаження. Нерозрізність збірних ригелів виконується за допомогою зварювання випусків арматури елементів та замонолічування стиків. Розрахункові зусилля визначаються як для три пролітної балки за формулами: 1

$$M = (\alpha \cdot q + \beta \cdot P) \cdot l^2, \text{ кН} / \text{м}$$

$$Q = (\gamma \cdot q + \delta \cdot P) \cdot l, \text{ кН},$$

де  $q$  та  $P$  постійне та тимчасове навантаження;  $l$  – розрахунковий проліт даного ригеля;  $\alpha, \gamma, \delta, \beta$  - коефіцієнти, які приймаються по таблицям [18].

$$M_1 = P \cdot (l_1')^2 / 8 - 0,4 \cdot M_B ;$$

$$M_2 = P \cdot l_1 / 8 - (M_B + M_B) / 2 ;$$

$$M_3 = -0,4 \cdot M_B$$

Розрахунок зводимо до таблиці 2.

За даними таблиці 2. будуємо епюри згинальних моментів та поперечних сил для різних комбінацій навантажень:

1 + 2;

1 + 3;

1 + 4.

Таблиця 2.6

№ схеми	Схема завантаження та епюри $M$	Згинальні моменти, кН·м						Поперечні сили, кН			
		коефіцієнт формула	Пролітні			Опорні		коефіцієнт формула	$Q_1$	$Q_2$ , зліва	$Q_3$ , справа
			M1	M2	M3	MБ	MВ				
1		$\alpha$	0,08	0,025	0,08	-0,1	-0,1	$\gamma$	0,4	-0,6	0,5
		$\alpha q l^2$	141,6	45,0	141,6	-178,4	-178,4	$\gamma q l^2$	119,0	-179,2	149,3
2		$\beta$	0,101	-0,05	0,101	-0,05	-0,05	$\delta$	0,45	-0,55	0
		$\beta \cdot p l^2$	51,5	-25,9	51,5	-51,4	-51,4	$\delta \cdot p l^2$	38,6	47,3	0
3		$\beta$	-0,025	0,075	-0,025	-0,05	-0,05	$\delta$	-0,05	-0,05	0,5
		$\beta \cdot p l^2$	-12,5	38,8	-12,5	-25,7	-25,7	$\delta \cdot p l^2$	-4,3	-4,3	43,2
4		$\beta$				-0,117	-0,033	$\delta$	0,383	-0,617	0,583
		$\beta \cdot p l^2$	56,9	9,0	6,8	-91,0	-17,0	$\delta \cdot p l^2$	32,8	-53,1	50,4
1 + 2			193,1	19,1	193,1	-229,8	-229,8		157,6	-131,9	149,3
1 + 3			129,1	83,8	129,1	-204,1	-204,1		114,7	-183,5	192,5
1 + 4			198,5	54,0	148,4	-269,4	-195,4		151,8	-232,3	19,7

#### 2.4.4. Перевіряємо достатність робочої висоти перерізу ригеля

Робочу висоту перерізу ригеля визначають за уточненими моментами у грані опори.

Визначення згинального моменту по грані колони.

$$M_{гр} = M^B - Q_{лев}^B * h_{кол} / 2$$

$$h_{кол} = 0,3 \text{ м}$$

$$M_{гр} = -269,4 + 232,3 * 0,3 / 2 = -234,6 \text{ КН * м}$$

Умова міцності для прямокутного елемента з одиночною арматурою

$$M^{гр} = A_0 * b * h_0^2 * R_b * \gamma_{b2}$$

де  $\gamma_{b2} = 0,9$  – коефіцієнт надійності щодо матеріалу,

$$h_0 = \sqrt{M^{гр} * 10^{-3} / (A_0 * b * R_b * \gamma_{b2})}$$

$$h_0 = \sqrt{234,6 * 10^{-3} / 0,289 * 19,5 * 0,9 * 0,25} = 0,43 \text{ м}$$

Оптимальний відсоток армування  $\mu_{опт}$  складає 1 – 2% для балок,  $\xi = 0,3 \dots 0,4$ .

Задаємося значенням  $\zeta = 0,35 \Rightarrow A_0 = 0,289 \text{ см}^2$ .

$$h = h_0 + a, a = 5 \text{ см}$$

$$h = 0,43 + 0,05 = 0,435 \text{ м.}$$

Приймаємо уніфікований розмір ригеля:  $h = 0,45 \text{ м}$ .

#### 2.4.5. Конструктивний розрахунок ригеля за нормальними перерізами

Ригель розраховуємо за найбільшими зусиллями як балку прямокутного перерізу з розмірами  $h = 0,45 \text{ м}$ ,  $b = b'_f = 0,3 \text{ м}$ , оскільки бетон в нижній розтягнутій зоні не працює [18].

Робоча висота перерізу ригеля:

$$h_0 = h - a_{сп}, a_{сп} = 35 \text{ мм}$$

$$h_0 = 450 - 35 = 415 \text{ мм}$$

$$A_0 = M * 10^{-3} / b'_f * h_0^2 * R_b * \gamma_{b2}$$

$$A_0 = 198,5 * 10^{-3} / 0,3 * 0,415^2 * 19,5 * 0,9 = 0,219 < A_{0гр} = 0,29$$

При  $A_0 = 0,219$                        $\zeta = 0,25$

Клас бетону та розміри поперечного перерізу підібрані правильно.

Необхідна площа перерізу арматури:

$$A_{sp} = \zeta * R_b * \gamma_{b2} * b_f' * h_0 / R_{sp}$$

$$A_{sp} = 0,25 * 19,5 * 0,9 * 30 * 41,5 / 680 = 8,05 \text{ см}^2$$

Приймаємо два стрижня  $\varnothing 25$  класу А800С,  $A_{sp} = 9,82 \text{ см}^2$  [13].

#### 2.4.6. Конструктивний розрахунок за нахиленими перерізами

Перевіряємо необхідність розрахунку поперечної арматури.

$$Q_{max} \leq Q_{ser} = k_1 * R_{bt} * \gamma_{b2} * b_p * h_0$$

$$Q_{ser} = 0,6 * 1,3 * 0,9 * 0,3 * 10^3 * 0,415 = 87,4 \text{ кН}$$

$$Q_{max} = 232,3 \text{ кН} > 87,4 \text{ кН}$$

Умова не виконується. Розрахунок поперечної арматури необхідний.

Армуємо ригель двома плоскими каркасами з поперечної арматури  $\varnothing 10$  А240 ( $A_{sw} = 0,789 \text{ см}^2$ ;  $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$ ).

Зусилля в поперечних стрижнях на одиницю довжини ригеля.

$$q_{sw} = Q_{max}^2 * 10^{-5} / 4 * k_2 * R_{bt} * b * h_0^2 * \gamma_{b2},$$

де  $k_2 = 2$  – для важких бетонів

$$q_{sw} = 232,3^2 * 10^{-5} / 4 * 2 * 1,30 * 0,3 * 0,415^2 * 0,9 = 1,12 \text{ кН/см}$$

Необхідний крок поперечних стрижнів.

$$S_1 = R_{sw} * A_{sw} * n_w / q_{sw},$$

де  $A_{sw}$  – площа поперечного перерізу поперечної арматури,

$n_w = 2$  – кількість поперечних стрижнів в одному перерізі.

$$S_1 = 175 * 0,789 * 2 / 1,12 * 10 = 24,7 \text{ см}$$

$$S_1 = 0,75 * k_2 * R_{bt} * b * h_0^2 * \gamma_{b2} / Q_{max} * 10$$

$$S_1 = 0,75 * 2 * 1,30 * 30 * 41,5^2 * 0,9 / 232,3 * 10 = 39,03 \text{ см}$$

Визначаємо крок поперечної арматури на припорних ділянках за конструктивними вимогами.

Оскільки  $h = 450 \text{ мм}$ , то  $S_3 = h_p / 2 = 450 / 2 = 225 \text{ мм}$ ;  $S_3 \leq 150 \text{ мм}$

Приймаємо  $S_3 = 150$  мм

Визначаємо крок в середині прольоту.

$S_4 = \frac{3}{4} h$ ,  $S_4 \leq 500$  мм

$S_4 = \frac{3}{4} 450 = 337,5$  мм

Приймаємо крок в середині прольоту  $S_4 = 350$  мм

## 2.5. Розрахунок колони середнього ряду

### 2.5.1. Вихідні дані щодо проєктування колони

Розрахунку підлягає колона середнього ряду першого поверху як найбільш навантажена. Сітка колон складає  $6,0 \times 9,0$  м. Висота поверху  $3,9$  м. переріз колон прийнято із конструктивних міркувань  $300 \times 300$  мм. На колони спираються збірні залізобетонні ригелі, які є опорними елементами для плит перекриття та покриття.

Бетон важкий класу С12/15 [11], для якого при  $\gamma_{b2} = 0,9$ ,

→ розрахунковий опір бетону стисканню  $f_{cd} = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65$  МПа,

→ розрахунковий опір бетону розтягання  $f_{ctd} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,675$  МПа,

→ початковий модуль пружності  $E_{cm} = 23 \cdot 10^3$  МПа.

Повздовжня робоча арматура класу А400С, для якої розрахунковий опір для першої групи граничних станів  $f_{yd} = 363,6$  МПа, модуль пружності  $E_s = 21 \cdot 10^4$  МПа.

### 2.5.2. Збір навантажень

Вантажна площа на колону середнього ряду при сітці колон  $6,0 \times 9,0$  м складає:

$$A_{zp} = 6 \cdot 9 = 54 \text{ м}^2$$

Збір навантажень на  $1 \text{ м}^2$  покриття

Постійне експлуатаційне розрахункове значення навантаження від покриття:

$$N_{II}^{(1)} = g^n_{покp} \cdot A_{зp}$$

$$N_{II}^{(1)} = 4,57 \cdot 54 = 246,78 \text{кН}$$

Постійне граничне розрахункове значення навантаження від покриття :

$$N_I^{(1)} = g^p_{покp} \cdot A_{зp}$$

$$N_I^{(1)} = 5,29 \cdot 54 = 285,66 \text{кН}$$

Збір навантаження на  $1\text{м}^2$  перекриття наведений при виконанні розрахунку багатопустотної плити перекриття.

Таблиця 2.7

Збір навантажень на  $1\text{м}^2$  покриття

Елементи конструкцій	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності щодо граничного навантаження $\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
4 шари наплавляемого матеріалу	$0,02 \cdot 14 = 0,28$	1,3	0,364
Цементно-піщане стягування	$0,03 \cdot 18 = 0,54$	1,3	0,702
Утеплювач	$0,2 \cdot 5 = 1,0$	1,2	0,12
Плита перекриття	2,75	1,1	3,025
<b>Разом</b>	4,57		5,29

Постійне експлуатаційне розрахункове значення навантаження від перекриття:

$$N_{II}^{(2)} = g^n_{перекр} \cdot A_{зp} \cdot n$$

$$N_{II}^{(2)} = 3,73 \cdot 54 \cdot 1 = 201,42 \text{кН}$$

Постійне граничне розрахункове значення навантаження від перекриття:

$$N_I^{(2)} = g^p_{перекр} \cdot A_{зp} \cdot n$$

$$N_I^{(2)} = 4,15 \cdot 54 \cdot 1 = 224,1 \text{кН}$$

Постійне експлуатаційне розрахункове значення навантаження від ваги ригеля:

$$N_{II}^{(3)} = 24 \cdot 2 = 48 \text{кН}$$

Постійне граничне розрахункове значення навантаження від ваги ригеля:

$$N_I^{(3)} = 48 \cdot 1,1 = 52,8 \text{кН}$$

Постійне експлуатаційне розрахункове значення навантаження від ваги колон:

$$N_{II}^{(4)} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot (3,9 \cdot 2 + 0,6) \cdot 25 = 18,9 \text{кН}$$

Постійне граничне розрахункове значення навантаження від ваги колон:

$$N_I^{(4)} = 18,9 \cdot 1,1 = 20,79 \text{кН}$$

Постійне експлуатаційне розрахункове значення навантаження від ваги перегородок:

$$g^n_{\text{перегор}} = 0,5 \text{кН} / \text{м}^2$$

$$N_{II}^{(5)} = g^n_{\text{перегор}} \cdot A_{\text{сп}} \cdot n \qquad N_{II}^{(5)} = 0,5 \cdot 54 \cdot 1 = 27,0 \text{кН}$$

Постійне граничне розрахункове значення навантаження від ваги перегородок:

$$N_I^{(5)} = 27,0 \cdot 1,1 = 29,7 \text{кН}$$

Постійне експлуатаційне розрахункове значення навантаження на колону середнього ряду:

$$N_{II} = 246,78 + 201,42 + 48,0 + 18,9 + 27,0 = 542,1 \text{кН}$$

Постійне граничне розрахункове значення навантаження на колону середнього ряду:

$$N_I = 285,66 + 224,1 + 52,8 + 20,79 + 29,7 = 613,05 \text{кН}$$

Визначаємо змінні (тимчасові) навантаження.

Рівномірно розподілене навантаження на міжповерхове перекриття для розрахунків по деформаціях приймається з квазіпостійним значенням і вважається як тривале навантаження, а для розрахунків по несучій здатності -

приймається з характеристичним значенням і відноситься до короткочасних навантажень.

За табл. 6.2 ДБН В.1.2-2:2006 [5] для міжповерхових перекриттів приймаємо: для розрахунків по другій групі граничних станів квазіпостійне значення тимчасового тривалого навантаження –  $q_{4,II} = 0,85$  кПа, а для розрахунків по першій групі граничних станів – характеристичне значення короткочасного навантаження на міжповерхове перекриття  $q_{4,I} = 2,0$  кПа.

У даному випадку рівномірно розподілене навантаження на горищене перекриття розраховуємо за формулою:

$$N^{(6)} = A \cdot q_4 \cdot n \cdot \gamma_f$$

$$N_{II}^{(6)} = 54,0 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1,0 = 45,9 \text{ кН}$$

$$N_I^{(6)} = 54,0 \cdot 2,0 \cdot 1 \cdot 1,2 = 129,6 \text{ кН}$$

для  $q_4 = 2$  кПа  $\rightarrow \gamma_f = 1,2$  (п.6.6. ДБН [5]).

Навантаження від снігового покриву на покриття (змінне снігове навантаження) визначається за формулою:

$$N^{(7)} = A \cdot S,$$

де  $S$  – рівномірно розподілене навантаження від снігового покриву на покриття.

Для перевірки граничних станів першої групи (розрахунків по міцності) використовуються граничні розрахункові значення навантажень  $S = S_m$ . Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C,$$

де  $\gamma_{fm}$  - коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження, визначуваний залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$  по табл. 8.1 ДБН [5].

Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати рівним встановленому терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ . Приймаємо  $T = T_{ef} = 100$  лет, тоді  $\gamma_{fm} = 1,14$ .

$S_0$  - характеристичне значення снігового навантаження на  $1\text{ м}^2$  горизонтальній поверхні землі. У м. Полтава  $S_0 = 1350\text{ Па} = 1,35\text{ кПа}$ ;

$C$  - коефіцієнт, визначуваний за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt},$$

де  $\mu$  - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, для даного виду покрівлі  $\mu = 1$ ;

$C_e$  - коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі, за відсутності даних про режим експлуатації покрівлі  $C_e = 1$ ;

$C_{alt}$  - коефіцієнт географічної висоти, при  $H < 0,5\text{ км}$   $C_{alt} = 1$ .

$$C = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$S_m = 1,14 \cdot 1350 \cdot 1 = 1539\text{ Па} = 1,54\text{ кПа}$$

$$N_I^{(7)} = 54,0 \cdot 1,54 = 83,16\text{ кН}$$

Для розрахунків по деформаціях (для перевірки граничних станів другої групи) використовується експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження  $S = S_e$ , визначуване за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де  $\gamma_{fe}$  - коефіцієнт надійності по експлуатаційному значенню снігового навантаження, що приймається залежно від частки часу  $\eta$ , впродовж якої можуть порушуватися умови другого граничного стану. Значення  $\eta$  для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = 0,02$ , відповідно  $\gamma_{fe} = 0,49$ .

$$S_e = 0,49 \cdot 1350 \cdot 1 = 661,5\text{ Па} = 0,66\text{ кПа}$$

$$N_{II}^{(7)} = 54,0 \cdot 0,66 = 35,64\text{ кН}$$

Для визначення найбільш не вигідного сполучення навантажень складаємо таблицю 2.8, в якій розглянемо два сполучення:

1. Постійні навантаження з одним змінним навантаженням (максимальним з двох по величині), які вводяться до розрахунку без знижуючого коефіцієнта;

2. Постійні навантаження з 2-мя змінними навантаженнями, останні приймаються з коефіцієнтом поєднань  $\psi_i$ :

- для тривалих навантажень  $\psi_1 = 0,95$ ;
- для короткочасних навантажень  $\psi_2 = 0,90$ .

Таблиця 2.8

Вид зусилля, кН	Значення від постійного навантаження	Значення від змінних навантажень			Сполучення навантажень	
		на перекриття		снігова (короткочасне)	I ( $\psi_i = 1$ )	II ( $\psi_i < 1$ )
		тривале	короткочасне			
$N_{II}$	542,1	45,9		35,64	496,2	617,78
$N_I$	613,05		129,6	83,16	742,65	804,53

Для першого поєднання зусилля були отримані таким чином:

$$N_{II} = 542,1 + 45,9 = 496,2 \text{ кН}$$

$$N_I = 613,05 + 129,6 = 742,65 \text{ кН}$$

Для другого поєднання зусилля були отримані таким чином:

$$N_{II} = 542,1 + 45,9 \cdot 0,95 + 35,64 \cdot 0,9 = 617,78 \text{ кН}$$

$$N_I = 613,05 + (129,6 + 83,16) \cdot 0,9 = 804,53 \text{ кН}$$

З двох поєднань вибираємо найбільше по величині:

→ для розрахунків по другій групі граничних станів  $N_{II} = 617,78 \text{ кН}$ ,

→ для розрахунків по першій групі граничних станів  $N_I = 804,53 \text{ кН}$ .

За ступенем відповідальності дана будівля відноситься до другого класу, отже, коефіцієнт надійності по відповідальності  $\gamma_n = 0,95$ . З урахуванням цього коефіцієнта для розрахунку по деформаціях приймаємо:

$$N_{II} = 617,78 \cdot 0,95 = 586,89 \text{ кН},$$

→ для розрахунку за міцністю

$$N_I = 804,53 \cdot 0,95 = 764,3 \text{ кН}.$$

Вертикальне рівнодіюче навантаження  $N$  прикладається по геометричній осі стіни першого поверху в рівні планувальної відмітки землі. Колона є центрально стиснутою.

*Визначення площі перерізу арматури колони 1-го поверху*

Переріз колони  $b \times h = 30 \times 30$  см. Розрахункова довжина  $l_0 = H = 4450$  см.

Случайний ексцентриситет

$$1) e_{01} = 30/30 = 1,0 \text{ см};$$

$$2) e_{02} = 445/600 = 0,742 \text{ см}.$$

Арматура А400 з  $R_s = 363,6$  МПа. Бетон В15. Граничні значення:  
 $\xi_{\text{lim}} = 0,68$ ;  $\alpha_{\text{lim}} = 0,449$ .

*Розрахунок на стійкість із площини рами.*

$$\text{Відношення } l_0/b = 445/30 = 14,83 < 20.$$

$$M = 0; N = 764,3 \text{ кН, в тому числі } N_1 = 644,6 \text{ кН}.$$

$$\text{Відношення } N_1/N = 644,6/764,3 = 0,75$$

Розрахунок проводиться за формулою

$$A'_s + A_s = (N - \mu_b \varphi \gamma_{b1} R_b A_b) / (\mu_b \varphi R_{sc}), \text{ где } \varphi_b = 0,87$$

→ при площі перерізу проміжних стрижнів, що розташовуються біля граней, паралельних площині, що розглядається, такою, що дорівнює або більше  $(A'_s + A_s)/3$ ,  $\varphi_s = 0,87$ . Попередньо приймаємо коефіцієнт армування  $\mu = 0,025$ , тоді отримуємо

$$\alpha = \mu R_{sc} / (\gamma_{b1} R_b) = 0,025 \cdot 363,6 / (0,85 \cdot 7,65) = 1,08$$

Значення коефіцієнта визначаємо за формулою:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_s - \varphi_b)\alpha = 0,87 + 2(0,87 - 0,87)1,08 = 0,87$$

Необхідна площа перерізу арматури при значенні  $\mu_b = 1$  (для  $h = 30$  см > 20 см):

$$A'_s + A_s = (764,3 \cdot 10 - 0,87 \cdot 0,85 \cdot 7,65 \cdot 30 \cdot 30) / (0,87 \cdot 280) = 3,35 \text{ см}^2$$

За сортаментом за конструктивними вимогами приймаємо 4Ø16 А400 з  $A_s = 8,04$  см<sup>2</sup>.

*Розрахунок на стійкість в площині рами*

Відстань від точки прикладання поздовжньої сили, що є рівнодіючою прикладених зусиль в розтягнутій (або менш стиснутій) арматурі

$$e = e_0 + h/2 - a = 1,0 + 30/2 - 5 = 11,0 \text{ см}$$

Відносна висота стиснутої зони бетону визначається, виходячи з предположення, що арматура симетрична

$$\xi = N/(\gamma_{b1}R_bbh_0) = 764,3 \cdot 10 / (0,85 \cdot 7,65 \cdot 30 \cdot 26,5) = 1,05 > \xi_{lim} = 0,68,$$

тобто випадок малих ексцентриситетів, при якому весь переріз стиснутий.

Визначення площі перерізу арматури при повністю стиснутому перерізі колони, що характеризується величиною  $\xi = h/h_0 = 30/26,5 = 1,13$

$$A'_s = \frac{N \cdot e - 0,5\gamma_{b1}R_bbh_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{0,764 \cdot 0,11 - 0,5 \cdot 0,85 \cdot 7,65 \cdot 0,3 \cdot 0,265^2}{363,6(0,265 - 0,005)} \cdot 10^4 = -1,15 \text{ см}^2$$

Оскільки  $A'_s = -1,15 \text{ см}^2$ , то армування призначаємо за розрахунком стійкості із площини рами. По сортаменту для 4 Ø16 A400 з  $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ .

Поперечна арматура повинна призначатися конструктивно. По умові технології контактного точечного зварювання, при діаметрі поздовжньої арматури  $\max d_1 = 16 \text{ мм}$ , найменший діаметр поперечних стрижнів  $d_2 = 10 \text{ мм}$ , тобто Ø 10A240.

Відстань між поперечними стрижнями зварних каркасів повинно бути не більше ніж  $20\varnothing$  ( $\varnothing$  – найменший діаметр стиснутих поздовжніх стрижнів) та не більше ніж 500 мм. У даному випадку  $s = 20 \cdot 1,6 = 32 \text{ см}$ . Приймаємо  $S = 300 \text{ мм}$ .



Таблиця 3.1

## Фізичні характеристики ґрунтів

Номер		глибина відбору ґрунту, м	Фізичні характеристики ґрунтів				
Свердло- вина	Зразок ґрунту		щільність, г/см <sup>3</sup>		вологість, %		
			ґрунту $\rho$	часток ґрунту $\rho_s$	природна $\omega$	на границі	
						плинності $\omega_L$	розкочування, $\omega_p$
1	1	2,5	1,99	2,70	20,1	33,6	18,5
1	2	5,5	1,97	2,66	24,8	-	-
2	3	10,0	2,08	2,67	19,6	-	-
2	4	14,2	2,01	2,77	25,9	43,0	20,0

Таблиця 3.2

## Розрахункові характеристики ґрунтів

№ п/п	Найменування ґрунту	$I_p$	$I_L$	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	n	e	Sr	Cn кПа	$\varphi_n$ град	$E_0$ МПа	$R_0$ кПа
1	Суглинок напівтвердий	15, 1	0,1 1	1,6 6	0, 4	0,6 3	0,8 6	32, 2	24, 2	33,5	260,5 7
2	Пісок пилуватий, середньої щільності, насичений водою	0	-	1,6	0, 4	0,6 9	0,9 6	3,2	28, 4	15,2	100
3	Пісок пилуватий, середньої щільності, насичений водою	0	-	1,7 4	0, 3	0,5	1	7	35	33,5	100
4	Глина тугопластичн а	2,3	0,3	1,6	0, 4	0,7	0,7	53, 5	17, 5	19,5	355

Збір навантаження на фундамент наведений при виконанні розрахунку рами та складають:

→ для розрахунків за другою групою граничних станів  $N_{II} = 313,69$  кН,

$$M_{II} = 40,3 \text{ Кн*м}, \quad Q_{II} = 28,9 \text{ Кн.}$$

→ для розрахунків за першою групою граничних станів

$$N_I = 360,74 \text{ Кн}, \quad M_I = 46,3 \text{ Кн*м}, \quad Q_I = 33,23 \text{ Кн}.$$

Вертикальне рівнодіюче навантаження  $N$  прикладається по геометричній осі колони підвального приміщення. Фундамент є центрально стиснутим.

### 3.2. Визначення глибини закладання фундаменту

#### 3.2.1. Глибина закладання фундаменту, виходячи з призначення та конструктивних вимог будівлі

Проектуємо стовбчастий фундамент [34]. Оскільки колони запроектовані металеві, то висота фундаменту  $h_f$  призначається за конструктивними вимогами і повинна бути не менш ніж  $h_f = 1,2\text{м}$ .

Максимальна висота цоколя будівлі (рис.3.1)

$$h_u = H_{0.000} - H_{\text{кр, min}} = 150,75 - 149,89 = 0,86\text{м}.$$

Обріз фундаменту приймаємо на відм.  $-0,860$ .

Відмітка підшви (відносна):

$$FL = - (0,86 + 1,2) = - 2,06$$

$$d = 2,06 - 0,86 = 1,2 > 0,5\text{м}.$$

Оскільки навантаження на фундамент значні, приймаємо висоту фундаменту  $h_f = 1,2\text{м}$ .

#### 3.2.2. Врахування кліматичних факторів

Визначаємо нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту для Полтавської області за формулою [34]:

$$d_{fn} = d_0 * \sqrt{M_t} = 0,23 * \sqrt{16,8} = 0,94\text{м}.$$

Розрахункова глибина промерзання визначається за формулою:

$$d_f = k_h * d_{fn} = 0,5 * 0,94 = 0,47 \approx 0,5\text{м},$$

де  $k_h = 0,5$  – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі.

При  $I_L = 0,11 < 0,25$  и  $d_w > d_f + 2$

$$d = 0,5d_f = 0,5 * 0,5 = 0,25\text{м.}$$

### 3.2.3. Врахування рельєфу, інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика

Згідно з планом будівельного майданчика в горизонталях (рис. 3.1.), середньопланувальна відмітка, з врахуванням зрізання верхнього шару чорнозема, складатиме:

$$H_{\text{cp}} = (150,8 + 150,7 + 150,2 + 150,1)/4 = 150,45$$

Абсолютна відмітка підлоги 1-го поверху:

$$H_{0,000} = 150,45 + 0,3 = 150,75,$$

де 0,3 – середня висота цоколя.

Розмір мінімального зрізання ґрунту при плануванні складатиме:

$$150,1 - 149,89 = 0,21\text{м,}$$

а розмір максимального зрізання:

$$150,8 - 150,45 = 0,35.$$

Зобразимо геологічні колонки ґрунту (рис. 3.2) для побудування яких товщини шарів будемо приймати згідно з даними свердловини №1 (знаходиться на відмітці 150,9) та свердловини №2 (знаходиться на відмітці 150,0).

Несучим шаром ґрунту може служити шар суглинку напівтвердого. Фундамент необхідно заглиблювати до несучого шару ґрунту не менше ніж на 10см. Тому глибина закладання фундаменту повинна бути не менше ніж:

$$d \geq 0,35 + 0,85 + 0,1 = 1,3\text{м.}$$

Відповідно від рівня чистої підлоги першого поверху:

$$d' \geq 1,3 + 0,41 = 1,71\text{м.}$$

Абсолютна відмітка підшви фундаменту:  $FL = 150,7 - 2,06 = 148,69$ .

Мінімальна відстань від відмітки планування до рівня ґрунтових вод

$$DL - WL = 150,45 - 145,50 = 4,95\text{м.}$$

Це дозволяє виконувати роботи з влаштування фундаментів без водопониження.

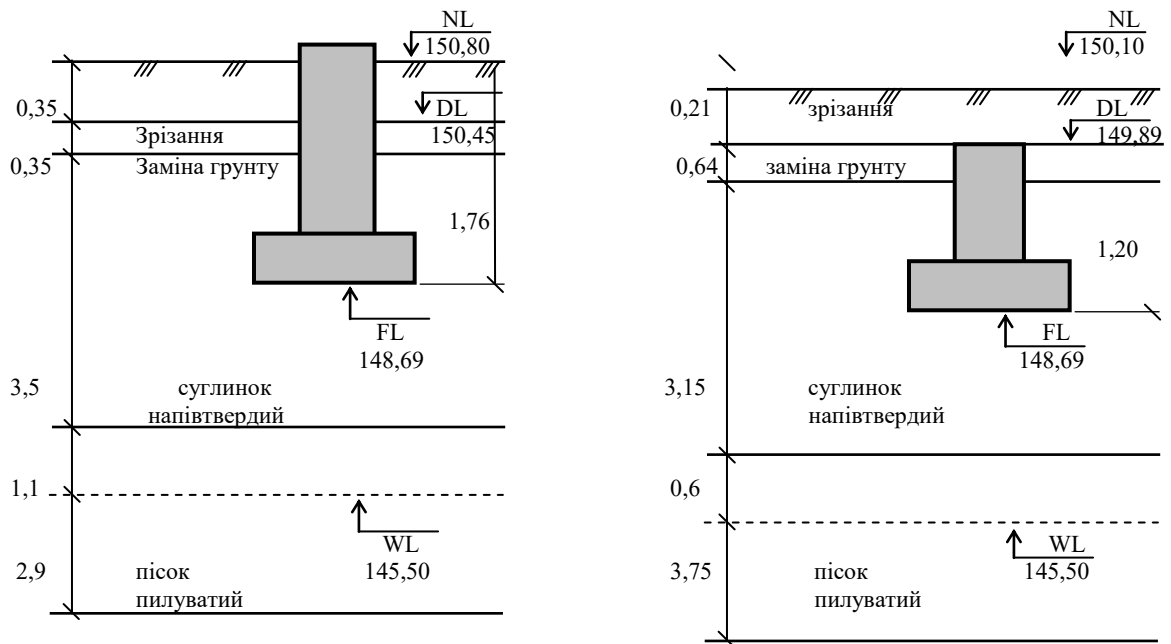


Рис. 3.2. Планування підсипанням та зрізанням

На рисунках: NL - відмітка природного рельєфу; DL – планувальна відмітка; WL – рівнева відмітка ґрунтових вод.

Мінімальна відстань від підшови фундаменту до рівня ґрунтових вод складатиме:

$$FL - WL = 148,69 - 149,10 = -0,41\text{м} < 0,5\text{м} ,$$

отже, водопониження виконувати не треба.

Мінімальне заглиблення до несучого шару ґрунту складатиме:

1,35 – 0,35 – 0,85 = 0,15м (рис. 3.2,а), максимальне 1,35 – 0,35 = 1,00м (рис. 3.2,б).

### 3.3. Визначення розмірів підшови фундаменту

Розглянемо випадок з плануванням зрізанням (рис. 3.2,б).

Розрахунковий опір ґрунту основи визначається за формулою:

$$R = ((\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}) / k)(M_{\gamma} \times k_z \times b \times \gamma_{II} + M_q \times d \times \gamma'_{II} + M_c \times C_{II}), \text{ де}$$

- середня вага ґрунту  $\gamma_{II} = \rho \cdot g = 19,9 \text{ кН} / \text{м}^3$ ;
- $\gamma_{C1}$ ,  $\gamma_{C2}$  – коефіцієнти умов роботи відповідно ґрунтової основи та будівлі у взаємодії з основою,  $\gamma_{C1} = 1,25$ ;  $\gamma_{C2} = 1,0$ ;
- $k$  – коефіцієнт ( $k = 1,1$ , якщо розрахункові характеристики отримані за побічними даними);
- $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  – безрозмірні коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя,
- $k_z$  – коефіцієнт, що приймається рівним 1,0 при  $b < 10\text{м}$ ;
- $b$  – менший бік подошви фундаменту.

Розглянемо випадок з плануванням підсіпанням (рис. 3.3)

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2}$$

$$\gamma' = (18 \times 0,64 + 19,9 \times 0,56) / 1,2 = 18,89 \text{ кН} / \text{м}^3$$

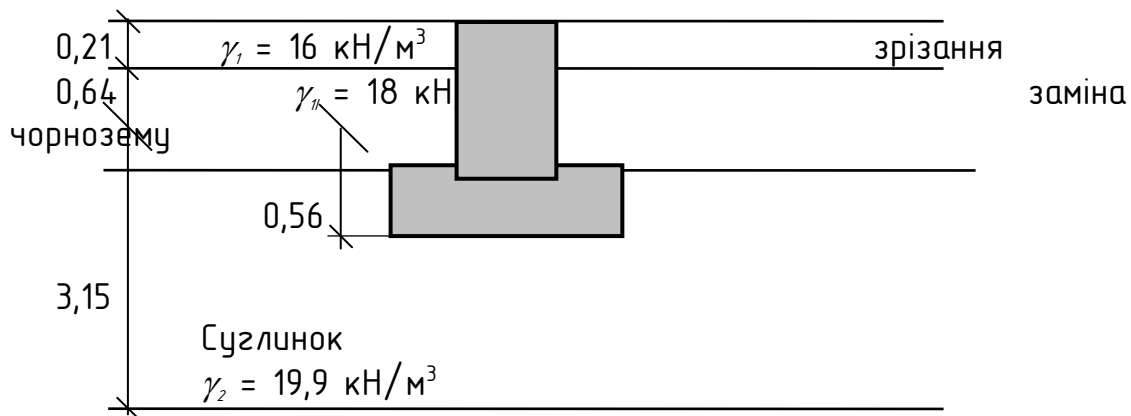


Рис. 3.3. Фрагмент побудови глибини закладання фундаменту

Визначаємо ширину подошви фундаменту за формулою:

$$b_1 = (N_{II, \max} / (R_o - \gamma_{mi} \cdot h_f))^{1/2} = (313,69 / (260,57 - 20 \cdot 1,2))^{1/2} = 1,15 \text{ м.}$$

При цьому  $Z_I = 1,15 / 2 = 0,575 < 2,59 \text{ м}$  (см рис.3.3).

Враховуємо тільки шар суглинку.

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту

$$R_1 = [(1,25 \cdot 1) / 1,1] \cdot (0,72 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 19,9 + 3,87 \cdot 1,2 \cdot 18,89 + 6,45 \cdot 32,2) = 354,42 \text{ кПа.}$$

Визначаємо  $b_2 = (313,69 / (354,42 - 20 * 1,2))^{1/2} = 0,97\text{м}$ . Оскільки відношення  $(1 - b_2/b_1) = (1 - 0,97/1,15) = 0,15 > 0,1$ , то ширину підшви фундаменту необхідно уточнювати.

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту

$$R_2 = [(1,25 * 1)/1,1] * (0,72 * 1 * 0,97 * 19,9 + 3,87 * 1,2 * 18,89 + 6,45 * 32,2) = 351,49\text{кПа}.$$

Визначаємо  $b_3 = (313,69 / (351,49 - 20 * 1,2))^{1/2} = 0,98\text{м}$ . Оскільки відношення  $(1 - b_3/b_2) = (1 - 0,98/0,97) = 0,01 < 0,1$ , то ширину підшви фундаменту приймаємо  $b_3 = 1,0\text{м}$ .

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту

$$R_3 = [(1,25 * 1)/1,1] * (0,72 * 1 * 1,0 * 19,9 + 3,87 * 1,2 * 18,89 + 6,45 * 32,2) = 351,98\text{кПа}.$$

Приймаємо ширину підшви фундаменту  $1,0 * 1,0\text{м}$ .

Необхідна площа підшви позакентровано стиснутого фундаменту враховуючи дію моменту та поперечної сили збільшується на 20%.

Тому,

$$A = 1,2b_3^2 = 1,2 * 1,0^2 = 1,2\text{м}^2$$

Приймаємо ширину підшви фундаменту  $b = 1,1\text{м}$ ,  $l = 1,1\text{м}$ .

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту

$$R_4 = [(1,25 * 1)/1,1] * (0,72 * 1 * 1,10 * 19,9 + 3,87 * 1,2 * 18,89 + 6,45 * 32,2) = 353,61\text{кПа}.$$

Перевірка прийнятих розмірів підшви фундаменту.

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_f = 40,3 + 28,9 * 1,2 = 74,98\text{кН*м}.$$

Визначаємо навантаження від власної ваги фундаменту:

$$G_{\phi} = 1,1 * 1,1 * 1,2 * 25 = 36,3\text{кН}$$

Виконуємо перевірку тиску під підшвою фундаменту:

$$P_{\max} = \frac{313,69 + 36,3}{1,10 * 1,10} + \frac{74,98 * 6}{1,10 * 1,10^2} = 289,25 + 338,00 = 627,25\text{кПа}$$

$$P_{\min} = 289,25 - 338,00 = -48,75\text{кПа}$$

$$P_{cp} = 289,25 \text{ кПа}$$

$$P_{max} = 627,25 \text{ кПа} > 1,2R = 1,2 * 353,61 = 424,33 \text{ кПа}$$

$$P_{min} = -48,75 \text{ кПа} < 0$$

$$P_{cp} = 289,25 \text{ кПа} < R = 353,61 \text{ кПа}$$

Одна умова не виконуються, необхідно збільшити розмір підшви фундаменту. Приймаємо ширину підшви фундаменту  $1,1 * 1,5 \text{ м}$ .

Визначаємо навантаження від власної ваги фундаменту:

$$G_{\phi} = (1,1 * 1,1 * 0,9 + 1,5 * 1,1 * 0,3) * 25 = 39,6 \text{ кН}$$

Визначаємо навантаження від власної ваги ґрунту на обрізах фундаменту:

$$G_{\phi} = (1,4 - 1,1) * 0,9 * 18,89 = 5,10 \text{ кН}$$

Перевірка прийнятих розмірів підшви фундаменту.

Виконуємо перевірку тиску під підшвою фундаменту:

$$P_{max} = \frac{313,69 + 39,6 + 5,1}{1,1 * 1,5} + \frac{74,98 * 6}{1,1 * 1,5^2} = 214,12 + 181,77 = 395,89 \text{ кПа}$$

$$P_{min} = 214,12 - 181,77 = 32,35 \text{ кПа}$$

$$P_{cp} = 214,12 \text{ кПа}$$

$$P_{max} = 395,89 \text{ кПа} < 1,2R = 424,33 \text{ кПа}$$

$$P_{min} = 32,35 \text{ кПа} > 0$$

$$P_{cp} = 214,12 \text{ кПа} < R = 353,61 \text{ кПа}$$

Умови виконуються, отже розміри підшви фундаменту прийняті достатніми.

Визначаємо запас міцності по середньому тиску:

$$\frac{R - p_{cp}}{R} \cdot 100\% = \frac{353,61 - 214,12}{353,61} \cdot 100\% = 39\%$$

Визначаємо відсоток перенапруження по максимальному тиску:

$$\frac{p_{max} - R}{p_{max}} \cdot 100\% = \frac{395,89 - 353,61}{395,89} \cdot 100\% = 10,6\%$$

Остаточно приймаємо розміри підшви  $1,1 \times 1,5 \text{ м}$ .

### 3.4. Розрахунок осідання основи фундаменту

Виконуємо розрахунок осідання методом пошарового додавання.

Визначення природного тиску (варіант при зрізанні)

На рівні планувальної відмітки

$$\sigma_{zg} = 0 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви першого шару (рис.3.3)

$$\sigma_{zg,1} = 18 * 0,64 = 11,52 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви фундаменту

$$\sigma_{zg,o} = 11,52 + 19,9 * 0,56 = 22,66 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви другого шару

$$\sigma_{zg,2} = 22,66 + 19,9 * (3,15 - 0,56) = 74,20 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви ґрунтових вод

$$\sigma_{zg,w} = 74,20 + 19,7 * 0,6 = 86,02 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви третього шару

$$\sigma_{zg,3} = 86,02 + [(26,6 - 10)/(1 + 0,69)] * 3,75 = 122,85 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви четвертого шару

$$\sigma_{zg,4} = 122,85 + [(26,7 - 10)/(1 + 0,5)] * 5,5 = 184,08 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви п'ятого шару

$$\sigma_{zg,5} = 184,08 + [(27,7 - 10)/(1 + 0,7)] * 1,15 = 196,05 \text{ кПа.}$$

Визначення додаткових вертикальних напружень від зовнішнього навантаження.

Додаткове напруження на глибині  $z$  по центральній вертикальній осі фундаменту визначається за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha * P_0.$$

Додаткові напруження на рівні підшви фундаменту [34]:

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0} = 214,12 - 22,66 = 191,46 \text{ кПа,}$$

$\alpha$  – коефіцієнт, що враховує зменшення додаткових напружень по глибині. Він залежить від приведеної глибини  $\xi = 2z/b$  та відношення боків підшви фундаменту  $\eta = \ell/b$ .

Для побудовання епюри додаткових напружень ґрунтова товща розбивається на елементарні шари

$$h_i = \xi_b/2 = 0,4 * 1,1/2 = 0,22\text{м.}$$

Для зручності розрахунків зводимо до табл. 3.3.

Таблиця 3.3

До визначення осідання фундаменту методом пошарового додавання

Но- мер шару	Глибина від підшви фунда- менту	$\xi$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp} = \alpha$ * $P_0$ .	$\sigma_{zg}$	$0,2\sigma_{zg}$	$\sigma_{zp}$	$h_i$	$E_i$	$S_i$
2	0	0	1,00	191,46	22,66	4,53	-	-	33500	-
	0,22	0,4	0,960	183,80			187,63	0,22		0,00099
	0,44	0,8	0,800	153,17			168,49	0,22		0,00088
	0,66	1,2	0,606	116,02			134,60	0,22		0,00071
	0,88	1,6	0,449	85,97			101,00	0,22		0,00053
	1,10	2,0	0,336	64,33			75,15	0,22		0,00039
	1,32	2,4	0,257	49,21			56,77	0,22		0,00030
	1,54	2,8	0,201	38,48			43,85	0,22		0,00023
	1,76	3,2	0,160	30,63			34,56	0,22		0,00018
	1,98	3,6	0,130	24,89			27,76	0,22		0,00015
	2,20	4,0	0,108	20,68			22,79	0,22		0,00012
	2,42	4,4	0,091	17,42			19,01	0,22		0,00010
	2,59	4,75	0,079	15,13	74,20	14,84	16,28	0,201		0,00008
	2,64	4,8	0,077	14,79	74,79	14,96	14,94	0,125		0,00006
3								15200	$\sum=0,0047$ 2	

Сумарне осідання ґрунту менше розміру гранично припустимого осідання для даного типу будівлі.

$$S = 0,00472\text{м} = 0,47\text{м} < S_u = 10\text{см.}$$

У даному випадку фільтрація вгору та вниз. Розрахункова товщина  $h_s = h_1/2 = 2,59/2 = 1,295\text{м.}$

Коефіцієнт Пуассона  $\nu = 0,35$

Модуль деформації:  $E_d = 33500$  кПа.

Коефіцієнт фільтрації:

$$K_p = 7 * 10^{-7} \text{ см/сек} = 7 * 10^{-7} * 3,17 * 10^7 = 22,19 \text{ см/год} = 0,22 \text{ м/год.}$$

Обчислюємо коефіцієнт  $\beta$ :

$$\beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu) = 1 - 2 * 0,35^2 / (1 - 0,35) = 0,623.$$

Обчислюємо коефіцієнт консолідації за формулою:

$$C_V = K_p * E_d / (\gamma_w * \beta) = 0,22 * 33500 / (10 * 0,623) = 1183 * 10^4 \text{ см}^2/\text{год.}$$

### 3.5. Розрахунок затухання осідання у часі

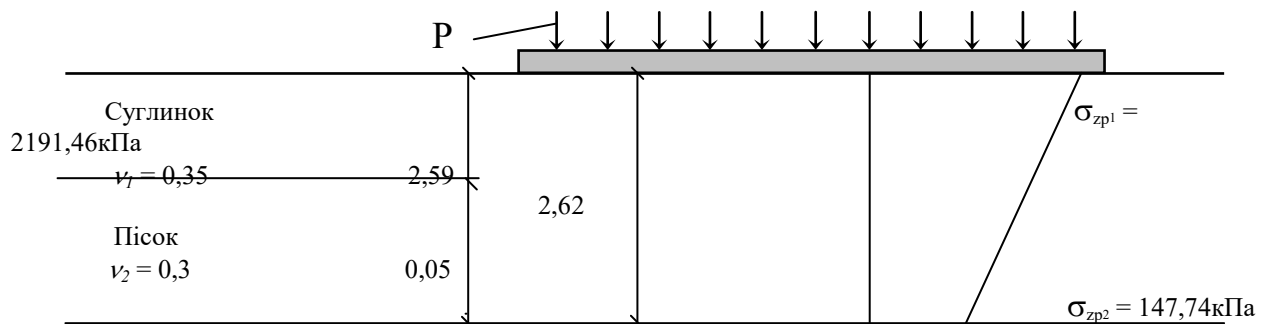


Рис. 3.4. Розрахункова схема фундаменту

Визначаємо параметр  $T$ :

$$T = 4h^2 / \pi^2 * C_V = 4 * 1,295^2 * 10^4 / 3,14^2 * 1183 * 10^4 = 0,00054 \text{ года} = \\ = 0,2 \text{ суток.}$$

### 3.6 Розрахунок фундаменту за міцністю

#### 3.6.1. Перевірка на дію поперечної сили

Фундамент розраховуємо як центрально стиснутий [20, 34].

Виходячи з розмірів поперечного перерізу колони та умов з'єднання монолітної залізобетонної колони з фундаментом призначаємо розміри підколонника в плані  $L_{uc} = b_{uc} = 1,10 * 1,10$  м.

Фундамент приймаємо з однією сходинкою.

Визначаємо робочу висоту фундаменту:

$$h_0 = h - \delta = 1,2 - (0,035 + 0,01) = 1,155\text{м.}$$

Приймаємо клас бетону В20.

Визначаємо розрахункові навантаження від ваги фундаменту та ґрунту на його обрізах:

$$G_{\phi}^p = G_{\phi} * \gamma_f = 39,6 * 1,1 = 43,56 \text{ кН}$$

$$G_{\text{гр}}^p = G_{\text{гр}} * \gamma_f = 5,1 * 1,15 = 5,87 \text{ кН}$$

$$\sum M^p_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_f = 46,3 + 33,23 * 1,2 = 86,18 \text{ кН*м.}$$

Тиск під подошвою фундаменту від дії розрахункових навантажень:

$$P_{\text{max}}^p = (N_{I,\text{max}} + G_{\phi}^p) / A + (M/W) = (360,74 + 43,56 + 9 * 5,87) / 1,1 * 1,5 + (86,18 * 6 / 1,1 * 1,5^2) = 457,51 \text{ кПа}$$

Тиск у грані підколінника:

$$P_1^p = 248,59 + (160,76 * 0,3 / 0,5 * 1,1) = 363,89 \text{ кПа}$$

### 3.6.2. Визначення перерізів арматури плитної частини фундаменту

Визначаємо згинальні моменти по грані підколонника за формулою:

$$M = b(0,5l - l_k)^2 \frac{2P_{\text{max}} + P_1}{6} = 1,1(0,5 * 1,5 - 0,3)^2 \frac{2 * 457,51 + 336,28}{6} = 46,45 \text{ кН * м}$$

В якості робочих стрижнів приймаємо арматуру класу А400С з розрахунковим опором  $f_{yd} = 400 / 1,1 = 363,6$  мПа.

Необхідна площа перерізу арматури визначається за формулою:

$$A_s = M / R_s * 0,9 * h_0 = 46,45 * 10 / (363,6 * 0,9 * 1,155) = 1,23 \text{ см}^2$$

$$h_0 = 1,2 - (0,035 + 0,01) = 1,155 \text{ м}$$

Для армування фундаментної плити за конструктивними міркуваннями приймаємо 7Ø10А400С с  $A_s = 5,5 \text{ см}^2$  з кроком середніх стрижнів 200мм.

### 3.6.3 Розрахунок фундаменту на дію поперечної сили

Поперечна сила по грані колони визначається за формулою:

$$Q = b(0,5l - l_k) \frac{P_{\max} + P_1}{2} = 1,1(0,5 * 1,5 - 0,3) \frac{457,51 + 336,28}{2} = 196,46 \text{ кН} * \text{м}$$

Розрахунок на дію поперечної сили не виконують, якщо виконується умова:

$$Q \leq \varphi_{b3} * R_{bt} * b * h_o,$$

де  $\varphi_{b3}$  – коефіцієнт, що приймається для важкого бетону, рівним 0,6.

$$\varphi_{b3} * R_{bt} * b * h_o = 0,6 * 0,9 * 10^3 * 1,10 * 1,155 = 686,07 \text{ кН};$$

$$Q = 196,46 \text{ кН} < 686,07 \text{ кН};$$

Умова виконується, розрахунок на дію поперечної сили не виконується.

### 3.6.4 Армування фундаментного підколоники

Спочатку армуємо підколоник стрижнями, що підібрані за конструктивними вимогами. Площа перерізу поздовжньої арматури з кожного боку позацентрово стиснутого з/б підколоники повинна бути не менше ніж 0,05% площі поперечного перерізу підколоники:

$$A_{s,\min} = 0,0005 \times 110 \times 110 = 6,05 \text{ см}^2$$

із стрижнів діаметром не менше ніж 12 мм, встановлених не більше ніж 40см, тобто по 4Ø16 А400С з кожного боку ( $A_s = A_s' = 8,04 \text{ см}^2$ ). За конструктивними міркуваннями з боків, паралельних напрямленню дії моментів, встановлюємо додатково по 2 Ø 12 А400С.

Приймаємо поперечне армування підколоники у вигляді сіток із 4-х стрижнів в кожному напрямку. За конструктивними вимогами приймаємо 4 Ø 8 А240С с  $A_s = 2,01 \text{ см}^2$  [13].

## **4. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА**

### **4.1. Умови організації та здійснення будівництва**

Будівництво автомобільного салону із центром діагностики ведеться у весняно-осінній період в м. Полтава.

Кліматологічні умови будівництва: V сніговий район, V вітровий район [5].

Грунтові умови: ґрунт основи – пісок середньої щільності, середньої величини, насичений водою [23].

Земельна ділянка, відведена під будівництво пов'язане з існуючими дорогами, що забезпечує доставку матеріалів автотранспортом [3]. Під'їзні дороги та внутріпостроечні попередньо поліпшуються гранульованим шлаком в підготовчий період, в подальшому їх використовують під постійні дороги і майданчика.

У підготовчий період проводиться повна інженерна підготовка будівництва, обладнується побутової містечко та тимчасові приміщення адміністративного, господарсько-складського характеру. Доставка конструкцій здійснюється автотранспортом.

Будівельний майданчик забезпечується електроенергією від існуючої міської мережі, для водопостачання влаштовується тимчасовий водовідведення з тупиковою розводкою від існуючого водопроводу.

При обладнанні будівельного майданчика враховуються вимоги і норми проектування будівельних майданчиків, що використовуються при проектуванні будгенпланов.

### **4.2. Заходи щодо забезпечення технологічної послідовності та методів виробництва робіт**

При підготовці території будівельного майданчика в підготовчий період виконати вертикальне планування, підвести тимчасові дороги,

водопостачання, електропостачання, обладнати складські майданчики, побутової містечко, відгородити територію інвентарним парканом.

Земляні роботи виконувати послідовно за допомогою одноковшового екскаватори ЕО-4121 з навісним обладнанням «зворотній лопата». Зворотню засипку робити після пристрою підвалу бульдозером ДЗ-42 з пошаровим ущільненням отсипанного ґрунту пневмотрамбовками ТР-1.

Зведення надземної частини будинку робити після зворотнього засипання. Роботи робити потоковим методом. Будівля розбити на захваткі. В якості захваткі прийняти один поверх будівлі.

Після закінчення зведення надземної частини будівлі виконуються покрівельні роботи. Подання матеріалів на дах здійснюється краном-укосіной. Під час пристрою покрівлі з металочерепиці забороняється виконання зовнішніх робіт.

Подання матеріалів та механізовані нанесення штукатурних шарів виконується за допомогою штукатурного агрегату СО-57.

Після виконання штукатурних робіт виконати роботи по влаштуванню керамічних і мозаїчних підлог. Подачу розчину на робочі місця виробляти растворонасосом штукатурного агрегату.

По закінченню всіх видів мокрих оздоблювальних робіт виконується забарвлення поверхонь полівінілацетатними водоемульсійними складами за допомогою нормокомплекта механізованого інструменту, що входить до складу малярній станції СО-115. Пристрій лінолеумних підлог і наклейка тиснення шпалер виконується після виконання мокрих оздоблювальних процесів.

Після закінчення покрівельних робіт, остеклення оконного заповнення виконується утеплення зовнішніх стін, облицювання полірованим вітринного скла, штукатурка та дисперсного фарбування фасаду. Роботи виконувати з будівельних лісів за допомогою пістолетів-Фарборозпилювач.

По закінченні зовнішніх оздоблювальних робіт виконати пристрій отмосткі та благоустрій території з озелененням.

### 4.3. Обсяги будівельно-монтажних робіт і їх трудомісткість

Обсяги загальнобудівельних робіт основного періоду підраховуються на підставі архітектурно-будівельних креслень проекту [6] і специфікацій збірних конструкцій в одиницях виміру, прийнятих у ДБН Д.2.2-15-99.

Обсяги спеціальних будівельно-монтажних робіт визначаються у відсотковому відношенні до трудомісткості загальнобудівельних робіт: сантехнічні роботи - 3%, електромонтажні роботи - 4%, слабкострумових роботи - 0,5%, благоустрій та озеленення - 1% [35].

Тривалість роботи по здачі об'єкта в експлуатацію приймається рівним 3 дні. Обсяги робіт зводимо у табличній формі, табл. 4.1.

Таблиця 4.1

#### Зведена відомість підрахунку обсягів робіт

№ п.п.	Найменування робіт	Од.вим.	Кількість	Формула
Адміністративна будівля				
1.	Вертикальна планировка площі	1000 м <sup>2</sup>	5,82	-
2.	Розробка ґрунта екскаватором в траншеї	1000 м <sup>3</sup>	0,628	
3.	Ручна доробка ґрунта	100 м <sup>3</sup>	0,113	
4.	Піщана підготовка під фундамент	100 м <sup>3</sup>	0,113	
5.	Влаштування збірних фундаментів	100 шт.	0,3	
6.	Влаштування фундаментних балок	100 шт.	0,22	
8.	Тромбовання ґрунта щебнем	100 м <sup>2</sup>	5,23	
9.	Вертикальна гідроізоляція	100 м <sup>2</sup>	3,37	
10.	Горизонтальна гідроізоляція	100 м <sup>2</sup>	0,94	
11.	Зворотня засипка	100 м <sup>3</sup>	5,23	
12.	Уплотнение ґрунта	100 м <sup>3</sup>	5,23	
13.	Улаштування збірних колон 1 поверху, перерізом. 400x400	100 шт.	0,3	
14.	Улаштування збірних балок 1 поверху, перерізом. 500x300	100 шт.	0,24	
15.	Улаштування збірних плит 1 поверху, площа плити до 10 м <sup>2</sup>	100 шт.	0,62	
16.	Улаштування збірних колон 2 поверху, перерізом. 400x400	100 шт.	0,3	
17.	Улаштування збірних балок 2 поверху, перерізом. 500x300	100 шт.	0,24	
18.	Улаштування збірних плит 2	100 шт.	0,7	

№ п.п.	Найменування робіт	Од.вим.	Кількість	Формула
	поверху, площа плити до 10 м2			
19.	Установка в каркасно-панельних будинках панелей стінових зовнішніх площею до 15 м2	100 шт.	1,12	
20	Пристрій утеплювача «ROCKWOOL» на покриття, товщиною 250 мм	100 м2	7,75	
21	Цементно-піщана стяжка	100 м2	7,75	
22	Пристрій покрівлі з рулонного гідроізоляційного килима	100 м2	7,75	
Салон - виставка				
23	Монтаж каркасу будівлі	т	122,1	
24	Монтаж сходових металевих маршів	т	2,3	
25	Монтаж сендвіч пенелей, завтовшки 150 мм	м2	1620	
26	Укладка бетоной суміші на перекриття 2 поверху, завтовшки 100 мм	100 м3	1,03	
27	Установка перегородок з гіпсокартону 1 поверху	100 м2	5	
28	Установка перегородок з гіпсокартону 2 поверху	100 м2	15,93	
29	Установка огорожі всередині будівлі	м.п.	170	
30	Установка сендвіч – панелей на покрівлю	м2	1980	
31	Установка вікон	100 м <sup>2</sup>	3,8	
32	Установка дверей	100 м <sup>2</sup>	1,52	
33	Пристрій пароізоляції	100 м2	18,6	
34	Ущільнення ґрунту щебенями	100 м2	26,5	
35	Бетонна підготовка під підлоги 1 поверху	100 м2	1,33	
36	Бетонна підготовка під підлоги, 2 поверху	100 м3	0,94	
37	Облицовка потолка підвісною стелею «Армстронг»	100 м <sup>2</sup>	4,16	
38	Шпатлевка гіпсокартонних стін	100 м2	16,3	
39	Облицовка керамічної плиткой	100 м <sup>2</sup>	20,65	
40	Устройство ламінату	100 м <sup>2</sup>	3	
41	Фарбування стін	100м2	20,93	
42	Окляка стін шпалерами	100м2	10,8	
43	Облицювання цоколя керамогранитом	100 м2	0,69	
44	Вимощення	100 м2	0,92	

№ п.п.	Найменування робіт	Од.вим.	Кількість	Формула
45	Устрійство пандусу	100 м2	0,2	
46	Устрійство ступеней	100 м2	0,4	

Підрахунок трудомісткості робіт виконаний у відповідності з нормативами трудомісткості будівельно-монтажних робіт відповідно до ДБН Д.2.2-15-99 в табличній формі, див. 4.2.

Таблиця 4.2

### Відомість працевитрат

№ п/п	Шифр і номер позиції і нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Витрати праці робітників, люд.-год,	
				не зайнятих обслуговуванням машин	
				На од.	Всього
1	2	3	4	5	6
<b>А. Підземна частина</b>					
<b>Розділ 1. Земляні роботи</b>					
1	E1-30-1	Планування площ бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] за 1 прохід 1000м2	5,82	— 0,77	— 5
2	E1-12-8	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,65 [0,5-1] м3, група ґрунтів 2 1000м3	0,628	15,1 0 49,5 4	9 31
3	E1-169-2	Розробка ґрунту вручну в котлованах з переміщенням пересувними транспортерами, група ґрунтів 2 100м3	0,113	171, 70 19,3 9	19 2
4	E1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2 1000м3	0,523	— 17,6 7	— 9

№ п/п	Шифр і номер позиції і нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Витрати праці робітників, люд.-год,	
				не зайнятих обслуговуванням машин	
				На од.	Всього
1	2	3	4	5	6
5	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2 100м3	5,23	<u>18,3</u> 6 5,52	<u>96</u> 29
<b>Розділ 2. Фундаменти</b>					
6	E8-3-1	Улаштування основи під фундаменти піщаної м3	11,3	<u>1,23</u> 0,35	<u>14</u> 4
7	E7-1-1	Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій до 0,5 т 100шт	0,3	<u>94,5</u> 4 61,6 8	<u>28</u> 19
8	E7-1-15	Укладання фундаментних балок довжиною до 6 м 100шт	0,22	<u>543,</u> 75 105, 88	<u>120</u> 23
9	E11-1-2	Ущільнення ґрунту щебенем 100 м2	5,23	<u>10,7</u> 6 0,94	<u>56</u> 5
10	E8-4-1	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна цементна з рідким склом 100м2	0,94	<u>60,3</u> 6 1,60	<u>57</u> 2
11	E8-4-7	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні бутового мурування, цеглі, бетону 100м2	3,37	<u>33,5</u> 0 1,48	<u>113</u> 5
<b><u>Б. Надземна частина</u></b>					
<b>Розділ 1. Каркас</b>					
12	E7-43-2	Установлення колон у стакани фундаментів масою до 3 т 100шт	0,6	<u>754,</u> 00 301, 11	<u>452</u> 181
13	E7-44-	Укладання ригелів масою до 5 т 100шт	0,48	<u>854,</u>	<u>410</u>

№ п/п	Шифр і номер позиції і нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Витрати праці робітників, люд.-год,	
				не зайнятих обслуговуванням машин	
				На од.	Всього
1	2	3	4	5	6
	8			<u>05</u> 242, 39	116
14	E9-1-1	Монтаж каркасів одноповерхових виробничих будівель одно- і багатопрогонових без ліхтарів прогоном до 24 м, висотою до 15 м без кранів т	122, 1	<u>32,0</u> <u>0</u> 9,01	<u>3907</u> <u>1100</u>
<b>Розділ 2. Стіни</b>					
15	E7-49-9	Установлення зовнішніх стінових панелей площею до 10 м2 у каркасно-панельних будівлях [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів] 100шт	1,12	<u>832,</u> <u>30</u> 321, 80	<u>932</u> <u>360</u>
16	E7-16-1	Установлення в одноповерхових будівлях панелей зовнішніх стін довжиною до 7 м, площею до 10 м2 при висоті будівель до 25 м 100шт	0,36	<u>816,</u> <u>35</u> 316, 69	<u>294</u> <u>114</u>
17	E7-57-6	Герметизація горизонтальних і вертикальних стиків стінових панелей тіоколовою мастикою, що вулканізується 100м шва	14,8 2	<u>23,4</u> <u>9</u> 6,06	<u>348</u> <u>90</u>
18	E7-16-1	Монтаж сендвіч-панелей 100шт	3,6	<u>816,</u> <u>35</u> 316, 69	<u>2939</u> <u>1140</u>
<b>Розділ 3. Переkritтя, покриття</b>					
19	E7-45-6	Укладання панелей переkritтя з обпиранням на	0,62	<u>332,</u> <u>05</u>	<u>206</u> <u>73</u>

№ п/п	Шифр і номер позиції і нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Витрати праці робітників, люд.-год,	
				не зайнятих обслуговуванням машин	
				На од.	Всього
1	2	3	4	5	6
		дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів] 100шт		118,25	
20	Е7-45-8	Укладання панелей покриття ребристих площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів] 100шт	0,7	<u>171,10</u> 75,12	<u>120</u> 53
21	ЕД6-50-42	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування перекриттів [безбалкових] з площею між осями колон понад 10 м2, товщина, мм до 120 100м3	1,03	<u>438,70</u> 20,15	<u>452</u> 21
22	ЕД6-63-33	Встановлення арматури окремими стрижнями із в'язанням вузлів в плити покриття і перекриття з одинарною арматурою, діаметр арматури, мм понад 8 до 12 т	9,07	<u>29,31</u> 1,52	<u>266</u> 14
23	ЕД6-65-16	Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в баддях. Плити і ребристі перекриття з одинарною арматурою [включаючи балки і прогони] при площі між балками понад 10 до 20 м2 100м3	1,03	<u>160,00</u> 100,98	<u>165</u> 104
<b>Розділ 4. Перегородки</b>					
24	Е10-95-5	Улаштування перегородок на металевому каркасі з обшивкою з двох сторін гіпсокартонними листами без ізоляції в будівлях	20,93	<u>319,16</u> 4,68	<u>6680</u> 98

№ п/п	Шифр і номер позиції і нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Витрати праці робітників, люд.-год,	
				не зайнятих обслуговуванням машин	
				На од.	Всього
1	2	3	4	5	6
		промислових підприємств 100м2			
<b>Розділ 5. Сходи</b>					
25	E9-29-1	Монтаж сходів прямолінійних і криволінійних, пожежних з огорожею т	2,3	<u>46,2</u> 4 16,0 2	<u>106</u> 37
26	E7-60-3	Установлення металевої огорожі з поручнями із Полівінілхлориду 100м	1,7	<u>82,8</u> 0 2,47	<u>141</u> 4
<b>Розділ 6. Підлоги</b>					
27	E11-4-5	Улаштування гідроізоляції обмазувальної бітумною мастикою в один шар товщиною 2 мм 100м2	18,6	<u>38,3</u> 9 3,62	<u>714</u> 67
28	E11-1-2	Ущільнення ґрунту щебенем 100м2	26,5	<u>10,7</u> 6 0,94	<u>285</u> 25
29	E11-11-3	Улаштування стяжок бетонних товщиною 20 мм 100м2	2,27	<u>57,8</u> 3 6,04	<u>131</u> 14
30	E11-34-1	Улаштування покриття з дошок паркетних 100м2	3	<u>59,6</u> 7 8,33	<u>179</u> 25
<b>Розділ 7. Покрівля</b>					
31	E12-18-3	Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар  100м2	7,75	<u>63,6</u> 7 1,85	<u>493</u> 14

№ п/п	Шифр і номер позиції і нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Витрати праці робітників, люд.-год,	
				не зайнятих обслуговуванням машин	
				На од.	Всього
1	2	3	4	5	6
32	E12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм 100м <sup>2</sup>	7,75	<u>38,3</u> 9 6,39	<u>298</u> 50
33	E12-2-2	Улаштування покрівель плоских чотиришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці із захисним шаром гравію або дрібного щебеню на бітумній антисептованій мастиці 100м <sup>2</sup>	7,75	<u>41,5</u> 5 3,61	<u>322</u> 28
34	E7-16-1	Установка сендвіч-панелей 100шт	2,2	<u>816,</u> 35 316, 69	<u>1796</u> 697
<b>Розділ 8. Вікна, двері</b>					
35	E10-20-3	Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею до 3 м <sup>2</sup> з металопластику [виробництва Германия, США] в кам'яних стінах 100м <sup>2</sup>	3,8	<u>102,</u> 73 23,1 3	<u>390</u> 88
36	E10-28-2	Заповнення дверних прорізів готовими імпортними дверними блоками площею до 3 м <sup>2</sup> з металопластику "RENAU" [виробництво Германия] або "CONCORDE INTERNATIONAL" [виробництво США] у кам'яних стінах 100м <sup>2</sup>	1,52	<u>79,2</u> 8 23,1 8	<u>121</u> 35
<b>Розділ 9. Оздоблювальні роботи</b>					
37	ЕД15-272-1	Улаштування підшивки багаторівневих підвісних	4,16	<u>127,</u> 91	<u>532</u> -

№ п/п	Шифр і номер позиції і нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Витрати праці робітників, люд.-год,	
				не зайнятих обслуговуванням машин	
				На од.	Всього
1	2	3	4	5	6
		стель плитами гіпсокартону. Види поверхонь горизонтальні 100 м2		-	
38	E15-60-1	Просте штукатурення вапняним розчином по каменю і бетону стін 100м2	16,3	<u>93,3</u> 9 7,46	<u>1522</u> 122
39	E15-17-3	Гладке облицювання стін, стовпів, пілястрів і косяків [без карнизних, плінтусних і кутових плиток] з установленням плиток туалетної гарнітури по цеглі і бетону плитками керамічними глазурованими 100м2	20,6 5	<u>343,</u> 20 0,77	<u>7087</u> 16
40	E15-152-1	Фарбування водними розчинами всередині приміщень, вапняне по штукатурці 100м2	20,9 3	<u>15,1</u> 8 0,05	<u>318</u> 1
41	E15-251-2	Обклеювання стін тисненими і цупкими шпалерами по монолітній штукатурці і бетону 100м2	10,8	<u>69,7</u> 9 0,24	<u>754</u> 3
42	ЕД15-264-1	Облицювання поверхонь гранітокерамічними плитками. Стіни, число плиток в 1 м2 до 7 шт 100 м2	0,69	<u>383,</u> 12 1,20	<u>264</u> 1
		<b>Розділ 10. Різні роботи</b>			
43	E8-27-1	Улаштування ганків із вхідною площадкою м2	20	<u>2,42</u> 0,28	<u>48</u> 6
44	E8-27-3	Улаштування ганків із входом з трьох сторін у три сходи м2	40	<u>17,7</u> 0 0,78	<u>708</u> 31
45	E1-145-5	Планування площ ручним способом, група ґрунтів	0,09 2	<u>209,</u> 10	<u>19</u> -

№ п/п	Шифр і номер позиції і нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Витрати праці робітників, люд.-год,	
				не зайнятих обслуговуванням машин	
				На од.	Всього
1	2	3	4	5	6
		2 1000м2		-	
46	E27-56-1	Улаштування основи під тротуари з цегляного або вапнякового щебеню товщиною 12 см 100м2	0,92	<u>38,1</u> 5 3,35	<u>35</u> 3
47	E27-52-1	Улаштування покриття з холодних асфальтобетонних сумішей товщиною 3 см типу БХ 1000м2	0,09 2	<u>70,8</u> 1 12,0 8	<u>7</u> 1
		Разом люд-дн			4244,1
48		Електромонтажні роботи %	3		127,3
49		Санітарно-технічні роботи %	4		169,7
50		Слаботочні роботи %	2		84,8
51		Благоустрій території %	2		84,8
52		Інші роботи %	10		424,41
		Разом: люд-дн			5135,1 1

#### 4.4. Нормативна тривалість будівництва об'єкта

Нормативна тривалість будівництва об'єкта визначається у відповідності з [35].

Нормативна тривалість будівництва – 14 місяців, в тому числі тривалість підготовчого періоду - 1 місяць.

Початок будівництва – березень 2025 року.

Скорочення термінів будівництва приймається в розмірі 5-7% від нормативного. Розрахункова тривалість будівництва – 13,5 місяців.

#### 4.5. Потреба в матеріально-технічних ресурсах

Виходячи з номенклатури будівельно-монтажних робіт і технології їх виконання визначаємо потреба в будівельних машинах і механізмах, в матеріалах, конструкціях і виробах. Визначення потреб у матеріально-

технічних ресурсах виконуємо в табличній формі. Потреба в матеріалах, конструкціях і виробах визначаємо за даними «Відомості обсягів робіт» і нормам витрат матеріалів згідно ДБН Д.2.2-99.

Таблиця 4.3

#### Відомість потреби в будівельних машинах, механізмах та засоби малої механізації [25]

Найменування машин	Тип, марка	Кіл-ть машин	Потужність двигуна, кВт
Бульдозер	ДЗ-42	1	74
Экскаватор одноковшовый	ЭО-4121	1	118
Копер	С-955	1	
Трамбовка пневматическая	ТР-1	2	-
Компрессор	НВ-10	1	76
Кран автомобильный	КС-3575А	1	130
Кран гусеничный	СКГ-30	1	67,2
Сварочный трансформатор	СТЭ-24	1	54
Атвометаноносмеситель	СБ-92	2	
Автобетононасос	СБ-95	1	
Штукатурная агрегат	СО-57	1	2,3
Малярна станція	СО-115	1	38
Каток	ДУ-89	1	-
Окрасочный агрегат	СО-75	1	4,0
Виброрейка	С-423	1	0,6
Вибратор глубинный	ИИ-66	2	0,4

#### 4.4. Будівельний генеральний план

Будівельний генеральний план розроблений з метою вирішення питань раціонального використання будівельного майданчика [35], розташування виробничих установок, розміщення складського господарства, адміністративно-побутових приміщень, встановлення місцезнаходження та протяжності тимчасових доріг, мереж водопроводу, каналізації, енергопостачання та інших комунікацій, які обслуговують будівництво.

Проектування будгенплану здійснюється в такій послідовності [26]:

- розміщення та прив'язка будівельних машин і механізмів з зазначенням небезпечної зони виконання робіт;
- прокладка трас общеплощадочних і приоб'єктних автомобільних і залізниць;
- розміщення адміністративно-побутових будівель;
- розміщення складів, майданчиків укрупнительної збирання і будівель виробничого призначення;
- розміщення мереж тимчасового електропостачання, водопостачання, каналізації, теплопостачання.

Усі елементи тимчасового будівельного господарства на будгенплане відображені умовними позначеннями.

На будгенплан нанесені позначення типів і марок будівельних машин і механізмів, прийнятих для виробництва будівельно-монтажних робіт, їх зони обслуговування і небезпечні зони.

Зона обслуговування крана визначається максимальною необхідним вильотом крюка і максимальним робочим ділянкою кранового шляху, небезпечна зона, що дорівнює максимальному вильоту крюка крана плюс 7 м, при висоті падіння вантажу до 20 м.

Тимчасові внутріпостроечні автомобільні дороги запроектовані по трасам постійних доріг по кільцевої схемою. Відстань від кромки узбіччя

внутріпостроечних автомобільних доріг до складських майданчиків приймаються за [35] рівним 2 м.

Розміщення складів на будгенплане ув'язані з наявністю під'їзних доріг, під'їздів від основних трас доріг до місць приймання і розвантаження матеріалів. До складам передбачається вільний під'їзд засобів зовнішнього та внутрішнього транспорту і підводка ліній електроосвітлення. Склади повинні відстояти від краю дороги на 2 м. При складуванні виробів, конструкцій і деталей передбачені поздовжні і поперечні проходи шириною 0,7 м і через кожні 25-30 м довжини складу.

Адміністративні та побутові будівлі розміщені на будгенплані компактно, згруповані у побутовій містечко.

При виборі розміщення побутового містечка враховано наступні фактори [3]:

- максимальне наближення до споруджуваних об'єктів, ліній комунікацій, пункту харчування та ін;
- наявність зручних майданчиків під містечко, під'їзних шляхів;
- мінімальна кількість переміщень містечка за весь період будівництва.

#### **4.5. Розрахунок потреби в побутових і адміністративних приміщеннях**

Площа тимчасових будівель та споруд визначаємо по максимальній чисельності працюючих на будівельному майданчику та нормативної площі на одну особу, що користується даними приміщенням.

Кількість працюючих визначаємо за формулою.

$$N = (N_{\text{раб}} + N_{\text{итр}} + N_{\text{служ}} + N_{\text{мон}}) * 1.05 \quad , \text{де}$$

$N_{\text{раб}}$  - Число робітників у найбільш інтенсивну зміну

$N_{\text{итр}}$  - Число інженерно-технічних працівників

$N_{\text{служ}}$  - Число службовців

$N_{мон}$  - Число працівників молодшого обслуговуючого персоналу

$N_{раб} = 20$  чол., що складає 84%;  $N_{инт} = 2$  чол., Що становить 7,5 %

$N_{служ} = 1$  чол., Що складає 6,4%;  $N_{мон} = 1$  чол., Що становить 2,1% від

загальної чисельності працюючих на будівельному майданчику чоловік.

Площа приміщень визначаємо за нормами проектування санітарно-побутових приміщень

Таблица 4.4

№	Тимчасові будівлі	Кількість працюючих	Кіл. користуючихся	Площа, м <sup>2</sup>		Прийняті будівлі		
				норм	общ.	розміри	тип	кол.
1	Прорабская	2	100	4	8	3*6*2,8	передвижная	2
2	гардеробна з умивальником	25	100	0,9	22,5	11.1*3.2*3	контейнерное.	1
3	Душева	25	100	0,82	20,5	11.1*3.2*3	контейнерное.	1
4	Приміщення для прийому їжі	25	70	0,25	6,25	6*3*2,3	передвижное	1
5	Приміщення для сушіння одягу та обігріву робочих	25	100	0,2	5	6*3*2,3	передвижное	1
6	Туалет	25	100	0,14	3,5	2.5*3.5*2,0	контейнерное	1

#### 4.6. Розрахунок тимчасових складських майданчиків

На будівельному майданчику передбачено [26, 35]:

- відкриті майданчики для зберігання цегли, збірних залізобетонних конструкцій та інших матеріалів і конструкцій, на які не впливають коливання температури та вологості;
- навіси для зберігання столярних виробів, рулонних матеріалів і т. д.;

• закритих опалювальних склади для зберігання лакофарбових матеріалів і не опалюваних для зберігання мінеральної вати, скла, покрівельної сталі.

Розрахунок зводимо у табл. 4.5. Загальну потребу в матеріалах беремо з «Відомості матеріалів», тривалість виконання робіт - з календарного плану.

Таблица 4.5

Найменування матеріалів	Единицы измерения	Объем потребления, P	Продолжительность потребления T, дн.	Наибольший суточный расход $P_0=P/T$	Коэффициент неравномерности потребления $k_1$	Коэффициент неравномерности потребления $k_2$	Норма запаса $n_3$	Принятый запас $P_n=P_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot n$	Норма хранения материалов на $1m^2$ склада V	Полезная площадь склада $F_n=P_n/V$	Коэффициент на проходы $\beta$	Общая расчетная площадь склада $S=F_n/\beta$	Принятые здания, тип, размер
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Сендвіч-панелі	$m^3$	382,18	28	13,6 5	1,1	1, 3	5	97,6	0,7	139, 4	0,6	232, 3	Відкри- тий
Збірний железобетон	$m^3$	50	24	2,08	1,1	1, 3	5	14,8 7	0,7	21,2 4	0,6	35,3 5	
Арматура	т	6,24	76	0,08 2	1,1	1, 3	5	0,59	0,5	1,18	0,6	19,6 7	
Итого:												<b>287, 3</b>	
Столярні віроби	$m^2$	472,6	4	118, 2	1,1	1, 3	5	845, 1	44	19,2	0,5	38,4	Навіс 10,5*2 0=210
Металочерепиця	$m^2$	522, 3	4	130, 6	1,1	1, 3	5	933, 8	200	4,7	0,5	9,4	
Базальтвое волокно	$m^3$	45	6	7,5	1,1	1, 3	5	56,6	0,7	80,8	0,5	161, 6	
Разом:												<b>209, 4</b>	
Плітка керамічна	$m^2$	540	9	36	1,1	1, 3	5	257, 4	70	3,7	0,6	6,1	Закрит

Ламінат	м <sup>2</sup>	650	2	13,1 5	1,1	1, 3	5	94	200	0,47	0,6	0,8	БІЙ 8,2*3= 23,5м <sup>2</sup>
Шпалери	м <sup>2</sup>	1771	7	36,4	1,1	1, 3	5	260,3	400	0,65	0,6	1,1	
Хімічні матеріали	кг	7668	54	142	1,1	1, 3	5	1015	800	1,3	0,6	2,1	
Гіпсокартон	м <sup>2</sup>	1401	36	38,9	1,1	1, 3	5	278,1	150	1,85	0,6	3,1	
Пластикові панелі	м <sup>2</sup>	1890	51	37,1	1,1	1, 3	5	265,3	150	1,77	0,6	2,95	
Итого:												<b>16,1 5</b>	

#### 4.7. Розрахунок тимчасового водопостачання

Проектування, розміщення і споруду мереж водопостачання проводжу відповідно до [3, 35].

Вода на будівельному майданчику витрачається на виробничі, господарсько-побутові потреби, а також на випадки гасіння пожеж. Розрахунок проводжу для періоду будівництва з найбільш інтенсивним водоспоживанням роздільно для виробничо-побутових потреб і для пожежогасінні.

$$\sum Q_{\text{СМ}} = 131868$$

Розрахункова витрата води на виробничі потреби визначається за формулою:

$$Q_{\text{п}} = (\sum Q_{\text{СМ}} \cdot K_{\text{СМ}}) / (8 \cdot 3600) = 6,94 \text{ л/с}$$

где  $Q_{\text{СМ}}$  - норма питомої витрати води .

$K_{\text{СМ}}$  - коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води в зміну (приймається 1,5)

Розрахунок водозабезпечення господарсько побутових потреб

Витрати на господарський питні потреби визначаю за формулою:

$$Q_{\text{хоз}} = n_{\text{п}} \cdot (n_1 \cdot k_2 / 8 + n_2 \cdot k_3) / 3600, \text{ де}$$

$n_p$  - найбільша чисельність робочих в зміну  $n_p = 40$  люд.,

$n_1$  - норма потреби води на 1 людину в зміну  $n_1 = 15$  л

$n_2$  - норма потреби води на приймання водного душа  $n_2 = 30$  л

$k_2$  - коефіцієнт нерівномірності потреби води  $k_2 = 3$

$k_3$  - коефіцієнт, враховуючий відношення користуючихся душем до найбільшої чисельності робочих в зміну  $k_3 = 0,5$

$$Q_{хоз} = \frac{40}{3600} \cdot \left( \frac{15 \cdot 3}{8} + 30 \cdot 0,5 \right) = 0,23 \text{ л/с}$$

Витрата води на гасіння пожежі для будівельного майданчика не враховуємо, оскільки передбачається одночасна дія струменів з 2-х гідрантів по 5 л/с від постійного водогіну.

Загальна витрата води визначається за формулою:

$$Q_{общ} = 0,5 \times (Q_{пр} + Q_{хоз}) + Q_{пож},$$

$$Q_{заг} = 0,5 \times (6,94 + 0,23) + 0 = 3,585 \text{ л/сек.}$$

Розрахунок діаметрів труб водопровідної мережі ведемо за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_{общ}}{\pi \times V \times 1000}} = \sqrt{\frac{4 \times 3,585 \times 10^{-3}}{3,14 \times 1,5 \times 1000}} = 0,055.$$

Приймаємо трубу найближчого діаметру, наявного в Гості, – 60 мм (зовнішній діаметр).

#### 4.8. Розрахунок тимчасового електропостачання

Тимчасові мережі електропостачання призначені для енергетичного забезпечення зовнішнього і внутрішнього освітлення об'єктів будівництва, допоміжних будівель, місць виробництва робіт і будівельного майданчика.

Розрахункова трансформаторна потужність визначається за формулою:

$$P_{тр} = \alpha \theta \left( \frac{K_1 * \Sigma P_m}{\cos \varphi_1} + \frac{K_2 * \Sigma P_m}{\cos \varphi_2} + K_3 * \Sigma P_{ог} + K_4 * \Sigma P_{он} \right)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі, приймається рівним 1,05 - 1,1;

$\Sigma P_m$  - сума номінальних потужностей встановлених електромоторів, кВт

$\Sigma P_m$  - сума споживаної потужності на технологічні потреби, кВт

$\Sigma P_{ос}$  - сумарна потужність освітлювальних приладів для внутрішнього освітлення, кВт

$\Sigma P_{он}$  - те ж для зовнішнього освітлення об'єктів і територій, кВт

$\cos \varphi^3$  – коэф-т потужності для різних груп споживачів

$K_i$  - коефіцієнт попиту для різних груп споживачів.

Розрахунок потреби в тимчасовому електропостачанні табл. 4.6

Таблиця 4.6

Розрахунок потреби в тимчасовому електропостачанні

Найменування споживачів	Од. вим.	Кілк.	Питома мощ. на един.изм. кВт	Коеф-т попиту До	Коэф. потужності $\cos \varphi^3$	Сум. мощность кВт
<u>Силові споживачі</u>						
Кран на пневмоколісному ході до 25 т	шт	1	20	0,5	0,7	28,57
Апарат, електрозварювання	шт	1	30	0,5	0,4	37,5
<u>Внутрішнє освітлення</u>						
Адміністративні і культурно-побутові приміщення	м <sup>2</sup>	68	0,015	0,8	1	1,02
Душові, туалети	м <sup>2</sup>	6,0	0,003	0,8	1	0,27
Закриті складські майданчики	м <sup>2</sup>	35,52	0,015	0,35	1	0,375
Навіси	м <sup>2</sup>	25,0	0,003	0,35	1	0,135
<u>Зовнішнє освітлення</u>						
Основні дороги	км	0,2	5,0	1	1	1
Відкриті складські майданчики	100м <sup>2</sup>	3	0,05	1	1	0,15
Територія будівництва	100м <sup>2</sup>	50,8	0,015	1	1	7,2
<u>Сума:</u>						62,57

Визначивши необхідну сумарну потужність ( $P_{\text{тр}} = 68,92 \text{кВт}$ ) підбираємо по ГОСТУ марку трансформаторної підстанції. В нашому випадку це марка – КТПМ-100.

#### 4.9. Розрахунок штучного освітлення будівельного майданчика

Кількість прожекторів для штучного освітлення підбираємо у залежності від освітленої площі та потужності ламп накаливання [35].

Кількість прожекторів визначаємо за формулою:

$$N = \frac{E \cdot k \cdot S}{F \cdot n \cdot u \cdot z} = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 20398}{28500 \cdot 0,35 \cdot 0,9 \cdot 0,75} = 9 \text{ шт}$$

$E = 2 \text{ Лк}$  – нормована освітленість;

$k = 1,5$  – коеф. запасу;

$S = 20398 \text{ м}^2$  – освітлена площа;

$n = 0,35$  – КПД прожектора

$F$  – світловий потік ламп накаливання;

$u = 0,8$  – коеф. використання світлового потоку

$z = 0,75$  – коеф. нерівномірності освітлення

#### 4.10. Розміщення тимчасових об'єктів

Для забезпечення безпечного і нешкідливого виробництва робіт при проектуванні об'єктного будгенплану передбачені спеціальні заходи відповідно до [35] із урахуванням рекомендацій, наведених у [24, 26] (огорожа території будівництва, небезпечних зон дії монтажних машин і проходів через транспортні шляхи; освітлення будівельного майданчика і робочих місць; заходи, що виключають небезпеку поразки електричним струмом; організація санітарно-побутового обслуговування робочих; розстановка знаків безпеки і покажчиків ).

Необхідно врахувати протипожежні вимоги [33], які знаходять віддзеркалення в розміщенні тимчасових будівель і споруд з протипожежними розривами, в розташуванні доріг, пристрої пожежних проїздів, розстановці гідрантів, місць куріння і розміщення пожежного інвентаря і устаткування, зберігання горючих матеріалів.

Найбільш можливими в розділі будгенплану можуть бути наступні заходи:

- установка чітких розмірів і меж будівельного майданчика;
- збереження що існують на території будівельного майданчика деревно-чагарникової рослинності і трав'яно-грунтового покриву шляхом виконання під час підготовчого періоду пересадок для використання в інших місцях або тут же після завершення основних робіт;
- раціональне розміщення тимчасових будівель і споруд з урахуванням існуючих дерев і чагарників;
- своєчасний і якісний пристрій під'їзних і внутрішньобудівельних доріг.

#### **4.11. Розрахунок техніко-економічних показників**

1. Площа території будівництва майданчика – 20398 м<sup>2</sup>.
2. Площа забудови – 505,44м<sup>2</sup>.
3. Площа закритих- 512,85 м<sup>2</sup>.
4. Площа тимчасових будівель і споруд – 151,54 м<sup>2</sup>.
5. Протяжність тимчасових доріг – 1263,4м<sup>2</sup>.
6. Показник компактності будгенплану (відношення площі забудови до площі території будівельного майданчика) – 0,06.
7. Коефіцієнт забудови (відношення площі тимчасових будівель, споруд і складів до площі території будівельного майданчика): 0,27.

## **5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА**

### **5.1. Вихідні умови зведення будівлі автомобільного салону**

Будівництво салону планується в м. Полтава.

Рельєф місцевості спокійний, ґрунтові води глибокого залягання, основою під фундаменти служить ґрунт пісок середньої щільності.

Район будівництва, по відношенню його віддаленості від баз будівельної індустрії, зв'язаний мережею міських доріг. Існують постійні мережі електро- та водозабезпечення.

Перед початком будівництва проведена підготовка будівельного майданчика до будівництва. Виконане планування майданчика, викорчувані та по можливості пересажені дерева та чагарники.

До початку виробництва робіт повинні бути вирішені питання безпечних умов будівництва [35].

Зону виробництва робіт необхідно захистити, виставити попереджувальні знаки, погодити із службами міськелектромереж підключення або ремонт світильників вуличної мережі в районі об'єкту для забезпечення охоронного освітлення.

Визначені площадки під складування матеріалів та конструкцій.

Забезпечення необхідними матеріалами для будівельного майданчика виконується зі складів, відстань до яких не перевищує 15 км. Будівництво ведеться в засвоєному районі. Проектна будівля розмірами в плані 81,9 x 36 м. Будівля двоповерхова, висота поверху 3,9 м та 4,9 м.

По конструктивному рішенню – з повним каркасом, представленим, у адміністративній частині, залізобетонними колонами, на які опираються балки залізобетонні та збірні плити перекриття та покриття. У частині виставки – металевий каркас з металевими балками перекриття та монолітною плитою.

Забезпечення будівництва водою, електроенергією, газом виконується від існуючих постійних мереж [24, 26].

## **5.2. Земляні роботи**

Весь комплекс земляних робіт включає в себе чотири спеціалізованих потоку:

- зрізання рослинного шару ґрунту з навантаженням і складуванням для наступної рекультивації, вертикальна планування території виконується механізованим способом за допомогою бульдозера ДЗ-42 [25];
- уривка траншей і котловану під фундаменти за допомогою одноковшового екскаватора ЕО-3322 з навісним обладнанням зворотній лопата і ємністю ковша 0,5 м<sup>3</sup> у відвал і на автотранспорт; глибина котловану і траншей контролюється геодезичними приладами;
- ручна доробка ґрунту під стрічкові фундаменти товщиною 10 см виконується спеціалізованим ланкою різноробом в кількості 2-х осіб;
- зворотній засипання ґрунту в пазухи виконується після бетонування монолітних залізобетонних ростверка і стін підвалу, пристрої вертикальної обмазочної гідроізоляції бульдозером ДЗ-42 пошарової товщиною шару 0,4 м з трамбованням ґрунту пневмотрамбовками [25].

### **5.2.1. Улаштування підземної частини будівлі**

#### **Улаштування фундаментів**

До початку робіт перевіряється нівелюванням правильність позначки підстави. При цьому нижче позначки фундаменту не повинно бути розділеного ґрунту.

Розробка ґрунту проводиться одноковшевим екскаватором типу «зворотній лопата» з наступною установкою арматурних сіток та опалубки.

До початку бетонування фундаментів повинні бути перевірені і прийняті роботи по установці опалубки; з укладання арматури та встановлення прокладок, що забезпечують товщину захисного шару бетону. Безпосередньо перед укладанням бетонної суміші опалубка повинна бути очищена від сміття і бруду, а арматура - від нальоту іржі. Подача бетонної

суміші в конструкцію, що бетонується, виробляється краном СКГ-30/10 в бад'ях. Висота вільного скидання бетону не повинна перевищувати 2 м. Бетонна суміш укладається горизонтальними шарами товщиною 0.2 - 0,3 м, без розривів. Ущільнення суміші виконується глибинним вібратором ІВ-59 до появи цементного молока на поверхні бетонування і виділення бульбашок повітря.

### **Вертикальна гідроізоляція**

Перед початком виконання фарбувальних гідроізоляції необхідно вирівняти поверхню холодної ґрунтовкою, яку наносять за допомогою пістолета-Фарборозпилювач. Ізоляція поверхні виконується способом газополуменевим напилювання за допомогою апарата УПН-4. До пальника по одному шлангу в потоці стисненого повітря подається порошок бітуму, а по другому шлангу - пропан. Порошок бітуму пропускають через полум'я в сопла пальника. Ізоляція повинна бути суцільний, без раковин і тріщин.

## **5.2.2. Технологічна карта на зведення надземної частини будівлі**

### **Область застосування**

Дана технологічна карта розроблена на виробництво надземної частини будівлі. Висота поверху 3,9 та 4,9 м.

До складу робіт розглянутих технологічною картою входять [24]:

1. частина салону – продажу:
  - пристрій металевого каркаса;
  - влаштування монолітного перекриття;
2. адміністративна частина:
  - пристрій збірних колон;
  - пристрій збірних балок;
  - пристрій перекриття і покриття.

## Відомість збірних залізобетонних конструкцій

	Розміри, м	Кіл, Шт.	Об.,см, м <sup>3</sup>		Маса,т		Площа, м <sup>2</sup>	
			1-го елем ента	Разо м	1-го елемен та	Разо м	1-го елемен та	Разо м
<u>Плити перекриття і покриття</u>								
Серія 1-141-1 вип. 63	ПК 4-45.15	56	1,49	83,44	2,12	118,7	6,75	378
Серія 1-241-1 вип. 35	ПК 90.15- 8Ат	76	2,97	225,7	4,19	318,4 4	13,5	1026
<u>Ригелі</u>								
		48						
<u>Колони</u>								
		60	0.77	46,2	1.925	115,5	1.92	115,2
<u>Легкобетонні панелі</u>								
		112	3.6	403,2			9	1008

**Вибір монтажного механізму**

Вибір основного монтажного механізму за технічними параметрами.

Основними параметрами при виборі монтажного крана є [25]:

- Q – вантажопідйомність,
- L – виліт стріли;
- H<sub>кр</sub> – висота підйому крану.

Вибрані крани за своїми основними параметрами повинні задовольняти умовам:

$$Q \geq Q_{mp}; \quad L \geq L_{mp}; \quad H_{кр} \geq H_{кр}^{mp},$$

де  $Q_{mp}$ ,  $L_{mp}$ ,  $H_{mp}$  - необхідні монтажні характеристики.

Визначаємо необхідні монтажні характеристики.

Необхідна вантажопідйомність крана визначається за найбільш тяжкому елементу і найбільш віддаленого елементу / піддон з цеглою /.

$$Q_{nh} = p + p_c,$$

де  $P$  – маса елемента, т;

$P_c$  – маса строповочного елемента механізму, т.

Для найбільш віддаленого елемента (туфелька з бетоном)

$$Q_{\text{тр}} = 5 + 0,065 = 5,065 \text{ т}$$

Визначаємо потрібну висоту підйому крана, рис. 5.1.

$$H_{\text{кр}}^{\text{тр}} = h_0 + h_3 + h_e + h_c \text{ ,}$$

де  $h_0$  – перевищення опорної точки монтуемого елемента над рівнем стоянки крана, м;

$h_3$  – безпечна відстань між прохідності елементами та опорною точкою = 0,5 м;

$h_e$  – висота монтуемого елемента, м;

$h_c$  – висота строповочного пристосування, м

$$H_{\text{кр}}^{\text{тр}} = 14,8 + 0,5 + 6,5 + 1,5 = 23,3 \text{ м}$$

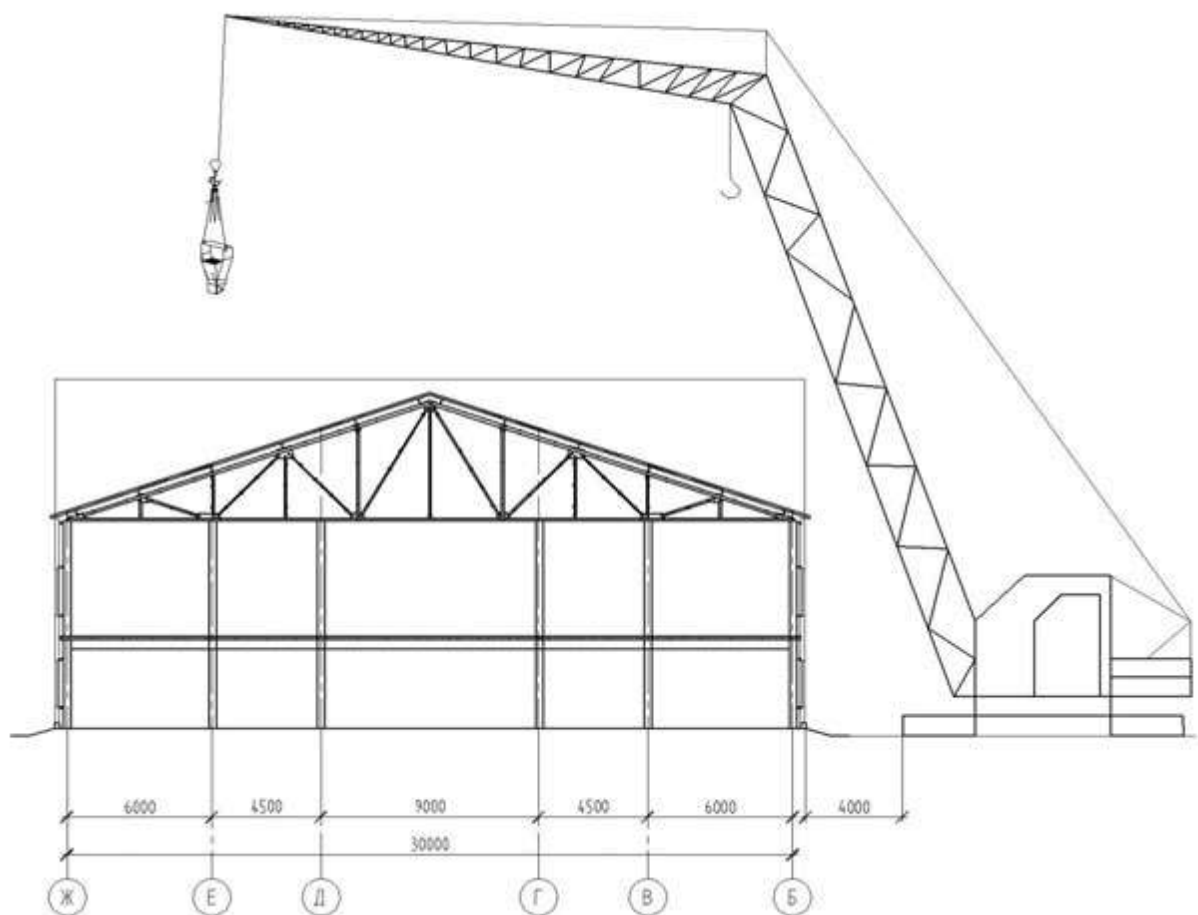


Рис. 5.1. Схема монтажу ферм покриття із застосуванням крана

Необхідний виліт стріли крана для тупельки з бетоном найбільш віддаленого від стоянки крана визначаємо графічним методом. Необхідні вантажні і висотні характеристики для монтажу зводимо в табл. 5.2.

Таблиця 5.2

Монтіруема конструкція	Необхідні параметри				Отримані параметри			
	$Q_{тр}, т$	$L_{тр}, м$	$H_{тр}, м$	$l_{стр}, м$	$Q, т$	$L, м$	$H, м$	$l_{стр}, м$
Піддон з цеглою	5,065	7,4	23,3	21,2	10	8,17	25	24,8

Виходячи із потрібних параметрів крана з вантажним та висотних характеристик вибираємо гусеничний кран СКГ-30/10М, вантажопідйомністю 20 т [25].

### 5.3. Монтаж залізобетонних конструкцій

Монтаж плит здійснює ланка монтажників у складі 3-х чоловік.

Робота з монтажу ведуться гусеничним краном з приоб'єктного складу. Плити складаються в штабелях. Перша плита укладається на підкладці з бруса  $70 \times 70$ , а наступні на підкладці з бруса  $50 \times 50$  мм. Висота штабелів не більше 2400 мм.

При укладанні плит слід стежити за ретельним обпиранням на несучі конструкції і відповідністю площі обпирання вимогам проекту. У час укладання необхідно забезпечувати зазор між плитами і кожну після чого встановлювати після приварки попередньої до закладних деталей.

Сходові марші та сходові майданчики монтують аналогічно плитним елементам перекриттів багатоповерхових будівель. Відмінність полягає в тому, що їх піднімають в похилому положенні і нахил при цьому трохи перевищує їх нахил в проектному положенні.

Це необхідно для того, щоб спочатку обперти на сходовий майданчик нижній кінець маршу, а потім опустити на опору верхній кінець. Перед

укладанням маршу шаблоном перевіряють правильність укладання майданчиків. Сходові марші стропу чотиригілковий стропом.

Стропування конструкцій повинна забезпечувати їх підйом і подачу до місця монтажу в проектному положенні. Піднімаються елементи потрібно утримувати від обертання однією або двома тросовими відтяжками, прикріпленими до кінців елементів. Плити перекриття і покриття, а також сходові марші та площадки досить стійкі і не вимагають тимчасового закріплення. Після вивірки їх остаточно закріплюють способами, передбачені проектом.

Остаточне закріплення збірних залізобетонних конструкції виробляють закладних металевих деталей стикуємих конструкцій, бетонування стиків, заповнення швів розчином.

З метою запобігання металу від корозії зварні стики покривають шаром розчину.

Обсяги робіт підраховують на підставі попередньо опрацьованих планів і розрізів будівлі з проставленими необхідними розмірами, відмітками, маркуванням збірних конструкцій.

### **Контроль якості опалубних робіт.**

У процесі установки опалубки за допомогою нівеліра, рівня, виска, і візуально перевіряється:

- Відповідність форм і геометричних розмірів опалубки кресленнями; правильність прив'язки осей опалубки до базису осей;
- Точність відміток, вертикальність і горизонтальність поверхонь опалубки;
- Правильність установки пробки і закладних частин;
- Щільність щитів, стиків та інших сполучень елементів опалубки між собою.
- Контроль якості арматурних робіт.
- Прийомка встановленої арматури оформляється актом на приховані роботи.

## **Контроль якості бетонних робіт**

У процесі бетонування майстер або виконроб повинен вести спостереження за ходом робіт, а результати записувати в журнал бетонних робіт по встановленою формою. Перевірці підлягає: рухливість і легкоукладальність привозимої бетонної суміші;

- Відповідність геометричних розмірів бетонованих фундаментів розмірах, зазначеним у робочих кресленнях;

- Точність відміток фундаментів і збіг їх осей з креслення осями;

- Вертикальність і горизонтальність поверхонь Фундаментів;

- Відсутність раковин, оголеної арматури, розшарування бетону;

- Міцність укладеного бетону.

## 6. ОХОРОНА ПРАЦІ

### 6.1. Техніка безпеки при виробництві робіт

Усі роботи слід проводити у строгій відповідності зі [35, 38].

Особливу увагу слід звертати на таке:

→ способи стропування елементів конструкцій повинні забезпечувати їх подачу до місця установки в положенні близькому до проектного;

→ елементи монтуються, під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками; не допускається знаходження людей під демонтуватися елементами конструкцій до установки їх в проектне положення і закріплення; при переміщення конструкцій відстань між ними і виступаючими частинами інших конструкцій мають бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі - 0,5 м;

→ бункери для бетонної суміші повинні задовольняти;

→ переміщення завантаженого або порожнього бункера дозволяється тільки при закритому затворі.

### 6.2. Покрівельні роботи

Пристрій покрівлі слід виконувати по робочих кресленнях з дотриманням норм і правил, передбачених главами ДБН [38].

При влаштуванні рулонних і мастичних покрівель поверхню основи повинна бути рівною, міцною, сухою, не мати хисткості.

Сухість основи перевіряють шляхом наклеювання шматка рулонного матеріалу розміром 100 × 100 мм на гарячій мастиці з наступним відірвання його після затвердіння мастики. Мастика не повинна відставати від основи. Просвіти між поверхнею і покладеної триметрової рейкою не повинні бути більше 5 мм. Відхилення від проектного ухилу для скатних покрівель допускаються в межах 5%, для плоских - до 2%. Ухил перевіряють уклономіром.

Якість укладання рулонних матеріалів перевіряють шляхом відриву одного шару від іншого. Розрив повинен проходити по рулонному матеріалу, відшаровування не допускається. Рулонний покрівля не повинна мати повітряних мішків. Якщо такі є, їх проколюють, обробляють мастикою і накочують ковзанкою.

Покрівельні роботи слід виконувати комплексної бригадою, що складається зі спеціалізованих ланок. Покрівельні роботи ведуться комплексною бригадою, у складі 8 осіб. Матеріали подаються на покрівлю за допомогою щоглового підйомника. Пристрій рулонної покрівлі слід проводити в наступній технологічній послідовності:

- пароізоляція;
- утеплювач з жорстких мінералловатних плит;
- цементна стяжка;
- тришаровий рулонний килим.

### **6.3. Оздоблювальні роботи**

Оздоблювальні роботи ведуться у відповідності (Ізоляційні та оздоблювальні покриття). Оздоблювальні роботи, що мають велику трудомісткість, необхідно виконувати готовими оздоблювальними складами і індустріальними оздоблювальними матеріалами, що поставляються централізовано з максимальним використанням засобів механізації.

При виконанні окремих етапів і операцій в обробних роботах повинні витримуватися технологічні перерви, а також дотримуватися вказівки заводів виробників матеріалів і конструкцій, що забезпечують якість виконуваних робіт.

Підйом матеріалів і конструкцій на поверхи рекомендується проводити вантажними підйомниками типу ТП - 17.

Оздоблення фасаду житлового будинку виконується з інвентарних консольних колісок, встановлюються по периметру будівлі, що будується.

На встановлення та експлуатацію інвентарних консольних колісок генпідрядник зобов'язаний розробити відповідний проект.

#### **6.4. Улаштування підлог**

Цементні і мозаїчні покриття виготовляють з бетонних сумішей на портландцементі М400. Перед укладанням покриття поверхню очищають від цементної плівки сталевими щітками. Бетон і розчин укладають в покриття смугами шириною не більше 3,5 м, обмеженими маякових рейками. Бетонну суміш розрівнюють правилом, пересувається по маякових рейках і ущільнюють віброрейками.

Керамічні плитки укладають на стяжку з цементно-піщаного розчину. Підстава попередньо очищають і рясно змочують водою. Після підготовки основи приступають до його розмітці і установці маяків: фриз і закладення спочатку укладають уздовж стіни, протилежної виходу з приміщення, а потім уздовж обох перпендикулярних їй стін. Уздовж стін з виходом з приміщення фриз і закладення укладають після настилання фону.

Покриття з лінолеуму влаштовують по цементно-піщаній стяжці. Перед наклеюванням лінолеум необхідно витримати не менше 2 діб в приміщенні при температурі не нижче 15°C. Приклеюють лінолеум до основи водостійкими клейовими сумішами.

## 7. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

**Темою науково-дослідної роботи є побудова алгоритму визначення несучої здатності згинальних елементів за похилими перерізами**

### 7.1 Можливі випадки руйнування похилого перерізу

Для залізобетонних елементів особливу небезпеку становлять головні розтягуючі напруження  $\sigma_{mt}$ , які набувають максимального значення поблизу опор на рівні нейтральної лінії (тут діють найбільші поперечні сили). Якщо  $\sigma_{mt}$  перевищують розрахунковий опір бетону розтягу, вони є причиною виникнення похилих тріщин. Після їх утворення елемент розділяється на два диски (частини), котрі з'єднані між собою в стиснутій зоні над тріщиною бетоном, а в розтягнутій – поздовжньою, поперечною та відігнутою арматурою, що перетинає тріщину.

З підвищенням навантаження можлива одна з таких схем руйнування (рис. 7.1):

– від переважаючої дії згинального моменту обидві частини елемента обертаються відносно центра ваги стиснутої зони бетону над похилою тріщиною, при цьому вона розкривається, розвивається за висотою, а висота стиснутої зони бетону зменшується; коли напруження в усій арматурі, котра перетинає тріщину, досягнуть граничних значень (арматура потече), відбувається роздроблення стиснутого бетону й елемент руйнується, причому це руйнування за своїм характером подібне до руйнування нормального перерізу від дії згинального моменту. Балка може зруйнуватися за такою схемою й тоді, коли напруження в поздовжній арматурі менше від граничних, але порушене її анкерування та відбувається проковзування арматури в бетоні;

– якщо переріз поздовжньої арматури достатньо великий і забезпечене її надійне анкерування, що перешкоджає повороту обох частин елемента,

руйнування відбувається після того, як напруження в поперечній і відігнутій арматурі, котра перетинає тріщину, досягнуть граничних величин у зв'язку зі зрізуванням бетону над косою тріщиною; обидві частини елемента при цьому зміщуються одна проти одної. Такий характер руйнування пов'язаний із переважаючою дією поперечної сили;

– коли ширина перерізу елементів (таврових, двотаврових), які працюють на згинання, доволі мала, вони можуть руйнуватися в зоні дії поперечних сил у зв'язку з роздробленням бетону стінки між похилими тріщинами від дії головних стискуючих напружень  $\sigma_{mc}$ .

Хоча руйнування елементів при згинанні за похилими перерізами є наслідком спільної дії згинального моменту  $M$  і поперечної сили  $V$ , такі перерізи відповідно до перерахованих можливих схем руйнування розраховували на міцність окремо: на дію  $V$  за похилою тріщиною та за похилою стиснутою смугою й на дію  $M$  за похилою тріщиною.

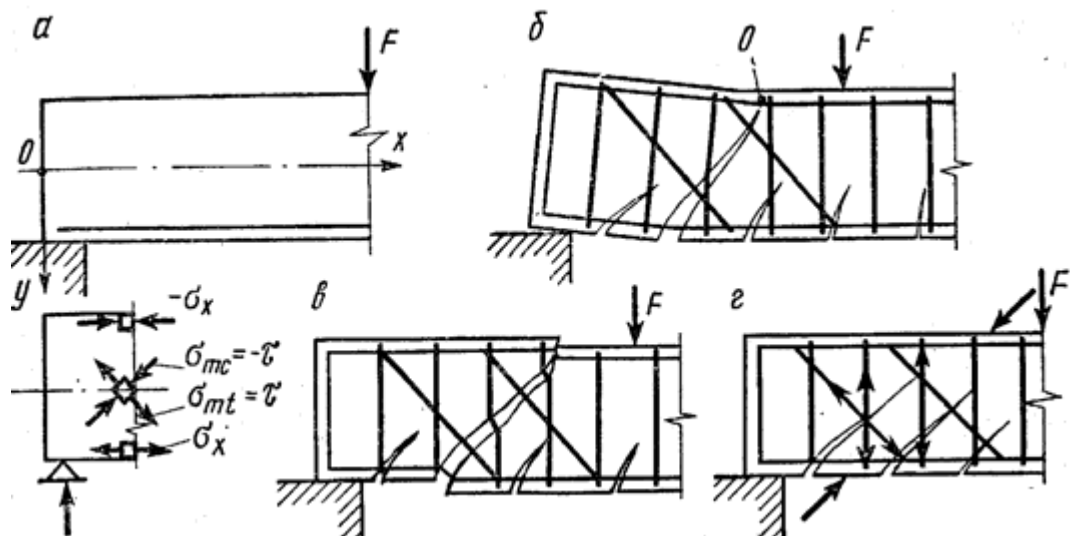


Рис. 7.1. Схеми дії головних напружень (а) і руйнування згинальних елементів у похилому перерізі (б – г)

## 7.2. Еволюція методів розрахунку похилого перерізу

Досліджуючи розвиток уявлень і теорій про роботу залізобетонних елементів, які працюють на згин при дії поперечних сил, можна виділити три

періоди: «класичний», у якому використовувалася *формула Журавського* та розрахунок проводився за головними розтягуючими напруженнями  $\sigma_{mi}$ ; період розрахунку за стадією руйнування та період поглиблення уявлень про НДС балки в зоні небезпечної похилої тріщини.

Класична теорія використовувала основи опору матеріалів і другу стадію НДС залізобетонних елементів, які згинаються. Вона не дозволяла врахувати специфіку поведінки залізобетонних балок у зоні руйнування. Згідно експериментальних даних за наявності розрахункової поперечної арматури, фактичне руйнівне навантаження перевищувало теоретичне в 1,5 – 5 разів, а з іншого боку, за відсутності розрахункової поперечної арматури «класична» теорія не забезпечувала необхідної міцності елементів.

У цей же період *Е. Мерш* запропонував «*фермову аналогію*», котра передбачає повне сприйняття арматурою розтягуючих, а бетоном стискаючих зусиль. У розрахунках залізобетонні балки розглядалися як ферми. Вони розділялися на два пояси – стиснутий і розтягнутий з постійним за довжиною балки плечем внутрішньої пари сил, з'єднані між собою наскрізною решіткою, що складалася з розтягнутих розкосів поперечної арматури та стиснутих уявних бетонних розкосів, ухил яких приймався постійним і дорівнював  $45^\circ$ .

Однак в той же час *Ф. Леонгардт* зробив висновок, що робота балки набагато складніша, ніж це може бути представлено аналогією з будь-якими фермами спеціально видозмінених систем. Механізм дії внутрішніх зусиль у балці після утворення тріщин повинен визначатися не тільки умовами рівноваги, а й деформативністю матеріалів, сумісністю деформацій жорстких бетонних стиснутих елементів і податливих сталевих розтягнутих стрижнів поперечної арматури.

У 1937 р. *М. Боришанський* і *О. Гвоздєв* розпочали дослідження стадії руйнування залізобетонних балок при дії поперечних сил. *М. Боришанський* запропонував дві схеми руйнування похилого перерізу, в яких дія згинального моменту  $M$  і поперечної сили  $V$  розглядалися окремо. Кожна

схема визначалася одним відповідним рівнянням рівноваги внутрішніх і зовнішніх сил, при їх складовні базувалися на наступних передумовах: зусилля передаються лише через бетон над тріщиною й арматуру, котра її перетинає; арматура працює на чистий розтяг; руйнування відбувається, коли несуча здатність бетону та всієї арматури, котра перетинає тріщину, вичерпана. Метод рівноваги граничних зусиль у похилому перерізі був включений у нормативні документи «СНиП II.В.1-62» і при подальшій переробці в СНиП II.В.1-62\* та СНиП II-21-75 та СНиП 2.03.01-84\*.

Теорія розрахунку М. Боришанського, хоча і має недоліки, проте дає можливість більш раціонально й економно призначати поперечну арматуру балок ніж «класична».

Проте в той же час вона не враховує сумісної дії зусиль  $V$  і  $M$ , впливу нагельного ефекту поздовжньої арматури, зачеплення між берегами тріщин, у повній мірі роботу бетону стиснутої зони та інших важливих факторів. У результаті теоретичні граничні зусилля можуть значно відрізнятись від експериментальних.

### **Розрахунок за похилою тріщиною на дію поперечної сили .**

Основне рівняння для забезпечення міцності за похилою тріщиною на дію поперечної сили виводять із умов рівноваги припорної частини залізобетонного елемента, що перебуває під дією зовнішніх і внутрішніх сил (рис. 7.2).

$$V \leq V_c + V_{sw} + V_{s,inc} , \quad (7.1)$$

де  $V$  – рівнодійна всіх поперечних сил від зовнішнього навантаження, розташованих по один бік від розгляданого похилого перерізу. Значення  $V$  приймають у нормальному перерізі, що проходить через найвіддаленіший від опори кінець перерізу, та визначають для рівномірно розподіленого навантаження як

$$V = V_{\max} - cq , \quad (7.2)$$

$q$  – рівномірно розподілене навантаження;

$c$  – проекція небезпечного похилого перерізу на горизонтальну вісь;

$V_c$  – поперечне зусилля, що сприймається бетоном стиснутої зони в похилому перерізі;

$V_{sw}, V_{s,inc}$  – поперечні зусилля, котрі сприймаються відповідно поперечними та відігнутими стрижнями, їх визначають як суму проекцій на нормаль до поздовжньої осі елемента зусиль у хомутах і відігнутих стрижнях, які перетинають похилу тріщину.

Обчислюючи  $V_c, V_{sw}, V_{s,inc}$ , приймають, що в граничному стані напруження в бетоні, поперечній і похилій арматурі досягають граничних значень. Тоді для поперечних стрижнів, нормальних до поздовжньої осі елемента,

$$V_{sw} = \sum f_{ywd} A_{sw}, \quad (7.3)$$

нахилених до поздовжньої осі елемента,

$$V_{s,inc} = \sum f_{ywd} A_{s,inc} \sin \theta, \quad (7.4)$$

де  $f_{ywd}$  – розрахунковий опір розтягу поперечної та відігнутої арматури в розрахунках похилих перерізів на міцність;

$A_{sw}, A_{s,inc}$  – площа поперечного перерізу відповідно поперечної та відігнутої арматури, розташованої в одній площині.

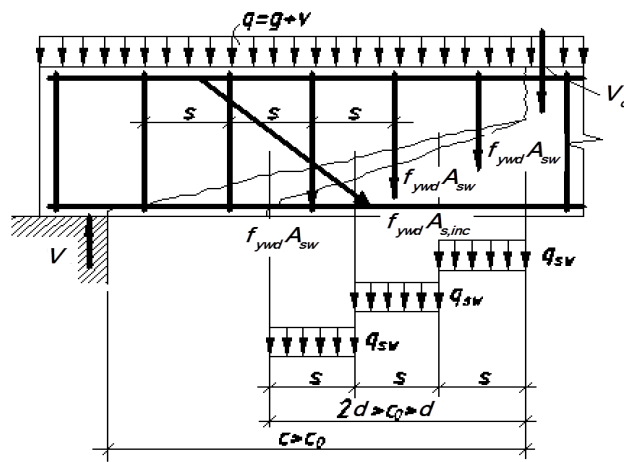
У загальному випадку зусилля, котрі сприймає бетон, визначають за емпіричною залежністю

$$V_c = M_c / c, \quad (7.5)$$

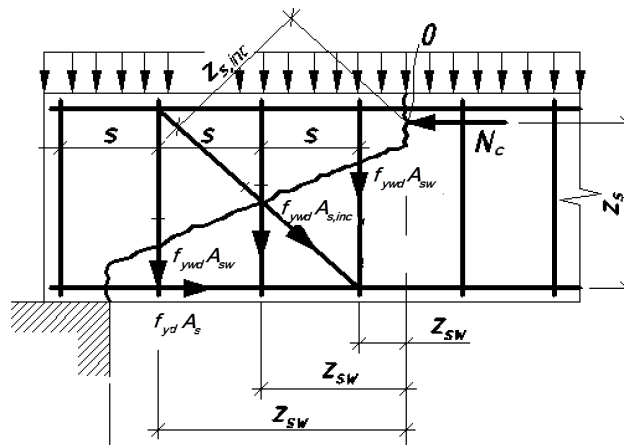
де 
$$M_c = \varphi_{c2} (1 + \varphi_f) f_{ctd} b d^2, \quad (7.6)$$

тут  $\varphi_{c2}$  – коефіцієнт, приймають відповідно до [11] залежно від виду бетону (для важкого бетону 2);

$\varphi_f$  – коефіцієнт, який ураховує вплив стиснутих полицок таврового перерізу.



а



б

Рис. 7.2. Схема розрахункових зусиль у похилому перерізі:

а – при розрахунках на дію поперечної сили;

б – на дію згинального моменту

Довжину проекції похилого перерізу  $c$  визначають таким чином:

– у загальному випадку задаються рядом похилих перерізів з різними значеннями  $c$ , які не перевищують відстані від опори до перерізу з максимальним згинальним моментом і величини  $(\varphi_{c2} / \varphi_{c3})d$ , де  $\varphi_{c3}$  – коефіцієнт, що залежить від виду бетону, приймають згідно з [11] (для важкого бетону дорівнює 0,6);  $c_{\max} = 2 / 0,6d = 3,33d$ ;

– при дії на елемент зосередженого навантаження  $c$  приймають таким, що дорівнює відстані від опори до точок прикладання цих сил;

– при дії на елемент рівномірно розподіленого навантаження значення

$c$  приймають як  $c = \sqrt{\frac{M_c}{q}}$ , якщо  $q \geq 0,56q_{sw}$ , і  $c = \sqrt{\frac{M_c}{q + q_{sw}}}$  в іншому випадку.

Завжди отримані значення  $V_c$  не повинні бути менше ніж  $V_{c,\min} = \varphi_{c3}(1 + \varphi_f)f_{ctd}bd$ .

Зусилля у хомутах підраховується як

$$V_{sw} = q_{sw}c_0, \quad (7.7)$$

де  $q_{sw}$  – зусилля в хомутах, віднесене до одиниці довжини елемента в межах похилої тріщини,  $q_{sw} = f_{ywd}A_{sw}/s$ , тут  $s$  – крок хомутів;  $c_0$  – довжина проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_c}{q_{sw}}}, \quad (7.8)$$

але не повинно бути більше ніж  $2d$ ,  $c$  і менше ніж  $d$ .

Необхідність установлення поперечної арматури за розрахунком перевіряють умовами

$$V_{\max} = 2,5f_{ctd}bd; \quad (7.9)$$

$$V \leq \frac{\varphi_{c4}f_{ctd}bd^2}{c}. \quad (7.10)$$

Величину  $c$  визначають як  $c \leq c_{\max} = 2,5d$ . При розрахунках елементів, навантажених рівномірно розподіленим навантаженням, за виконання умови

$q \leq \frac{\varphi_{c4}f_{ctd}b}{(c_{\max}/d)^2}$  приймають  $c = c_{\max}$ , в іншому випадку  $c = d\sqrt{\frac{\varphi_{c4}f_{ctd}b}{q}}$ .

У разі невиконання хоч би однієї із зазначених умов, поперечну арматуру необхідно розраховувати.

### **Розрахунок похилих перерізів на дію згинального моменту.**

Умову міцності похилих перерізів за згинальним моментом (рис. 7.2, б)записують як

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (7.11)$$

де  $M$  – момент усіх зовнішніх сил, розташованих по один бік від перерізу, що розглядається, відносно осі, котра перпендикулярна площині дії моменту та проходить по середині висоти стиснутої зони бетону над косою тріщиною;  $M_s, M_{sw}, M_{s,inc}$  – моменти зусиль відповідно у поздовжній, поперечній та відігнутий арматурі, що їх перетинає похилий переріз, відносно тієї ж осі

$$\begin{aligned} M_s &= \sum f_{yd} A_s z_s, \\ M_{sw} &= \sum f_{ywd} A_{sw} z_{sw}, \\ M_{s,inc} &= \sum f_{ywd} A_{s,inc} z_{s,inc}, \end{aligned} \quad (7.12)$$

$z_s, z_{sw}, z_{s,inc}$  – відстані від площини розташування відповідно поздовжньої арматури, хомутів і відгинів до вказаної вище осі.

Розрахунок похилих перерізів елементів із постійною висотою перерізу можна не виконувати у разі:

- коли поперечна арматура за розрахунком не потрібна;
- коли вся поздовжня арматура доведена до опори та має спеціальні анкери.

### **Міцність похилої стиснутої смуги.**

Експериментально встановлено, що додержання умови

$$V \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{c1} f_{cd} b d \quad (7.13)$$

у розрахунках елементів, що працюють на згинання, гарантує міцність стінки на стискання. Тут  $V$  – поперечна сила в нормальному перерізі, котрий розташований від опори не ближче ніж  $d$ ,

$$V = V_{\max} - qd, \quad (7.14)$$

де  $\varphi_{w1}$  – коефіцієнт, який ураховує вплив поперечної арматури,

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\rho_w \leq 1,3, \quad (7.15)$$

де  $\alpha = E_{sd} / E_{cd}$ ;  $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b s}$ ;  $\varphi_{c1}$  – коефіцієнт, який ураховує вплив міцності бетону  $\varphi_{c1} = 1 - \beta f_{cd}$  ( $\beta = 0,01$  для важкого бетону).

Для періоду поглиблення уявлень про НДС балки в зоні руйнування за похилим перерізом характерним є розділення проблеми на вивчення впливу окремих факторів: міцності бетону над небезпечною похилою тріщиною ( $V_c, N_c$ ); міцності арматури; можливого згину поздовжньої арматури в області небезпечної похилої тріщини ( $V_c$ ); явища зчеплення граней тріщини ( $F_{crc}$ ) та ін. (рис. 7.3).

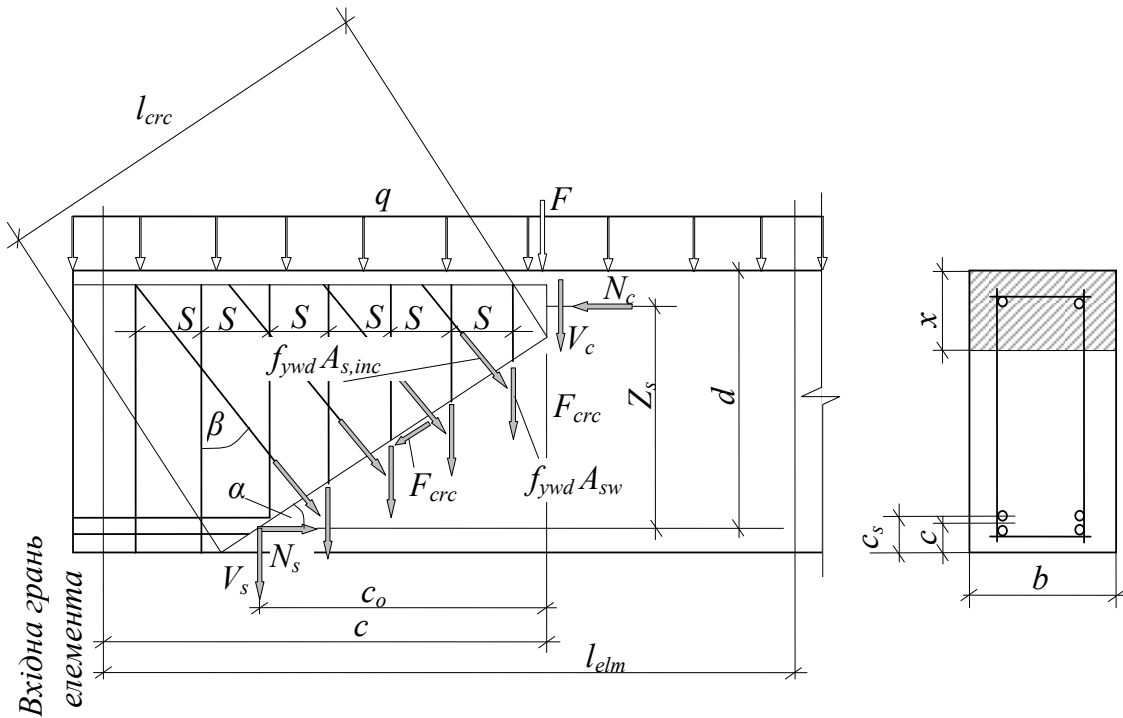


Рис. 7.3. Розрахункова схема зусиль при розрахунках похилого перерізу

### 7.3 Розрахунок несучої здатності залізобетонних перерізів, похилих до поздовжньої осі згідно ДБН [11]

Для елементів, які не потребують розрахунку поперечного армування, розрахункова величина опору зсуву визначається як

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}] b_w d, \quad (7.16)$$

але не повинна бути менше ніж

$$V_{Rd,c} = V_{min} b_w d, \quad (7.17)$$

де  $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$  – коефіцієнт поздовжнього армування;

$A_{s1}$  – площа розтягнутої арматури, котра заводиться на відстань  $\geq (l_{bd} + d)$  за переріз, який розглядається;

$b_w$  – найменша ширина поперечного перерізу елемента в розтягнутій зоні. Рекомендується приймати  $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$ ;

$\gamma_c = 1,3$  – коефіцієнт надійності за бетоном при стискові;

$$V_{\min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0. \quad (7.18)$$

Згідно норм для розрахунку елементів з поперечною арматурою на ряду з загальною деформаційною моделлю рекомендується використовувати «фермову аналогію» (рис. 7.3), в основу якої закладена аналогія між залізобетонним елементом, який працює на сприйняття поперечних сил і розкісною фермою.

Верхній пояс такої ферми утворює бетон стиснутої зони, нижній – розтягнута арматура. Пояси з'єднані наскрізними стрижнями, де розтягнуті елементи представлені поперечною арматурою, а стиснуті – уявними бетонними розкосами, кут нахилу яких може змінюватися.

При цьому використовуються наступні позначення:  $\alpha$  – кут між поперечною арматурою та віссю балки, перпендикулярною до поперечної сили;  $\theta$  – кут між стиснутим бетонним умовним елементом і тією ж віссю балки (його величина має обмежуватися  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ );  $N_{td}$  – розрахункова величина зусилля розтягу у поздовжній арматурі;  $N_{cd}$  – розрахункова величина зусилля стиску бетону в напрямку поздовжньої осі елемента;  $z$  – плече внутрішньої пари сил для елемента з постійною висотою перерізу, котре відповідає згинальному моменту в елементі, що розглядається. При розрахунку на зсув залізобетонних елементів, можна приймати  $z = 0,9d$ .

Для елементів із вертикальним поперечним армуванням за опір зсуву приймається менша із величин:

– поперечна сила, котру може сприйняти поперечна арматура за умови, що напруження в ній досягають межі текучості

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta ; \quad (7.19)$$

– максимальна поперечна сила, котру можуть сприйняти стиснуті розкоси

$$V_{Rd,max} = b_w z v_1 f_{ywd} / (\cot \theta + \tan \theta) , \quad (7.20)$$

тут  $v_1$  – коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві

$$v_1 = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]. \quad (7.21)$$

Якщо значення розрахункових напружень у поперечній арматурі менше ніж  $0,8 f_{yk}$ , то можна приймати  $v_1 = 0,6$  при  $f_{ck} \leq 60$  МПа і  $v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5$  при  $f_{ck} \geq 60$  МПа.

Для елементів з нахилоною поперечною арматурою за опір зсуву приймається менша із наступних величин

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha , \quad (7.22)$$

$$V_{Rd,max} = b_w z v_1 f_{ywd} / (\cot \theta + \cot \alpha)(1 + \cot^2 \theta) . \quad (7.23)$$

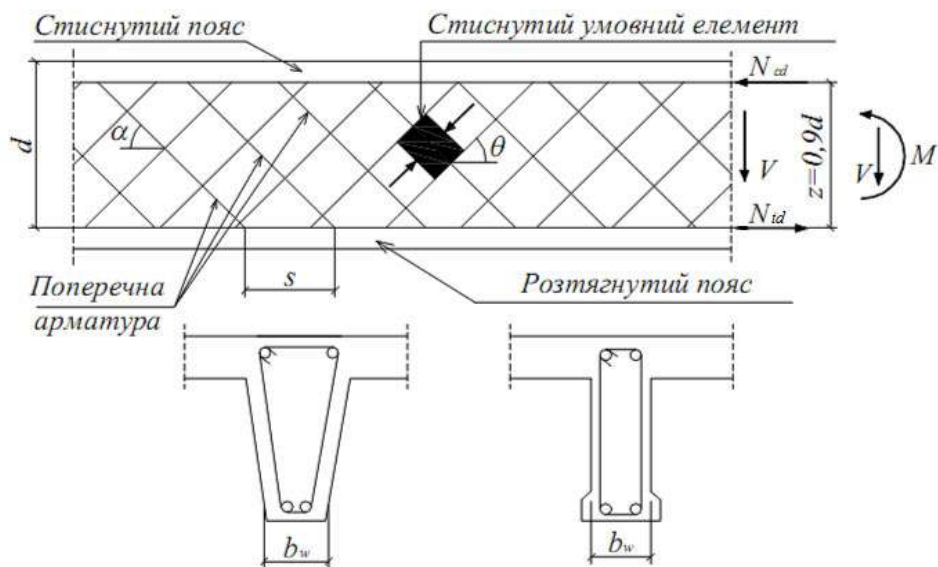


Рис. 7.4. «Фермова аналогія» для розрахунку згинальних елементів у похилому перерізі

Максимальна приведена площа поперечного перерізу поперечної арматури при  $\cot \theta = 1$  має визначатися як  $\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} v_1 f_{cd}$  або

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2 \sin \alpha} v_1^2 f_{cd}^2.$$

Додаткову силу розтягу  $\Delta N_{td}$  у поздовжній арматурі внаслідок зсуву  $V_{Ed}$  підраховують як

$$\Delta N_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha). \quad (7.24)$$

Значення  $(M_{Ed} / z) + \Delta N_{td}$  повинно прийматися не більше ніж  $M_{Ed,max} / z$ , де  $M_{Ed,max}$  – максимальний момент уздовж балки.

Найбільша поперечна сила за умови повного використання міцності бетону буде досягнута при умові  $V_{Rd,s} = V_{Rd,max}$ . Враховуючи залежності

$$\sin 2\theta = \frac{2tg\theta}{1+tg^2\theta} \text{ і } 1 = ctg^2\theta = \frac{1}{\sin^2\theta} \text{ отримано вираз [18] для визначення кута } \theta$$

при відомому значенні поперечної сили

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin \frac{2V_{Ed}}{z b_w v_1 f_{cd}}, \quad (7.25)$$

або при відомому поперечному армуванні

$$\theta = \arcsin \sqrt{\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s v_1 f_{cd}}}. \quad (7.26)$$

Якщо використовувати аналогію, то виконання умови  $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$  представляє собою розрахунок на міцність поперечного перерізу на дію поперечних сил за похилою тріщиною (за умови, що поперечна сила сприймається лише поперечною арматурою);  $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$  – розрахунок похилої стиснутої смуги між похилими тріщинами, а умова  $N = A_s f_{yd} N_{td} \leq N_{td}$  – розрахунок поперечного перерізу на дію згинальних моментів.

Мінімальний коефіцієнт поперечного армування визначається за виразом  $\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}$ , а максимальний крок  $s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha)$ , де

$\alpha$  – кут між поперечною арматурою та поздовжньою віссю, максимальний крок стрижнів не повинен перевищувати  $s_{b,\max} = 0,6d(1 + \cot \alpha)$ .

Плита, в якій передбачається поперечне армування повинна мати товщину більше 200 мм.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Магістерська кваліфікаційна робота на тему «Проектування автомобільного салону із центром діагностики» складається зі 139 сторінок тексту, 11 листів графічних креслень, розміщених у додатках та переліку використаних джерел із 41 найменування. Під час навчання авторкою КМР було опубліковано тези доповідей за матеріалами міжнародних науково-технічних конференцій.

За результатами виконаної роботи можна зробити наступні висновки:

- розроблені об'ємно-планувальне та архітектурно-конструктивне рішення будівлі автомобільного салону;
- виконаний аналітичний розрахунок та конструювання залізобетонних конструкцій: багатопорожнистої плити перекриття, сходового маршу, ригеля, колони, фрагменту поперечної рами будівлі;
- побудований інженерно-геологічний розріз, що базується на параметрах інженерно-геологічних умов будівельного майданчика;
- виконаний аналітичний розрахунок та конструювання стовпчастого фундаменту під колону;
- розроблений будгенплан, наведені прив'язки руху кранів, складування конструкцій і матеріалів, місця влаштування тимчасових будівель і споруд, та тимчасових доріг;
- розроблена технологічна карта на улаштування надземної частини будівлі;
- розроблений календарний графік виробництва будівельно-монтажних та спеціальних робіт, наведені методи виконання основних будівельно-монтажних робіт. Загальна тривалість будівництва складає 13 місяців.

**Темою науково-дослідної роботи є побудова алгоритму визначення несучої здатності згинальних елементів за похилими перерізами.**

Встановлено, що:

→ Не дивлячись на простоту розрахунку метод «фермової аналогії», що покладений в основу діючих норм, не враховує сукупність факторів, які суттєво впливають на несучу здатність похилого перерізу. Це приводить до значного зниження міцності згинальних елементів у похилих порізах і суттєвих перевитрат поперечної арматури. Все це свідчить про необхідність впровадження нових підходів до розрахунку несучої здатності згинальних елементів у похилих перерізах.

→ На думку багатьох учених, найбільш перспективним для розробки сучасного інженерного розрахунку похилих перерізів є метод граничної рівноваги, котрий дозволяє перейти від різних умовностей і аналогій до реальної роботи елемента й оцінюванні його несучої здатності за фактичними зусиллями, котрі діють в стадії руйнування.

## ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Яковенко І.А. Напрями наукових досліджень кафедри будівництва НУБіП України / І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Зб. тез доп. X Міжн. наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 116-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) та 125 річниці НУБіП України (24–25 лютого 2023 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2023. – С. 488–491.

2. Бакуліна В.М., Дуганов А.О. Ефективні будівельні матеріали та технології // Збірник тез доповідей XI Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання» з нагоди 117-ї річниці від дня народження доктора технічних наук, професора, віцепрезидента УАСГН Крамарова Володимира Савовича (1906-1987) 22-23 лют. 2024 р., м. Київ : МОН України, Національний університет біоресурсів і природокористування України / Орган. ком. гол. орг. ком. С. М. Ніколаєнко [та ін.]. - К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. - С. 382 - 385

3. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).

4. Будинки адміністративного та побутового призначення. Будинки і споруди: ДБН В.2.2-28:2010. – [Чинний від 2011-01-10]. – К. : КИЇВЗНДІЕП, 2011. –28 с. – (Державні будівельні норми України)

5. Навантаження і впливи: норми проєктування : ДБН В.1.2.–2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).

6 Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. Система проєктної документації для будівництва : ДСТУ Б А.2.4-7:2009. – [Чинний від 2009-24-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).

7. Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).

8. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.

9. Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З.І. Котеньова. – Харків : ХНУБА, 2007. – 170 с.

10. Бакулін Є.А. Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд : навчальний посібник / Є. А. Бакулін, В. М. Бакуліна, Н. О. Костира. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. – 264 с.  
<https://dglib.nubip.edu.ua/handle/123456789/11201>

11. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

12. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України.

13. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).

14. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний з 2016-04-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2016. – 258 с. – (Національний стандарт України).

15. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.

16. Bakulin Y.A. Engineering protection and prepatation of territories : study guide; under the editorship of cand tech. science Ye.A. Bakulin / Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina. – Kyiv : NULES of Ukraine, 2022. – 205 p.

17. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проєктування в будівництві" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 91 с.

18. Бабич Є.М. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок : навчальний посібник / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич. – 2-ге видання, перероблене і доповнене. – Рівне : НУВГП, 2017. – 191 с.

19. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К.: Толока, 2017. 627 с.

20. Бамбура А.М. Проєктування залізобетонних конструкцій : посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; за ред. А.М. Бамбури. – К. : Майстер книг, 2018. – 240 с.

21. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язев, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.

22. Кінаш Р.І. Архітектурні конструкції виробничих будівель / Р.І. Кінаш. – Львів: Львівська політехніка, 2015. – 288 с.

23. Інженерна геологія (з основами геотехніки): підручник для студентів ВНЗ / [Суярко В.Г. , В. М. Величко, О. В. Гаврилюк та ін.]; за заг. ред. проф. В. Г. Суярка. – Харків: ХНУ ім. В.Н. Каразіна, 2019. – 278 с.

24. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проєктування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

25. Шаповал С. В. Будівельна техніка та виробнича база будівництва: конспект лекцій для студ. усіх форм навчання освітньо-кваліфікаційного рівня «бакалавр» спец. 192 – Будівництво та цивільна інженерія / С. В. Шаповал, О. М. Болотських. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 140 с.

26. Угненко Є.Б. Основи організації будівництва та будівельного виробництва : конспект лекцій / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко, Н.В. Белікова . – Харків : УкрДУЗТ, 2019. – Ч. 1. – 81 с.

27. Бакулін Є.А. Деформації як індикатори небезпек та ризику руйнування експлуатованих будівель /Є.А. Бакулін // Будівництво України. – 2013. – №5. – С. 2– 5.

28. Дмитренко Є.А. Чисельне моделювання моменту утворення тріщин у залізобетонних конструкціях із застосуванням ПК «САПФІР» / Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2021. – Вип. 39. – С. 74–83.

29. Дмитренко Є.А. Особливості чисельного моделювання моменту утворення тріщин залізобетонних конструкцій у ПК «Сапфір» / Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко // Збірник тез доповідей міжнародної науково-практичної онлайн конференції «Сучасні проблеми та перспективи розвитку машинобудування України», присвяченої 20-й річниці з дня створення факультету конструювання та дизайну Національного університету біоресурсів і природокористування України (23-24 вересня 2021 р.). – К.: НУБіП України, 2021. – С. 58–61.

30. Яковенко І. А. Експериментальні дослідження міцності і тріщиностійкості у залізобетонних складених конструкціях / І. А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 319–328.

31. Emelyanov, S., Nemchinov, Y., Kolchunov, V., & Yakovenko, I. (2016). Details of large-panel buildings seismic analysis. Enfoque

32. Yakovenko I.A. Influence of reinforcement parameters on the width of crack opening in reinforced concrete structures / I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko // Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph. – Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – P. 510–536. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>

33. Системи протипожежного захисту : ДБН В.25–56:2014. . – [Введені в дію з 2015–07–01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України).

34. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).

35. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

36. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

37. Правила визначення вартості будівництва : ДСТУ Б.Д.1.1–1:2013. – [Чинний з 2014-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 88 с. – (Національний стандарт України).

38. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"

39. Павліков А.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009): навчальний посібник/ А.М.Павліков, О.В.Бойко. За ред А.М.Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 85 с.

40. Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В., Гомон П.С. Розрахунок нормальних перерізів залізобетонних балок з одиничним армуванням / Ресурсоекономні матеріали, будівлі та споруди: Збірник наукових праць, Вип 25, Рівне, 2013. – С. 205-211.

41. Корнійчук О.І. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів згідно нових нормативних документів ДБН В.2.6.-98 та ДМТУ Б В.2.6-156/ Ресурсоекономні матеріали, будівлі та споруди: Збірник наукових праць, Рівне, 2012. – С. 269-274.

# ДОДАТКИ