

ДЕРЖАВНИЙ ВИЩИЙ НАВЧАЛЬНИЙ ЗАКЛАД
«ПРИДНІПРОВСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА
АРХІТЕКТУРИ»

«Навчально-науковий інститут інноваційних освітніх технологій»

(повне найменування інституту, факультету)

«Залізобетонні і кам'яні конструкції»

(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка

до дипломного проекту

другий (магістерський)

(рівень вищої освіти)

на тему «Проектування п'ятиповерхового житлового будинку
в м. Запоріжжя»

Виконав: здобувач вищої освіти

2 курсу, гр. ПЦБз-19 мп

спеціальності

192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

ОПП «Промислове та цивільне будівництво»

(назва ОП)

Рапопорт Тетяна Василівна

(прізвище та ініціали)

Керівник Нікіфорова Тетяна Дмитрівна

(прізвище та ініціали)

Рецензент Ковтун-Горбачова Тетяна

Анатоліївна

(прізвище та ініціали)

Оцінка захисту дипломної роботи(проекту)

_____ (сума балів, оцінка ЕСТС, оцінка за національною шкалою)

Секретар ЕК _____ / Мислицька А.О. /
(підпис) (прізвище та ініціали секретаря ЕК)

До репозитарію академії передано

«___» _____ 20__ р.

_____ відмітка бібліотеки

Дніпро – 2020

6. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
<i>Архітектура</i>			
<i>Варіантна частина</i>	<i>д.т.н., проф. Нікіфорова Т.Д.</i>		
<i>Конструкції</i>	<i>д.т.н., проф. Нікіфорова Т.Д.</i>		
<i>Технологія будівельного виробництва</i>			
<i>Економіка будівництва</i>	<i>д.т.н., проф. Нікіфорова Т.Д.</i>		
<i>ОП та безпека в надзвичайних ситуаціях</i>	<i>д.т.н., проф. Нікіфорова Т.Д.</i>		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Строк виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	<i>Варіантна частина</i>	<i>28.09 – 11.10</i>	
2	<i>Архітектура</i>	<i>12.10 – 25.10</i>	
3	<i>Конструкції</i>	<i>26.10 – 15.11</i>	
4	<i>Технологія будівельного виробництва</i>	<i>16.11 – 22.11</i>	
5	<i>ОП та безпека в надзвичайних ситуаціях</i>	<i>23.11 – 29.11</i>	
6	<i>Економіка будівництва</i>	<i>30.11 – 06.12</i>	
	<i>Оформлення кваліфікаційної роботи</i>	<i>06.12 – 09.12</i>	<i>80%</i>
	<i>Перевірка на плагіат</i>	<i>10.12. – 11.12</i>	<i>100%</i>
	<i>Попередній захист</i>	<i>12.12 – 13.12</i>	<i>100%</i>
	<i>Рецензія дипломної роботи та відгук керівника</i>	<i>14.12 – 15.12</i>	

Здобувач вищої освіти _____ Рапопорт Т.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник проекту _____ Нікіфорова Т.Д.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Зміст

Вступ.....	
1. Архітектурна частина.....	
2. Варіантна частина.....	
3. Конструктивна частина.....	
4. Технологія будівельного виробництва.....	
5. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	
Література.....	
Анотація.....	

ВСТУП

Актуальність. Житлове будівництво – одне з найголовніших структурних елементів економіки будь-якої країни. Забезпеченість житлом є одним із соціально значимих показників рівня життя населення в Україні. На сьогодні, за даними Мінрегіону України, житловий фонд складає понад 900 млн. м² і близько 80% з нього – застаріле житло, яке характеризується значним моральним та фізичним зносом (невідповідність сучасним вимогам щодо архітектурно-планувальних рішень приміщень, енергоефективності, звукоізоляції, інженерно-технічного обладнання тощо). Потреба у задоволенні попиту населення країни в житлі існує постійно і може бути вирішена шляхом розвитку житлового будівництва, розробки нових проектів відповідно до чинних норм, стандартів та технологій. Таким чином, обрана тема магістерської роботи «Проектування п'ятиповерхової житлової будівлі у м. Запоріжжя» є **актуальною**.

Мета. Розробити та обґрунтувати архітектурно-конструктивне рішення та основні заходи з організації та планування робіт при зведенні житлової будівлі.

Задачі:

- 1) розробити архітектурно-планувальне та конструктивне рішення житлової будівлі;
- 2) варіантна частина;
- 3) виконати розрахунки основних несучих конструкцій житлової будівлі;
- 4) розробити основні заходи з технології виконання будівельних робіт та охорони праці при зведенні житлової будівлі;
- 5) визначити техніко-економічні показники житлової будівлі;
- 6) виконати пояснювальну записку та креслення розроблених архітектурно-планувальних та технологічних рішень, а також основних несучих конструкцій житлової будівлі.

Об'єкт дослідження – житлова будівля.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>			
<i>Разраб.</i>		<i>Рапопорт Т.В.</i>			<i>Лит.</i>	<i>Лист</i>	<i>Листов</i>
<i>Провер.</i>							
<i>Реценз.</i>					<i>ДВНЗ ПДАБА</i>		<i>Арк.</i>
<i>Н. Контр.</i>							
<i>Утверд. Арк.</i>	<i>Нікіфоров</i>	<i>№ докум. Д.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>			

Вступ

Будинок що проектується являє собою малоповерхову житлову забудову, яка в цей же час є частиною житлового комплексу малоповерхової забудови з дитячим дошкільним закладом і суспільно-торгівельним центром в житловому поселенні по вул. Медичній в м. Запоріжжі (рис. 1, 2).



Рисунок 1.1 – Житловий комплекс малоповерхової забудови в м. Запоріжжі



Рисунок 1.2 – Ситуаційний план

Будівля, що проектується відповідає своєму призначенню і задовольняє наступним вимогам:

- функціональним, таким, що відображає відповідність розмірів і розташування приміщень призначенню будівлі;
- технічним, забезпечуючим захист приміщень від дій зовнішнього середовища, а також достатню міцність, стійкість, довговічність і вогнестійкість основних конструкцій будівлі;

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

(клас будівлі II)

- естетичним, виконання яких формує зовнішній вигляд будівлі (шляхом вибору відповідних будівельних матеріалів), забезпечує їх високу якість і гармонійний зв'язок будівлі з довкіллям;
- протипожежним, облік яких гарантує при підборі відповідних конструкцій достатню міру вогнестійкості;
(міра вогнестійкості будівлі II);
- економічним, передбачаючи зменшення витрат праці, матеріалів і скорочення термінів зведення будівлі.

1.1 Коротка характеристика природно - кліматичного району будівництва

Кліматологічні й геофізичні дані прийняті згідно з норм проектування ДБН 360-92* «Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень».

Кліматичні умови відведеної ділянки характерні для міста Запоріжжя.

Місто Запоріжжя розташоване в III-ій кліматичній зоні, південно-східній частині України на обох берегах Дніпра. В цілому клімат міста помірно континентальний з м'якою зимою і теплим (інколи спекотливим) літом. (дивись додаток А, табл. 1.1)

Середньорічна температура повітря складає 9,4 °С, найбільш низька вона в січні (мінус 4,2 °С), найбільш висока – в липні (22,0 °С).

Найбільш низька середньомісячна температура повітря в січні (мінус 14,1 °С) зафіксована, найбільш висока (2,6 °С).

Найбільш низька середньомісячна температура в липні (19,5 °С) , найбільш висока (26,5 °С).

Абсолютний мінімум температури повітря (мінус 31,8 °С), абсолютний максимум (39,9 °С). (дивись додаток А, табл. 1.2)

В середньому за рік в Запоріжжі випадає 510 мм атмосферних опадів, менше всього їх в жовтні, більш всього – в червні.

Мінімальна річна кількість опадів (273 мм), максимальне (770 мм).

Максимальна добова кількість опадів (120 мм). В середньому за рік в місті спостерігається 121 день з осіданнями; менше всього їх (по 6–7) в серпні і вересні, більш всього (18) – в грудні.

Щорік в Запоріжжі утворюється сніговий покрив, проте його висота незначна. Середнє значення висоти снігового покриву складає 14 см, найбільше значення 35 см. (дивись додаток А, табл. 1.3)

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Відносна вологість повітря в середньому складає 73%, найменша вона в серпні (62%), найбільша – в грудні (87%). (дивись додаток А, табл. 1.4)

Найбільшу повторюваність в Запоріжжі мають вітри з півночі і північного сходу, найменшу – з південного заходу.

Переважаючий напрям вітру в теплий період - північний і північно-східний, в холодний період - північно-східний і східний (рис. 1.3.) (дивись додаток А, табл. 1.5)

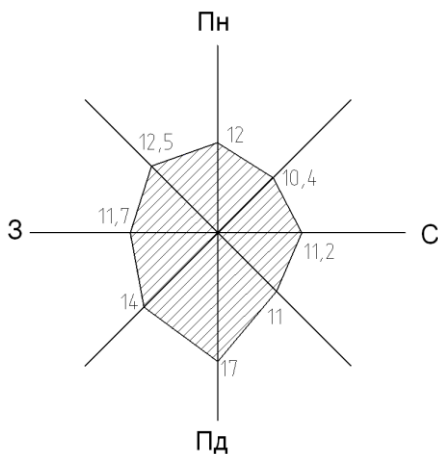


Рисунок 1.3 – Роза вітру

Середня швидкість вітру складає 3,8 м/с, посилюючись до 4,2 м/с на околицях міста. Максимальна швидкість вітру, до 28 м/с, спостерігається один раз в 15-20 років.

Середня глибина промерзання ґрунту складає 0,8 метрів, максимальна - близько 1,0 метра.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Житловий будинок запроектований двосекційним з температурним швом. Секції мають прямокутну форму в плані й наступні габаритні розміри: в осях 1-9 – 22,8 м, в осях 10-17 – 19,8 м, в осях А-Є – 14,4 м (рис. 4.). Висота будівлі запроектована 21,8 м.

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

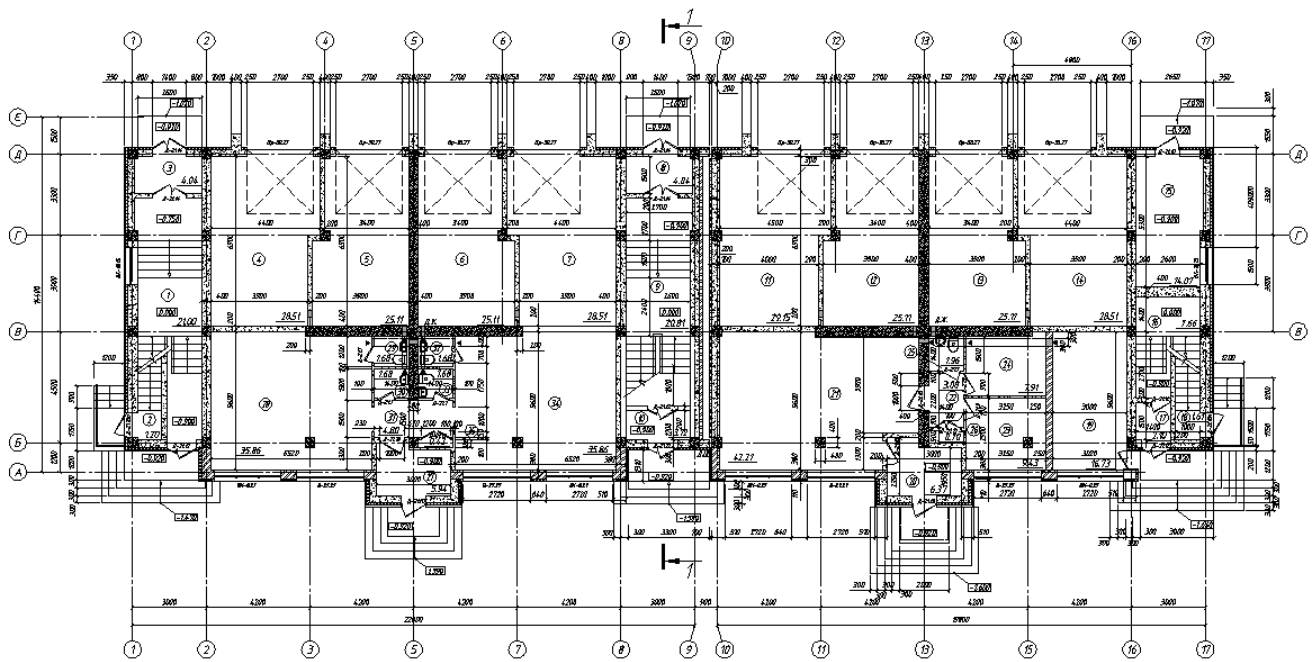


Рисунок 1.4 – План першого поверху, на відм. - 0,900

По висоті житловий будинок складається з технічного підпілля, 1-го нежитлового поверху, 4-х житлових поверхів, та горища.

На першому поверсі розташовано 8 гаражів на 8 машино-місць, в'їзд до яких здійснюється з дворового проїзду через автоматичні ворота. Враховуючи протипожежні норми гаражі мають окремі в'їзди і не сполучаються з будинком, тому пересування людей з гаражу в житлову частину будівлі здійснюється безпосередньо тільки через вулицю. Гаражі, обладнано автоматичними установками пожежної сигналізації та ручними пожежними сповіщувачами. Для сервісу і охорони автостоянки на 1-му поверсі запроектовані приміщення пожежної сигналізації. Також на першому поверху запроектовано приміщення топочної. Зі сторони головного фасаду на 1-му поверсі запроектовано приміщення аптеки $S=71,7 \text{ м}^2$, та приміщення для занять з дітьми $S=89,6 \text{ м}^2$, які мають окремі входи. Висота першого поверху запроектована 3,9 м. Відміткою чистої підлоги першого поверху прийнято рівень $+0,900 \text{ м}$.

Вхід до житлової частини будинку здійснюється через під'їзди, які розташовані в осях 1-17 головній фасад, та 17-1 дворовий фасад. Дворові й центральні під'їзди сполучаюся між собою. За відмітку $\pm 0,000$ прийнято

Арк.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата
------	------	----------	--------	------

рівень чистої підлоги сходової клітки житлового будинку. Висота житлових поверхів запроектовано 3,3 м (3,0 м від підлоги до стелі)

Проектом передбачено 16 квартир, 8 – трикімнатних, які розташовані в першій секції у вісях 1-9 , 4 – двокімнатних і 4 – чотирикімнатних розташованих у вісях 0-17 (табл. 6.).

Таблиця 1.6

Техніко-економічні показники квартир

№ П/П	Найменування показника	Один. виміру	Показники по квартирам				Показники на будинок
			№1	№2	№3	№4	
1	Тип квартири		3а	3б	2а	4а	3а-4, 3б-4, 2а-4, 4а-4
2	Житлова площа квартири	м2	63.35	63.35	56.69	83.90	1069.16
3	Площа літніх приміщень	м2	9.71	9.71	5.83	13.59	155.36
4	Площа літніх приміщень(приведена)	м2	3.98	3.98	2.04	5.92	63.68
5	Приведена загальна площа квартири	м2	117.39	113.90	99.07	132.96	1853.28

Квартири розроблено з урахуванням санітарно-гігієнічних вимог при проектуванні житла відповідно до умов фізико-географічного районування території України включаючи у себе вимоги до інсоляції, природного освітлення, провітрювання, іонізації та мікроклімату приміщень житлових будинків, захисту їх від шуму, вібрації, електромагнітного і радіоактивного випромінювання згідно з діючих норм.

1.3 Конструктивні рішення

- **Конструктивний тип** – каркасний
- **Конструктивна система** – каркасно-стовбурна, де колони та діафрагми жорсткості, є вертикальними несучими елементами. Колони мають звичайний перетин та наступні розмірами 400х400 мм. Діафрагма жорсткості має хрестоподібну форму, товщина 400 мм.
- **Фундамент** – залізобетонний пальовий.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

- **Стіни зовнішні** – стіни першого поверху з сторони головного фасаду виконано з цегли $\delta = 510$ мм під штукатурку і фарбування. Стіни всього будинку виконано в полегшеній кладці з газобетонних блоків під штукатурку і фарбування, товщиною $\delta = 400$ мм. Зовнішні стіни підвалу виконуються з монолітного залізобетону, в рівні нижче за поверхню землі. Вище рівня землі стіни підвалу виконуються із зовнішнім облицюванням цеглиною.
- **Стіни внутрішні** – газобетонні блоки 400 мм,
- **Перегородки** - внутрішні перегородки також з газобетонних блоків завтовшки $\delta = 300$ мм, 100 мм.
- **Покриття і перекриття** – перекриття запроектовано монолітним залізобетонним завтовшки 200 мм.
- **Покрівля** – плоска чотиришарова рулонна. Водостік з покрівлі організований зовнішній, запроектований з чотирма водоприймальними воронками.
- **Сходи** - сходові марші монолітні залізобетонні.

Просторову жорсткість житлового будинку забезпечує розділення статичних функцій між каркасом, що сприймає вертикальні навантаження, і стилом, що сприймає горизонтальні навантаження і дії.

1.4 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стінової конструкції

Розрахунок виконується з урахуванням нових, підвищених нормативів опору теплопередачі зовнішніх конструкцій, що обгороджують, відповідно ДБН В.2.6-31:2006 «**Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель**».

Вихідні дані:

Конструкція – зовнішня стіна

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

За картою-схемою температурних зон України м. Запоріжжя розташоване в II-й температурній зоні. Мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішніх стін житлових будинків для II температурної зони становить

$$R_{q \min} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Розрахункове значення коефіцієнтів тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції дорівнює:

$$\alpha_3 = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}};$$

$$\alpha_6 = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}.$$

Розрахункове значення температур внутрішнього повітря дорівнює

$$t_6 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$$

Розрахункове значення відносної вологи дорівнює

$$\varphi_6 = 50 - 60\%$$

Вологостійкий режим – нормальний

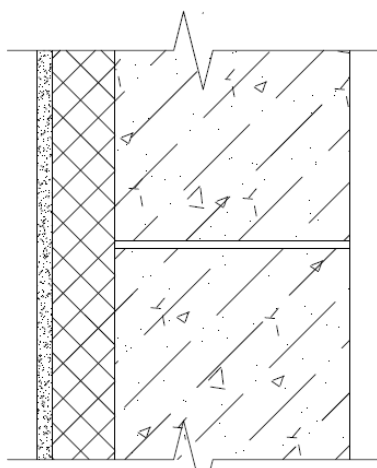
$$12 < t_6 \leq 24^\circ\text{C}$$

$$12 < 20 \leq 24^\circ\text{C}$$

$$50 < \varphi \leq 60$$

Умови експлуатації – “Б”.

За умовами експлуатації визначасмо розрахункові характеристики матеріалів:



1. Блоки газобетону:
 $\rho_0 = 1000 \text{ кг/м}^3$;
 $\lambda_1 = 0,44 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{К}$;
 $\delta_1 = 300 \text{ мм} = 0,3 \text{ м}$;

2. Утеплювач – пінополістирольна плита:
 $\rho_0 = 50 \text{ кг/м}^3$;
 $\lambda_2 = 0,045 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{К}$;
 $\delta_2 = ?$

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Рисунок 1.4 – Конструкція стінової панелі

3. Вапняно-піщана штукатурка:

$$\rho_0 = 1800 \text{ кг/м}^3;$$

$$\lambda_3 = 0,93 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{К};$$

$$\delta_3 = 0,02 \text{ мм};$$

Розрахуємо за теплотехнічними показниками необхідну товщину теплозахисного шару.

$$\delta_{y.u.} = R_{q \min} - \left(\frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_3} \right) \cdot \lambda_{y.u.}$$

$$\delta_3 = \left(3,3 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,3}{0,44} - \frac{0,02}{0,93} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,045 = 0,073 = 0,08 \text{ м.}$$

Приймаємо товщину утеплювача $\delta_3 = 0,08 \text{ м} = 80 \text{ мм}$.

Розраховуємо сумарний опір теплопередачі:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_3}$$

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,3}{0,44} + \frac{0,08}{0,045} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{1}{23} = 3,638 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

Виконуємо перевірку виконання обов'язкових умов проектування огорожувальних конструкцій

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \min};$$

$$3,638 \geq 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт};$$

обов'язкова умова виконується.

За розрахунковими даними товщина стіни становить:

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0,3 + 0,08 + 0,02 = 0,4 \text{ (м)} = 400 \text{ мм}$$

Конструктивне рішення зовнішніх стін забезпечує виконання санітарно-гігієнічних вимог для житлової будівлі.

1.5 Вентиляція, опалення та кондиціонування

1.1. Вентиляція

Будівля оснащена двома типами витяжних систем – традиційна та примусова. Використання примусової вентиляції передбачено в гаражах, приміщенні топочної, санітарних вузлах, допоміжних приміщеннях. В інших приміщеннях використовують приточно-витяжну механічну вентиляцію.

1.2. Опалення

Проектом передбачена автономна (індивідуальна) котельня розташована в технічному підпіллі житлової будівлі.

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

1.6 Інженерні системи

Проектом передбачено використання звичної системи холодного водопостачання від загальних міських мереж, а також централізована система каналізації.

Система енергопостачання запроектованої будівлі традиційна від міської електромережі з забезпеченням безперебійного та стабільного постачання електроенергії, яка передбачає захист від стрибків напруги та нестачі потужності завдяки стабілізаторам навантажень, що нейтралізують можливі негаразди електропостачання.

Житловий будинок забезпечений сучасною системою безпеки, яка включає систему відеоспостереження, систему контролю доступу, контролю та запобігання витіків води, газу та охоронно-пожежну систему.

Наявність супутникового телебачення.

Техніко-економічні показники проекту

Техніко-економічні показники відображають характеристику об'ємно-планувальних рішень проекту.

№п/п	Найменування показника	Кількість
1	Кількість поверхів	5
2	Будівельний об'єм будівлі	2298,8 м ³
3	Житлова площа будівлі	1069,16 м ²
4	Загальна площа квартир	1853,28 м ²
5	Кількість квартир на будівлю	16
	Двокімнатних	4
	Трьохкімнатних	8
	Чотирикімнатних	4
6	Коефіцієнт ефективності архітектурно-планувального рішення К1	0,6
7	Коефіцієнт ефективності об'ємно - планувального рішення К2	1,24
8	Площа гаражів	215,12 м ²

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

2.ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпись</i>	<i>Дата</i>				
<i>Разраб.</i>		<i>Рапопорт Т.В.</i>			2.1 Конструкція монолітного ребристого перекриття з плитами балочного типу, конструктивна особливість.	<i>Лит.</i>	<i>Лист</i>	<i>Листов</i>
<i>Провер.</i>		<i>Нікіфорова Т.Д.</i>						
<i>Реценз.</i>					2.2 Конструкція монолітного ребристого перекриття з плитами, що спираються по контуру, конструктивна особливість	ДВНЗ ПДАБА		Арк.
<i>Н. Контр.</i>								
<i>Змвер.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Нікіфорова Т.Д.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				

2.1 Конструкція монолітного ребристого перекриття з плитами балочного типу, конструктивна особливість

Монолітне ребристе перекриття с плитами балкового типу складається з головних та другорядних балок (див. креслення графічної частини). Другорядні балки розміщуються по осям колон та в третинах прольоту головної балки; тому прольоти плити між осями другорядних балок приймаємо:

$$\frac{4,2}{2} = 2,1 \text{ (м)}.$$

Попередньо приймаємо розміри перерізів балок:

а) головної балки

- висота перерізу

$$h = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12}\right) \cdot 4,5 = 0,56 \dots 0,375 \text{ (м)}$$

тому висоту перерізу головної балки приймаємо 0,5 м;

- ширина перерізу

$$b = (0,4 \dots 0,5) \cdot h = (0,4 \dots 0,5) \cdot 0,5 = 0,2 \dots 0,25 \text{ (м)}$$

тому ширину перерізу головної балки приймаємо 0,25 м;

б) другорядної балки

- висота перерізу

$$h = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20}\right) \cdot 4,2 = 0,35 \dots 0,21 \text{ (м)}$$

тому висоту перерізу другорядної балки приймаємо 0,3 м;

- ширина перерізу

$$b = (0,4 \dots 0,5) \cdot h = (0,4 \dots 0,5) \cdot 0,3 = 0,12 \dots 0,15 \text{ (м)}$$

тому ширину перерізу другорядної балки приймаємо 0,15 м.

Попередньо визначаємо товщину плити перекриття в залежності від величини навантаження на перекриття. Тимчасове навантаження на перекриття складає 2,4 кН/м² (див. табл. 2.1), то товщину плити перекриття попередньо приймаємо 6,0 см.

Розрахункові характеристики матеріалів (бетону та арматури)

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Клас бетону монолітного перекриття – С25/30, тому розрахункові характеристики бетону:

- опір бетону на стиск $f_{cd} = 17,0$ МПа;

- опір бетону на розтяг $f_{ctd} = 1,2$ МПа;

Плити армуються рулонними зварними сітками з арматури діаметром 3, 4, 5 класу Вр-I; розрахунковий опір арматури на розтяг f_{yd} складає відповідно – 375, 365 и 360 МПа.

Арматура другорядних балок у вигляді каркасів (робоча арматура класу А400С, $f_{yd} = 365$ МПа.

2.1.1 Розрахунок плити перекриття

Визначення навантажень, що діють на плиту

Сбір навантажень, що діють на плиту перекриття наведено у табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Навантаження, що діють на 1 м² плит перекриття

Навантаження	Характерист навантаження, кПа	Коеф. найн. γ_f	Гранич. навантаження, кПа
<u>Постійне</u>			
а) паркетна дошка, $\delta=12$ мм, $\rho=800$ кг/м ³	0,096	1,1	0,106
б) вирівнююча стяжка, $\delta=15$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³	0,27	1,3	0,351
в) керамзітобетон, $\delta=50$ мм, $\rho=1200$ кг/м ³	0,6	1,3	0,78
г) плита перекриття, $\delta=60$ мм, $\rho=2500$ кг/м ³	1,5	1,1	1,65
Всього:	2,47		2,89
<u>Тимчасова</u>			
	2,0	1,2	2,4
Повне навантаження:	4,47		5,29

Для розрахунку багатопрольотної плити беремо смугу шириною 1 метр; при цьому розрахункове навантаження на 1 метр довжини складає 5,29 кН/м².

З урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будинку ($\gamma_n=0,95$), навантаження на 1 метр погонної довжини складає:

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

$$q=5,29 \cdot 0,95=5,025 \text{ (кН/м.п.)}$$

Тому що співвідношення сторін плити:

$$\frac{4,2-0,3}{2,1-0,15} = 2,0 > 2$$

то плиту розраховуємо як багатопрольотну нерозрізну балку с прольотом 2,0 м.

Статичний розрахунок балочної нерозрізної плити

Визначаємо прольоти плити в світлі для крайніх та середніх прольотів

(рис. 2.1):

$$l = 2,0 - 0,15 = 1,85 \text{ (м.)}$$

Визначення згинальних моментів виконувалося за допомогою ПК «Лира-9.4».

Епюру згинальних моментів з позначенням їх величин наведено на рис. 2.2.

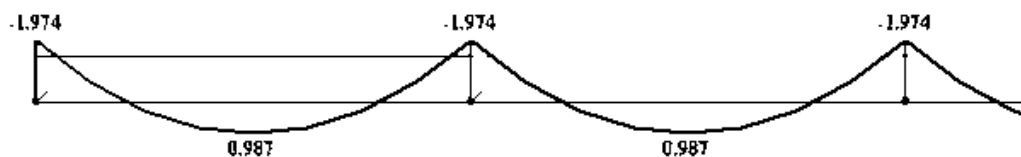


Рисунок 2.2 – Епюра згинальних моментів плити перекриття

Визначення площі повздовжньої арматури

Робоча висота перерізу плити:

$$d_0 = h - a = 0,06 - 0,01 - 0,0025 = 0,04975 \text{ (м.)}$$

1) Визначаємо площу арматури в прольотах. Спочатку знаходимо коефіцієнти:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{0,987}{0,9 \cdot 17000 \cdot 1 \cdot 0,04975^2} = 0,026 \Rightarrow \eta = 0,987$$

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d_0} = \frac{0,987}{375000 \cdot 0,987 \cdot 0,04975} = 0,54 \text{ (см}^2\text{)}$$

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Приймаємо зварну сітку С1: $\frac{3Bp - I - 125}{3Bp - I - 400}$, $A_s^f = 0,57 \text{ см}^2$.

2) На опорах розташовуємо додаткову сітку С2. Визначаємо площу арматури додаткової сітки.

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{1,974}{0,9 \cdot 17000 \cdot 1 \cdot 0,04975^2} = 0,052 \Rightarrow \eta = 0,973$$

Площа перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d_0} = \frac{1,974}{375000 \cdot 0,973 \cdot 0,04975} = 1,09 \text{ (см}^2\text{)}$$

Додаткова площа арматури для сітки С2:

$$A_s = 1,09 - 0,57 = 0,52 \text{ см}^2.$$

приймаємо зварну сітку С2: $\frac{3Bp - I - 400}{3Bp - I - 125}$, $A_s^f = 0,57 \text{ см}^2$.

2.2 Розрахунок другорядної балки

Визначення навантажень, що діють на балку

Розрахункове навантаження на балку при ширині вантажної площі 2,1 м:

Постійне

- від плити та підлоги

$$2,89 \cdot 2,1 = 6,07 \text{ кН/м.п.};$$

- від залізобетонної балки перерізом 0,15x0,3 м ($\rho = 25 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_f = 1,1$)

$$0,15 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot (0,3 - 0,06) = 0,99 \text{ кН/м.п.}$$

Разом повне постійне навантаження, що діє на другорядну балку, з урахуванням коефіцієнту надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 0,95$ складає:

$$g = (6,07 + 0,99) \cdot 0,95 = 6,707 \text{ кН/м.п.}$$

Тимчасове

З урахуванням коефіцієнту надійності по призначенню будинку $\gamma_n = 0,95$:

$$V = 2,4 \cdot 2,1 \cdot 0,95 = 4,78 \text{ кН/м.п.}$$

Статичний розрахунок другорядної балки

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Розрахункова схема другорядної балки (рис. 2.3) нерозрізна балка з прольотами.

Визначаємо розрахункові прольоти другорядної балки:

$$l_1 = L - b = 4,5 - 0,3 = 4,2 \text{ (м);}$$

$$l_2 = L - b = 3,9 - 0,3 = 3,6 \text{ (м);}$$

$$l_3 = L - b = 3,3 - 0,3 = 3,0 \text{ (м);}$$

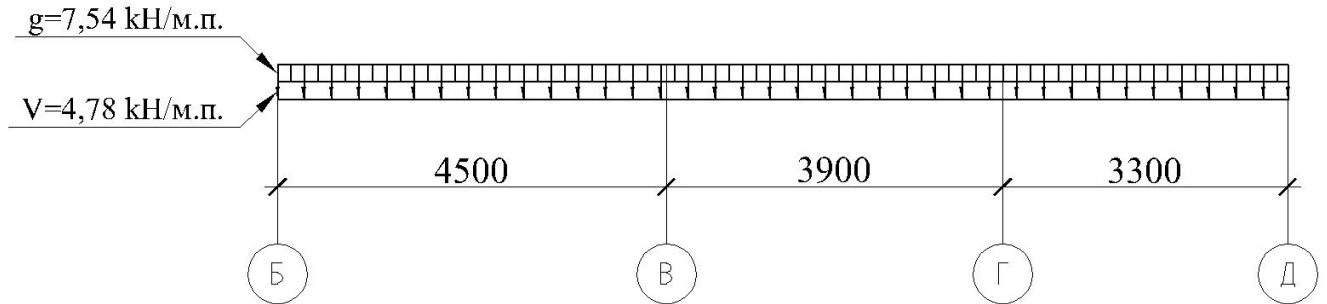


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема другорядної балки

Розрахунок другорядної балки виконувався за допомогою ПК «Лира-9.4».

Розрахунок виконувався на наступні завантаження:

- постійне навантаження в усіх прольотах;
- тимчасове навантаження в крайніх прольотах;
- тимчасове навантаження в середньому прольоті.

За результатами розрахунку прийнята арматура:

- у прольоті робоча 2Ø16 А400С;
- у прольоті монтажна 2Ø10 А400С;
- на опорі робоча 2Ø16 А400С;
- поперечна Ø4 Вр-I з кроком 150 та 300 мм у при опорній частині та в прольоті, відповідно.

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

2.3 Розрахунок головної балки

Визначення навантажень, що діють на балку

Розрахункове навантаження на балку передається від другорядних балок, як зосереджена сила:

Постійна

- від плити, підлоги та власної ваги другорядної балки

$$(6,07+0,99) \cdot 4,35 = 30,71 \text{ кН};$$

- від залізобетонної головної балки перерізом $0,25 \times 0,5 \text{ м}$ ($\rho = 25 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_f = 1,1$)

$$0,25 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 2 = 6,87 \text{ кН/м.п.}$$

Разом повне постійне навантаження, що діє на головну балку, з урахуванням коефіцієнту надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 0,95$ складає:

$$g = (30,71 + 6,87) \cdot 0,95 = 35,7 \text{ кН/м.п.}$$

Тимчасове

З урахуванням коефіцієнту надійності по призначенню будинку $\gamma_n = 0,95$:

$$V = 2,4 \cdot 2,0 \cdot 4,35 \cdot 0,95 = 19,83 \text{ кН/м.п.}$$

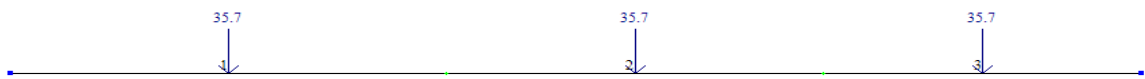
Статичний розрахунок головної балки

Розрахункова схема головної балки нерозрізна балка з однаковими прольотами.

Визначаємо розрахункові прольоти головної балки $l = L - b = 4,2 - 0,3 = 3,9 \text{ (м)}$;

Розрахунок головної балки виконувався за допомогою ПК «Лира-9.4». Розрахунок виконувався на наступні завантаження:

- постійне навантаження в усіх прольотах



- тимчасове навантаження в крайніх прольотах



- тимчасове навантаження в середньому прольоті



За результатами розрахунку прийнята арматура:

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

- у прольоті робоча 2Ø20 A400С;
- у прольоті монтажна 2Ø10 A400С;
- на опорі робоча 2Ø22 A400С;
- поперечна Ø6 A240С з кроком 200 та 450 мм у при опорній частині та в прольоті, відповідно.

2.4 Визначення витрат бетону та арматури на конструкцію монолітного ребристого перекриття з плитами балочного типу

Витрати бетону та арматури на перекриття наведено в табл. 2.2 для ділянки перекриття розміром 4,2 x 4,5 м.

Таблиця 2.2

Витрати бетону та арматури на перекриття з плитами балочного типу

Найменування конструкції	Кіл., шт	Витрати арматури, кг		Витрати бетону, м ³	
		на конструкцію	всього	на конструкцію	всього
Плита	1	35,64	35,64	1,134	17,1
Другорядна балка	3	39,1	117,3	0,202	0,53
Головна балка	1	62,9	62,9	0,52	0,52
		Разом	215,84		18,15

Витрати матеріалів на 1 м² перекриття з плитами балочного типу складають:

- арматури – 11,4 кг;
- бетону – 0,96 м³.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

2.5 Конструкція монолітного ребристого перекриття з плитами, що спираються по контуру, конструктивна особливість

У даному виді перекриття плита спирається на повздовжні та поперечні балки. Балки розташовуються по осям будинку та спираються на колони.

Товщина плити в залежності від її розмірів в плані може складати 50...140 мм, але не менше ніж $\frac{1}{50} \cdot l = \frac{1}{50} \cdot 4500 = 90$ мм.

Тому товщину плити перекриття приймаємо 100 мм.

Попередньо приймаємо розміри перерізів балок:

- висота перерізу

$$h = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12}\right) \cdot 4,5 = 0,56 \dots 0,375 \text{ (м)}$$

тому висоту перерізу балки приймаємо 0,5 м;

- ширина перерізу

$$b = (0,4 \dots 0,5) \cdot h = (0,4 \dots 0,5) \cdot 0,5 = 0,2 \dots 0,25 \text{ (м)}$$

тому ширину перерізу балки приймаємо 0,25 м;

Розрахункові характеристики матеріалів (бетону та арматури)

Клас бетону монолітного перекриття – В30, тому розрахункові характеристики бетону:

- опір бетону на стиск $f_{cd} = 17,0$ МПа;

- опір бетону на розтяг $f_{ctd} = 1,2$ МПа;

Плити армуються рулонними зварними сітками з арматури діаметром 3, 4, 5 класу Вр-I; розрахунковий опір арматури на розтяг f_{yd} складає відповідно – 375, 365 и 360 МПа.

Арматура другорядних балок у вигляді каркасів (робоча арматура класу А400С, $f_{yd} = 365$ МПа.

2.6 Розрахунок плити перекриття

Визначення навантажень, що діють на плиту

Сбір навантажень, що діють на плиту перекриття наведено у табл. 2.3.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Навантаження, що діють на 1 м² плит перекриття

Навантаження	Характер навантаження, кПа	Коеф. найн. γ_f	Граничне навантаження, кПа
<u>Постійне</u>			
а) паркетна дошка, $\delta=12$ мм, $\rho=800$ кг/м ³	0,096	1,1	0,106
б) вирівнююча стяжка, $\delta=15$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³	0,27	1,3	0,351
в) керамзібетон, $\delta=50$ мм, $\rho=1200$ кг/м ³	0,6	1,3	0,78
г) плита перекриття, $\delta=100$ мм, $\rho=2500$ кг/м ³	2,5	1,1	2,75
Всього:	3,46		3,98
<u>Тимчасова</u>			
	2,0	1,2	2,4
Повне навантаження:	5,46		6,38

Навантаження на плиту з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будинку ($\gamma_n=0,95$), навантаження на 1 метр погонної довжини складає:

$$q=6,38 \cdot 0,95=6,06 \text{ (кН/м.п.)}$$

Статичний розрахунок плити перекриття

Згинальні моменти в плиті перекриття визначаються по формулі:

$$\frac{q \cdot L_1^2 \cdot (3 \cdot L_2 - L_1)}{12} = (2 \cdot M_1 + M_I + M'_I) \cdot L_2 + (2 \cdot M_2 + M_{II} + M'_{II}) \cdot L_1$$

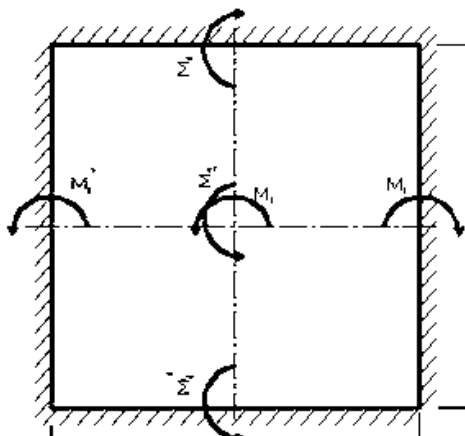


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема плити перекриття

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Згідно з табл. 2.2, в залежності від співвідношення прольотів плити перекриття задаємося співвідношенням згинальних моментів:

$$M_2 = M_1$$

$$M_I = M'_I = 2 \cdot M_1$$

$$M_{II} = M'_{II} = 2 \cdot M_1$$

Таблиця 2.4

L_2/L_1	M_2/M_1	M_I/M_1	и	M_{II}/M_1	и
		M'_I/M_1		M'_{II}/M_1	
1 ... 1,5	5,2 ... 1	1,3 ... 2,5		1,3 ... 2,5	
1,5 ... 2	0,15 ... 0,5	1 ... 2		0,2 ... 0,75	

Підставляємо їх у формулу 1 та отримуємо рівняння з одним невідомим.

$$\frac{6,06 \cdot 4,5^2 \cdot (3 \cdot 4,2 - 4,5)}{12} = (2 \cdot M_1 + 2 \cdot M_1 + 2 \cdot M_1) \cdot 4,2 + (2 \cdot M_1 + 2 \cdot M_1 + 2 \cdot M_1) \cdot 4,5$$

$$82,83 = 37,8 \cdot M_1$$

$$M_1 = 2,2 \text{ (кН}\cdot\text{м)}$$

$$M_2 = M_1 = 2,2 \text{ (кН}\cdot\text{м)}$$

$$M_I = M'_I = 2 \cdot M_1 = 4,4 \text{ (кН}\cdot\text{м)}$$

$$M_{II} = M'_{II} = 2 \cdot M_1 = 4,4 \text{ (кН}\cdot\text{м)}$$

Визначення площі арматури

Робоча висота перерізу плити:

$$d_0 = h - a = 0,1 - 0,01 - 0,004 = 0,986 \text{ (м)}$$

1) Робоча арматура в прольотній сітці, розташовується в двох напрямках. Тому що згинальні моменти в обох напрямках однакові, то і площі арматури будуть однаковими.

Визначаємо площу арматури для сітки, що розташовується у прольоті. Спочатку знаходимо коефіцієнти:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{2,2}{0,9 \cdot 17000 \cdot 1 \cdot 0,986^2} = 0,0014 \Rightarrow \eta = 0,995$$

Площа перетину арматури обчислюється по формулі:

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d_0} = \frac{2,2}{365000 \cdot 0,995 \cdot 0,986} = 0,61 \text{ (см}^2\text{)}$$

Приймаємо зварну сітку $\frac{4Bp - I - 100}{4Bp - I - 100}$, $A_s^f = 0,628 \text{ см}^2$.

2) Опорні сітки розташовуються на опорах плити (над балками) вздовж розбивочних осей проектуємого будинку. Опорні сітки заходять за опору на відстань 1/4 прольоту. Робочі стержні розташовуються перпендикулярно опорній балці, а монтажні стержні розташовуються паралельно опорній балці.

Визначаємо площу арматури для опорних сіток. Спочатку знаходимо коефіцієнти:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{4,4}{0,9 \cdot 17000 \cdot 1 \cdot 0,986^2} = 0,029 \Rightarrow \eta = 0,985$$

Площа перетину арматури:

$$A_s = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d_0} = \frac{4,4}{365000 \cdot 0,985 \cdot 0,986} = 1,24 \text{ (см}^2\text{)}$$

Приймаємо зварну сітку $\frac{4Bp - I - 350}{6A400C - 150}$, $A_s^f = 1,41 \text{ см}^2$.

2.7 Розрахунок балки перекриття

Визначення навантажень, що діють на балку

В монолітному ребристому перекритті с плитами, що спираються по контуру, навантаження передається по трапеції. Розрахункове навантаження на балку при ширині вантажної площі 2,78 м з урахуванням коефіцієнту надійності по призначенню будівлі $\gamma_n=0,95$ складає:

Постійне

- від плити та підлоги

$$3,98 \cdot 2,78 \cdot 0,95 \cdot 2 = 21,02 \text{ кН/м.п.};$$

- від залізобетонної балки перерізом 0,25x0,5 м ($\rho=25 \text{ кН/м}^3$, $\gamma_f=1,1$)

$$0,25 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot (0,5 - 0,06) \cdot 0,95 = 3,025 \text{ кН/м.п.}$$

Тимчасове

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

$$V=2,4 \cdot 2,78 \cdot 0,95 \cdot 2=12,67 \text{ кН/м.п.}$$

Статичний розрахунок балки

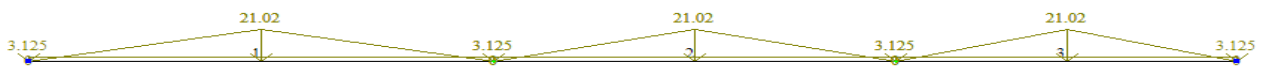
Розрахункова схема балки нерозрізна балка з прольотами.

Визначаємо розрахункові прольоти балки $l = L_1 - b = 4,5 - 0,4 = 4,1$ (м);

$L_2 = L_2 - b = 3,9 - 0,4 = 3,5$ (м); $l_3 = L_3 - b = 3,3 - 0,4 = 2,9$ (м);

Розрахунок балки виконувався за допомогою ПК «Лира-9.4» на наступні завантаження:

- постійне навантаження в усіх прольотах



- тимчасове навантаження в крайніх прольотах



- тимчасове навантаження в середньому прольоті



За результатами розрахунку прийнята арматура:

- у прольоті робоча 2Ø18 А400С;
- у прольоті монтажна 2Ø10 А400С;
- на опорі робоча 2Ø18 А400С;
- поперечна Ø4 Вр-І з кроком 200 та 400 мм у при опорній частині та в прольоті, відповідно.

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

2.8 Визначення витрат бетону та арматури на конструкцію монолітного ребристого перекриття з плитами, що спираються по контуру

Витрати бетону та арматури на перекриття наведено в табл. 2.5 для ділянки перекриття розміром 4,5 x 4,2 м.

Таблиця 2.5

Витрати бетону та арматури на перекриття з плитами, що спираються по контуру

Найменування конструкції	Кіл., шт	Витрати арматури, кг		Витрати бетону, м ³	
		на конструкцію	всього	на конструкцію	всього
Плита	1	154,61	154,61	1,89	1,89
Балка	2	59,29	118,58	0,56	1,08
		Разом	273,19		2,97

Витрати матеріалів на 1 м² перекриття з плитами, що спираються по контуру, складають:

- арматури – 14,45 кг;
- бетону – 0,15 м³.

2.9 Визначення найбільш доцільнішого варіанту перекриття

Визначення найбільш доцільнішого варіанту перекриття виконувалося по двом параметрам: витрати арматури та бетону на 1 м² перекриття (табл. 2.6)

Таблиця 2.6

Витрати арматури та бетону на 1 м² перекриття

Тип перекриття	Витрати арматури, кг	Витрати бетону, м ³
З плитами балочного типу	11,4	0,96
З плитами, що спираються по контуру	14,45	0,15

Дані приведені в табл. 2.6 свідчать, що найбільш доцільнішим є монолітне ребристе перекриття з плитами балочного типу.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

3.КОНСТРУКЦІЇ

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата				
Разраб.		Рапопорт Т.В.			<p>3. Вихідні дані. 3.1 Визначення навантажень на фундаменти.3.2 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчику, визначення фізико-механічних характеристик ИГЕ-1 суглинчастого насипного ґрунту.3.3 Проектування пальового фундаменту у осях Б/11.3.3.1 Визначення несучої здатності палі.3.3.2 Визначення розрахункового навантаження на палю.3.3.3 Визначення необхідної кількості палей.3.3.4 Розміщення палей у плані.3.3.5 Визначення розрахункового фактичного навантаження на палю.3.3.6 Конструювання ростверку.3.3.7 Визначення довжини та ширини ростверку.3.3.8 Перевірка жорсткості ростверку.3.3.9 Підбір арматури за підовшою ростверку.3.3.10 Розрахунок осадки.</p>	Лит.	Лист	Листов
Провер.		Нікіфорова Т.Д.						
Реценз.						ДВНЗ ПДАБА		
Н. Контр.								
Чтверд.		Нікіфорова Т.Д.						

3.1 Конструктивна частина

3.1.1 Архітектурно-конструктивне рішення

Конструктивна схема будівлі – каркасна. Каркас із монолітного залізобетону, клас бетону C20/25, C25/30. Сітка колон каркасу 4,2*4,5; 4,2*3,9. Каркас складається з **колон** перерізом 40*40см, балок покриття та перекриття, що розташовані вздовж вісей колон в двох напрямках. Переріз головних балок 40*20см (h*b), контурних балок 20*20см(h*b)..
Перекриття(покриття) – монолітні з/б плити, що спираються по контуру . Товщина плити 200 мм, клас бетону C20/25.

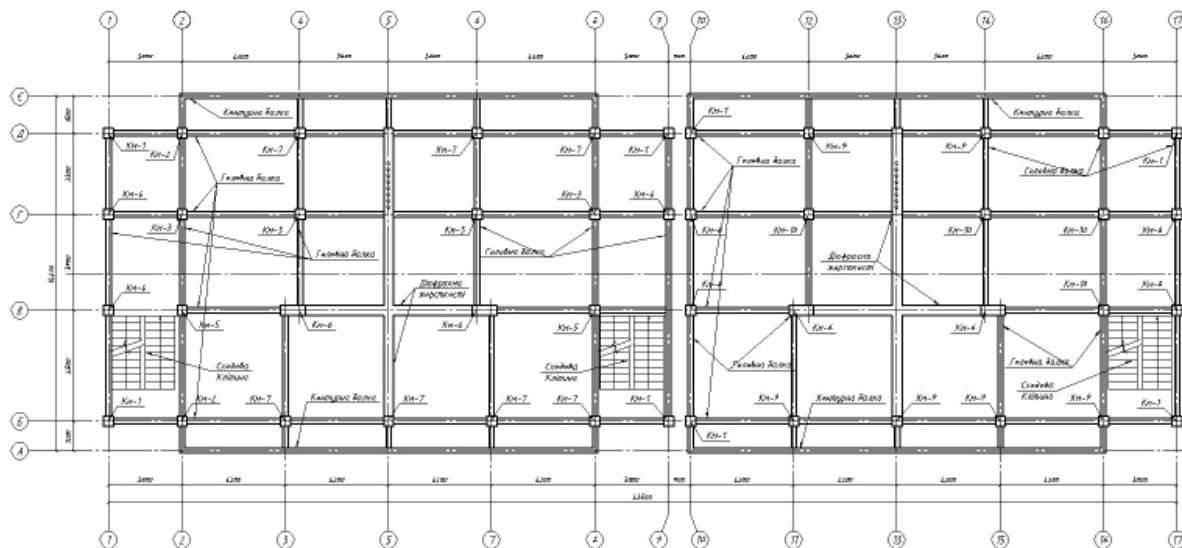


Рисунок 3.1 – Архітектурно-конструктивне рішення

Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою рам каркасу та фундаментами, жорсткими вузлами у місцях з'єднання колон з ригелями, монолітним жорстким диском перекриття та діафрагмою жорсткості, яка розташована у сходових клітинах та вісі 5-В, 13-В.

Сходові марші і площадки запроектовані монолітними залізобетонними . Товщина сходових площадок та маршів (без урахування сходів) – 200 мм. Клас бетону C20/25.

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

3.2 Розрахунок каркасу будівлі

3.2.1 Збір навантажень

В якості навантажень приймаємо:

Вертикальні навантаження

Таблиця 3.1

Навантаження діюче на 1 м² покриття

Вид навантаження	од. вим.	Характер. значення навантаж.	Коеф. надійн. по на вант. γ_{fn} ,	Граничне навантаження
Постійне навантаження				
Монол.плита $\delta = 0,20\text{м}$, $\rho = 2500\text{кг/м}^3$	кН/м ²	5,00	1,1	5,5
Пароізоляція	кН/м ²	0,05	1,3	0,07
Утеплювач	кН/м ²	0,36	1,3	0,47
Цементно-пісчана стяжка	кН/м ²	0,4	1,3	0,52
3 слоя рубероида на битумній мастике	кН/м ²	0,27	1,2	0,324
Слой броньованного рубероида на битумній мастике	кН/м ²	0,126	1,2	0,15
Всього:	кН/м ²	6,206		7,034
Тимчасове навантаження				
Снігова	кН/м ²	1,34	1,14	$S_m = 1,14 \cdot 1,34 \cdot 0,8 = 1,22$
Всього:	кН/м ²	7,546		8,25

З урахуванням коефіцієнта γ_n :

$$q_{\text{покр.}} \gamma_n = 7,034 \cdot 0,95 = 6,68 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{\text{тим.}} \gamma_n = 1,22 \cdot 0,95 = 1,16 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{\text{заг.}} \gamma_n = 8,25 \cdot 0,95 = 7,84 \text{ кН/м}^2;$$

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Навантаження діюче на 1 м² покриття

Вид навантаження	Од. вим.	Характер значення навантаж.	Коеф. надежн. по наван. γ_{fn} ,	Граничне навантаження
Постійне навантаження				
1. Монло. плита $\delta = 0,20\text{м}, \rho = 2500\text{кг/м}^3$	кН/м ²	5,00	1,1	5,5
2. Маса підлоги	кН/м ²	0,75	1,3	0,975
3. Маса перегородок	кН/м ²	0,55	1,3	0,715
Всього:	кН/м ²	6,3		7,19
Тимчасове навантаження				
Полезная $q_{тим.}$	кН/м ²	2,0	1,3	2,6
Всього $q_{тим.}$:	кН/м ²	8,3		9,8

З урахуванням коефіцієнта γ_n :

$$q_{перек.} \gamma_n = 7,19 * 0,95 = 6,83 \text{ кН/м}^2 ;$$

$$q_{тим.} \gamma_n = 2,6 * 0,95 = 2,47 \text{ кН/м}^2 ;$$

$$q_{заг.} \gamma_n = 9,8 * 0,95 = 9,3 \text{ кН/м}^2 ;$$

Снігове навантаження, діюче на покриття

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію конструкції покриття визначене у відповідності ДБН В.1.2-2:2006.

$$S_m = \gamma_{fn} S_0 C$$

де γ_{fn} - коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження, прийнятий 1,14 для періоду експлуатації 100 років;

S_0 – характеристическое значение снеговой нагрузки, для IV снігового району прийнято 1400 Па;

C - коефіцієнт, визначуваний по формулі

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

де μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, прийнятий рівним 1;

C_e - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, прийнятий рівним 0,8;

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, прийнятий рівним 1.

З урахуванням вищевикладеного коефіцієнт C складає:

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

$$C = 1 \cdot 1 \cdot 0,8 = 0,8$$

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття:

$$S_m = 1,14 \cdot 1,4 \cdot 0,8 = 1,28 \text{ (кН/м}^2\text{)}.$$

Вітрове навантаження

Визначення вітрового навантаження, що діє на рами каркаса будівлі, виконувалося у відповідності ДБН В.1.2-2:2006.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

де γ_{fm} - коефіцієнт надійності по граничному значенню вітрового навантаження, прийнятий 1,14 для періоду експлуатації 100 років;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, для III вітрового району прийнято 500 Па;

C – коефіцієнт, визначуваний по формулі

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, прийнятий рівним з навітряного боку 0,8, з підвітряною - 0,6;

C_h - коефіцієнт висоти споруди, розташованого в IV типі місцевості;

$$\text{при } h \leq 5 \text{ м} \quad C_h = 0,6;$$

$$\text{при } h = 10 \text{ м} \quad C_h = 1,0;$$

$$\text{при } h = 20 \text{ м} \quad C_h = 1,4;$$

$$\text{при } h = 40 \text{ м} \quad C_h = 1,95;$$

$$\text{при } h = 60 \text{ м} \quad C_h = 2,25;$$

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, прийнятий рівним 1;

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу, прийнятий рівним 1;

C_{dir} - коефіцієнт напрямку, прийнятий рівним 1;

C_d - коефіцієнт динамічності, прийнятий рівним 1;

Зосереджене вітрове навантаження на оголовок колони від конструкцій, розташованих вище за відмітку покриття, з вантажної площі $4,5 \times 4,2 = 36 \text{ м}^2$:

$$W = 4,5 \cdot 1,4 \cdot 1,27 = 80,01 \text{ (кН)}$$

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням будівлі, $\gamma_n = 0,95$.

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 3.3

Активне вітрове навантаження

Висота споруди	Коефіцієнт надійності	Характеристичне навантаження	Аеродинамічний коефіцієнт	Коефіцієнт висоти споруди	Ширина розрахункової смуги	Вітрове навантаження
-2.92	1.14	0.55	0.80	0.60	4.50	1.35
0.00	1.14	0.55	0.80	0.60	4.50	1.35
3.20	1.14	0.55	0.80	0.70	6.00	2.11
6.50	1.14	0.55	0.80	1.00	4.50	2.26
9.80	1.14	0.55	0.80	1.12	4.50	2.53
13.10	1.14	0.55	0.80	1.24	4.50	2.80
16.40	1.14	0.55	0.80	1.40	4.50	3.16
18.90	1.14	0.55	0.80	1.49	4.50	3.36
21.10	1.14	0.55	0.80	1.58	4.50	3.57

Таблиця 3.4

Пасивне вітрове навантаження

Висота споруди	Коефіцієнт надійності	Характеристичне навантаження	Аеродинамічний коефіцієнт	Коефіцієнт висоти споруди	Ширина розрахункової смуги	Вітрове навантаження
-2.92	1.14	0.55	0.60	0.60	4.50	1.02
0.00	1.14	0.55	0.60	0.60	4.50	1.02
3.20	1.14	0.55	0.60	0.70	4.50	1.19
6.50	1.14	0.55	0.60	1.00	4.50	1.69
9.80	1.14	0.55	0.60	1.12	4.50	1.90
13.10	1.14	0.55	0.60	1.24	4.50	2.10
16.40	1.14	0.55	0.60	1.40	4.50	2.37
18.90	1.14	0.55	0.60	1.49	4.50	2.52
21.20	1.14	0.55	0.60	1.58	4.50	2.67

Арк.

3.2.2 Схеми завантажень та їх комбінації

Розрахункова модель каркаса представляє собою просторову раму, яка у свою чергу складається з поперечних і подовжніх рам. Ядро жорсткості представлено у вигляді сходових маршів та площадок.

Навантаження прикладаються на поперечну та повздожню раму і їхні сполучення:

Завантаження 1. Постійне навантаження (див. таблицю 3.1) кН/м.п.

Завантаження 2. Тимчасове повне навантаження
(див. таблицю 3.2) кН/м.п.

Завантаження 3. Тимчасове, навантаження через проліт
(див. таблицю 3.2) кН/м.п.

Завантаження 4. Тимчасове навантаження в шаховому порядку
(див. таблицю 3.2) кН/м.п.

Завантаження 4. Снігове навантаження $g_{\text{снєг}} = 1,28$ кН/м.п.

Завантаження 5. Вітер ліворуч 1 по цифровій вісі
(див. таблицю 3.3) кН/м.п.

Завантаження 6. Вітер праворуч 2 по цифровій вісі
(див. таблицю 3.4) кН/м.п.

Завантаження 7. Вітер ліворуч 1 по буквенній вісі
(див. таблицю 3.3) кН/м.п.

Завантаження 8. Вітер праворуч 2 по буквенній вісі
(див. таблицю 3.4) кН/м.п.

Власна вага конструкції розраховується автоматично.

Формування розрахункової схеми

Для виконання розрахунку конструкції в ПК «ЛІРА-9.6» приймаємо просторову розрахункову модель самої конструкції. Просторова схема

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

складається зі стержневих елементів, що моделюють колони та ригелі, діафрагми жорсткості та сходові марші та площадки (розташовані згідно рис. 3.2).

Формування розрахункової схеми представлено для просторової рами максимальною кількістю поверхів, для забезпечення доступності матеріалу, що викладається.

Розрахункова схема просторової рами каркасу

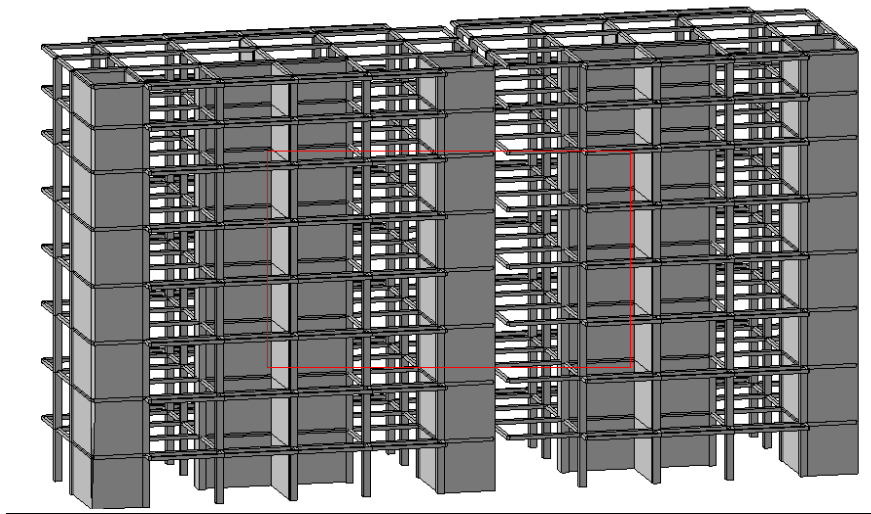


Рисунок 3.2 – Розрахункова схема просторової рами з діафрагмами жорсткості

гружение 1 Постоянная

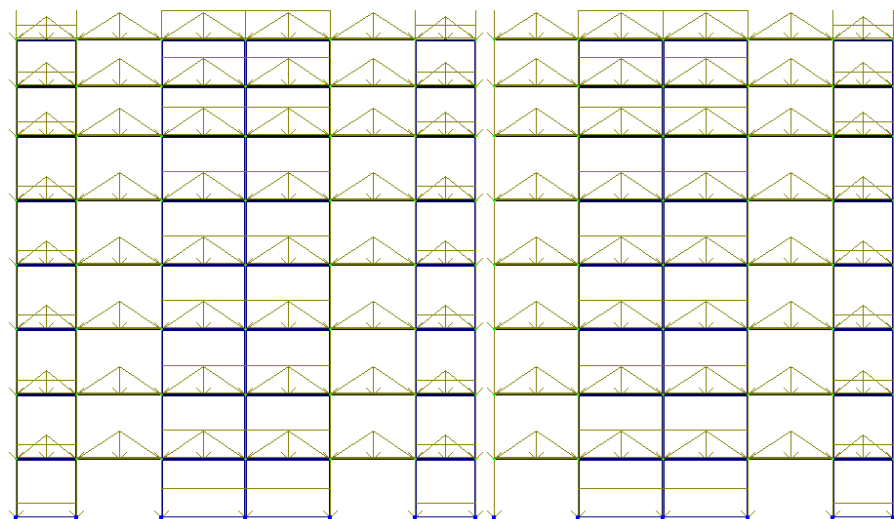


Рисунок 3.3 – Схема завантаження, від постійного навантаження

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

зруження 2 Стер

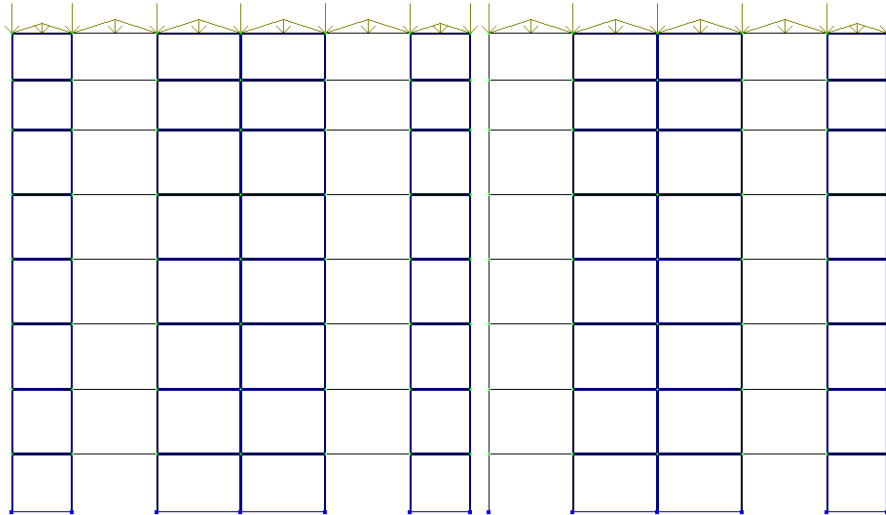


Рисунок 3.4 – Схема завантаження, від снігового навантаження

зруження 3 Временна попла

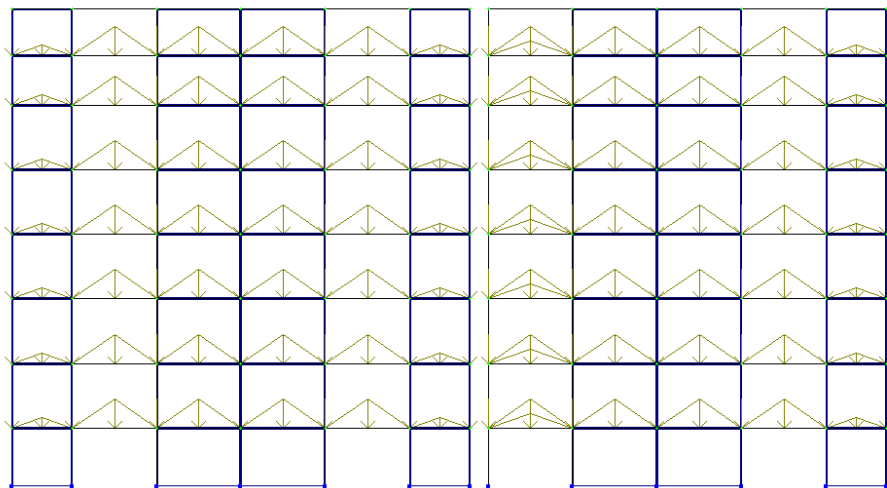


Рисунок 3.5 – Схема завантаження, від тимчасового навантаження у всіх прольотах

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

агружение 4 через пролет

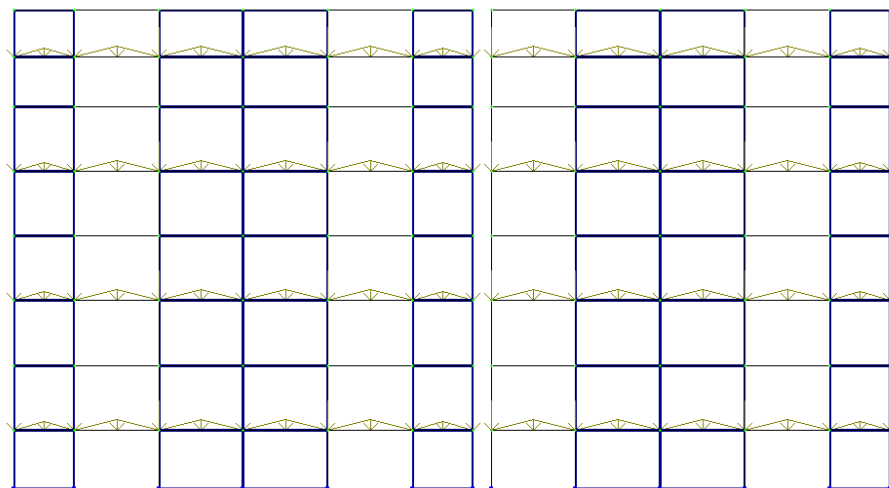


Рисунок 3.6 – Схема завантаження, від тимчасового навантаження через проліт

ружение 5 Временная через 2 пролета

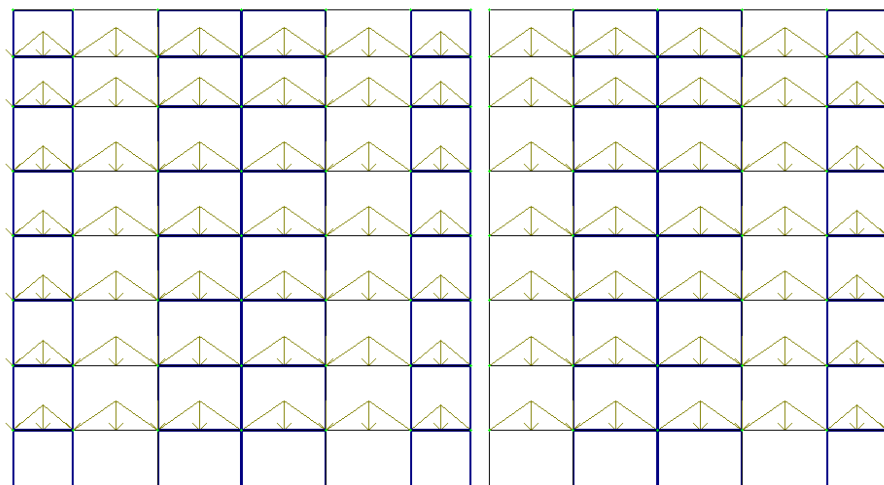


Рисунок 3.7 – Схема завантаження, від тимчасового навантаження в шаховому порядку

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

зруження 6 Ветер на продольс ліва

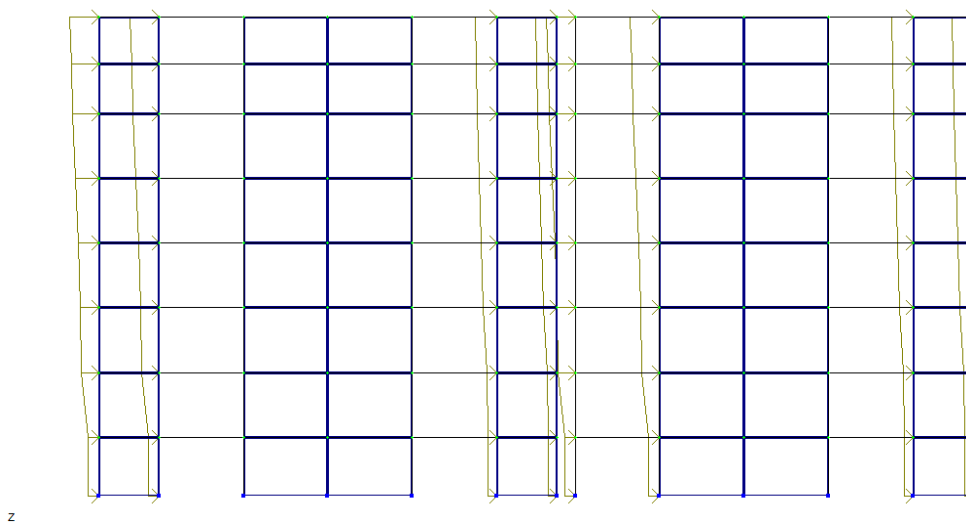


Рисунок 3.8 – Схема вітрового навантаження на продольну раму, вітер з ліва

зруження 7 Ветер на продольною справа

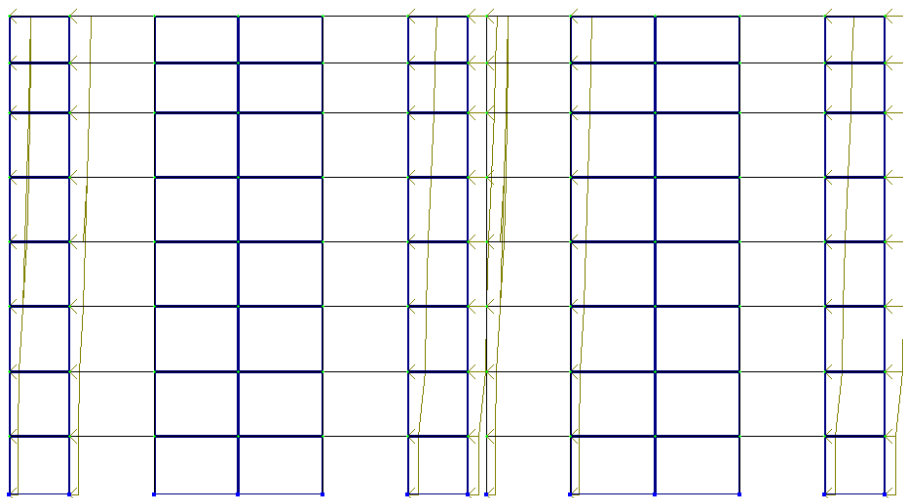


Рисунок 3.9 – Схема вітрового навантаження на продольну раму, вітер з права

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

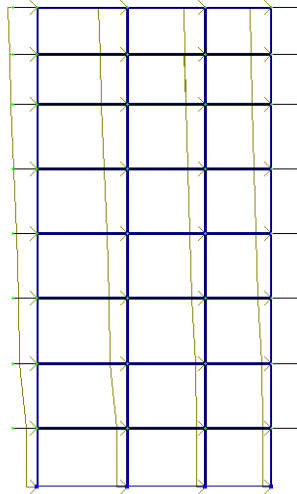


Рисунок 3.11 – Схема вітрового навантаження на поперечну раму,
вітер з ліва

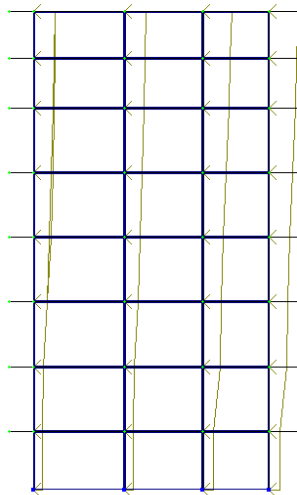


Рисунок 3.12 – Схема вітрового навантаження на поперечну раму,
вітер з права

3.3 Розрахунок плити монолітного перекриття

3.3.1 Визначення згинальних моментів в плиті від зовнішнього навантаження

Плита монолітного перекриття умовними балками уявляє собою конструкцію однакової товщини по плану будинку, яка спирається на

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

проміжні опори у вигляді колон. Тому її можливо розглядати як плиту балочного типу, якщо співвідношення сторін більше 2, або як оперту по контуру при співвідношенні сторін 2 та менше. У більшості випадків сітка колон приймається квадратною або співвідношення сторін менше 2. У такому випадку плита розраховується кінематичним способом метода граничної рівноваги.

Плита в загальному випадку впливає дії прольотних M_1 , M_2 та опорних моментів M_I , M_I' , M_{II} и M_{II}' (рис. 3.14).

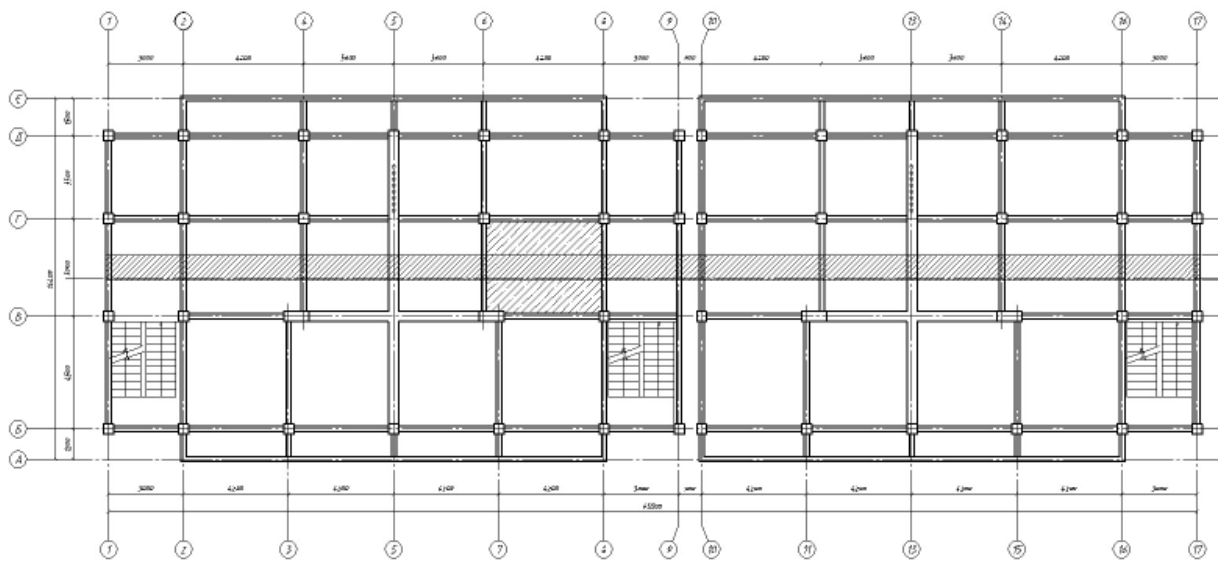


Рисунок 3.13 – Конструктивна схема плити перекриття

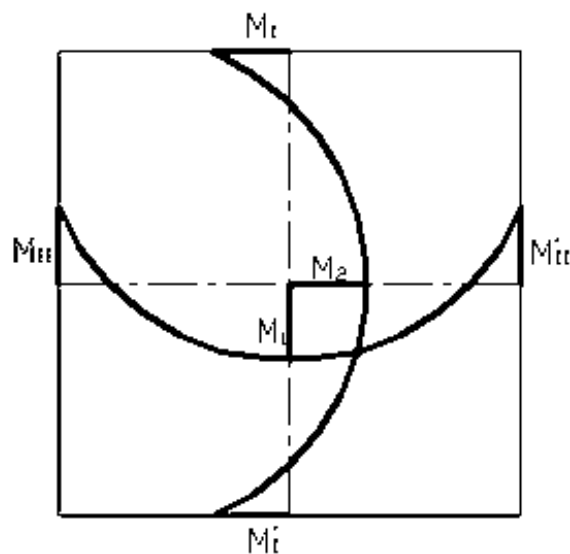


Рисунок 3.14 – Схема дії згинальних моментів

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Величина згинальних моментів визначається з рівняння:

$$\frac{q \cdot l_1^2}{12} \cdot (3 \cdot l_2 - l_1) = (2 \cdot M_1 + M_I + M_I') \cdot l_2 + (2 \cdot M_2 + M_{II} + M_{II}') \cdot l_1$$

У праву частину рівняння входять розрахункові моменти: два прольотних M_1 , M_2 та чотири опорних M_I , M_I' , M_{II} та M_{II}' .

Користуючись встановленими залежностями між цими моментами (табл. 3.5), рівняння приводиться до рівняння з одним невідомим.

Таблиця 3.5

Співвідношення між розрахунковими моментами плити

L_2/L_1	M_2/M_1	M_I/M_1 и M_I'/M_1	M_{II}/M_1 и M_{II}'/M_1
1 ... 1,5	0,2 ... 1	1,3 ... 2,5	1,3 ... 2,5
1,5 ... 2	0,15 ... 0,5	1 ... 2	0,2 ... 0,75

Проаналізувавши плиту перекриття, в розрахунку приймаємо чарунку розміром 4,2 x 4,5 м, з співвідношенням сторін рівним 1,07.

Згідно з табл. 3.5 визначаємо співвідношення моментів та виражаємо всі моменти через момент M_1 :

$$M_2 = M_1$$

$$M_I = M_I' = 1,3 \cdot M_1$$

$$M_{II} = M_{II}' = 1,3 \cdot M_1$$

Підставляємо їх в формулу та отримуємо рівняння з одним невідомим:

$$\frac{9,3 \cdot 4,2^2}{12} \cdot (3 \cdot 4,5 - 4,2) = (2 \cdot M_1 + 1,3 \cdot M_1 + 1,3 \cdot M_1) \cdot 4,5 + (2 \cdot M_1 + 1,3 \cdot M_1 + 1,3 \cdot M_1) \cdot 4,2$$

$$131,22 = 40,02 \cdot M_1$$

$$M_1 = 3,27 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 3,27 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M_I' = 1,3 \cdot 3,27 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M_{II}' = 1,3 \cdot 3,27 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.3.2 Підбір площі робочої арматури, та конструювання плити перекриття

При прийнятій товщині плити перекриття $h=200$ мм, робоча висота становить:

$$d_0 = h - \frac{d}{2} - a_s = 200 - \frac{10}{2} - 15 = 180(\text{мм})$$

Підбір арматури виконуємо по найбільшому значенню згинального моменту.

Визначаємо коефіцієнти для розрахунку згинальних елементів:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{3,27}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,18} = 0,013$$

при $\alpha_m=0,013$ приймаємо $\zeta=0,993$.

Знаходимо площу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d_0} = \frac{3,27}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,993 \cdot 0,18} = 0,0005(\text{м}^2/\text{м.п.}) = 0,5(\text{см}^2/\text{м.п.}),$$

приймаємо в двох напрямках сітку $\text{Ø}6A400C-200$, при цьому фактична площа арматури складає $0,57 \text{ см}^2/\text{м.п.}$

Армування плити перекриття виконуємо окремими стержнями та плоскими сітками. Прольотні сітки розташовуємо на відстані від до грані балки. Опорні сітки розташовуємо по осям колон та заводимо на відстань $0,4 \cdot l$ від грані колони. При розробці креслень армування плити перекриття рулонними сітками враховувалося те, що ширина сіток обмежується розміром 3800 мм, довжина – вагою рулону 900 ...1300 кг, але не більше 12000 мм. Напуск сіток виконуємо в зоні «нульових» моментів, довжину напуску приймаємо 250 мм. Схему розташування сіток приведено в графічній частині дипломного проекту.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

3.4 Розрахунок просторової рами

Під впливом навантажень у конструкціях відбуваються деформації різного виду, що характеризують особливості роботи конструкцій. Зробимо розрахунок конструкцій будинку на дію різних сполучень навантажень; визначимо зусилля, що виникають у них, їхній характер. За отриманими даними зробимо підбір арматур, раціональних варіантів армування.

2.4.1 Розрахунок головної балки Бм-2

Схема розташування головної балки наведена в графічній частині дипломного проекту. В розрахунково-пояснювальній записці виконано розрахунок головної балки Бм-2 (по вісі 2).

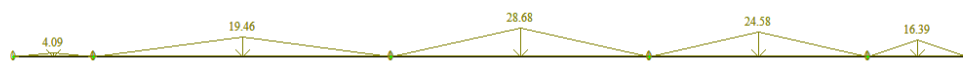
Розрахунок головних балок за допомогою ПК «Ліра-9.6» включає в себе збір постійного та тимчасового навантаження, розробку варіантів завантажень та сам розрахунок, який полягає у визначенні розрахункових сполучень зусиль (РСЗ).

Розробка варіантів завантажень.

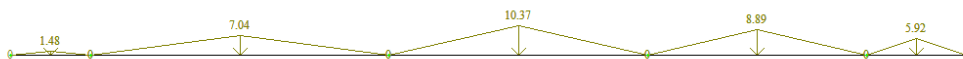
Для розрахунку головної балки задають постійне навантаження у всіх прольотах та різні варіанти тимчасових навантажень (у всіх прольотах, через проліт, у перших трьох прольотах та інш.).

Схеми завантажень головної балки Бм-2:

1 постійне навантаження у всіх прольотах



2 тимчасове навантаження в усіх прольотах

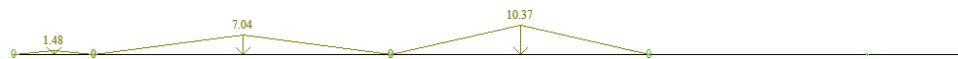


									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

3 тимчасове навантаження через проліт



4 тимчасове навантаження в перших 3-ох прольотах



Розрахунок головної балки Бм-2

При проведенні розрахунку головної балки визначаємо зусилля в 5-х перетинах. Результати розрахунку (РСЗ) головної балки Бм-2 наведено в табл. 3.6. приведено в додатку А.

В результаті проведеного розрахунку з табл. 6 визначають:

- максимальний момент у першому прольоті $M_1 = -34,265$ кН·м;
- максимальний момент у другому прольоті $M_2 = -26,023$ кН·м;
- максимальний момент у третьому прольоті $M_3 = -31,237$ кН·м;
- максимальний момент у четвертому прольоті $M_4 = -23,616$ кН·м;
- максимальний момент у п'ятому прольоті $M_5 = -28,968$ кН·м;
- максимальний момент у шостому прольоті $M_6 = -35,241$ кН·м;
- максимальний момент на першій опорі $M_7 = 81,16$ кН·м;
- максимальний момент на другій опорі $M_8 = 80,436$ кН·м;
- максимальний момент на третій опорі $M_9 = 92,498$ кН·м;
- максимальний момент на четвертій опорі $M_{10} = 76,811$ кН·м;
- максимальний момент на п'ятій опорі $M_{11} = 88,007$ кН·м;
- максимальний момент на шостій опорі $M_{12} = 79,736$ кН·м;
- максимальна поперечна сила $Q_{max} = 70,241$ кН.

3.4.2 Розрахунок головної балки перекриття по перетинам, нормальним до повздожньої осі

Робоча висота перерізу головної балки:

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

- в прольоті $d_{0,np}=h-a=0,4-0,03=0,37$ м;

- на опорі $d_{0,on}=h-a=0,4-0,05=0,35$ (м).

На опорі переріз тавровий, розрахункова ширина полки (рис. 3.15) визначається по формулі:

$$b'_f = b + 2 \cdot b'_{f1}$$

Консольні звіси полк відповідно до конструктивних вимог приймаються (розраховуємо для найменшого прольоту, як для найгіршого варіанту):

$$1) b'_{f1} \leq \frac{L_{z.б.}}{6} = \frac{6}{4,2} = 1,42 \text{ (м)};$$

$$2) \text{ при } h'_{f1} = 0,05 \geq 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 0,4 = 0,04 \quad b'_{f1} \leq \frac{S_{z.б.} - b_{z.б.}}{2} = \frac{0,4 - 0,2}{2} = 0,1 \text{ (м)}$$

приймаємо найменше $b'_{f1} = 1$ м, тоді $b'_f = b + 2 \cdot b'_{f1} = 0,3 + 2 \cdot 0,1 = 0,4$ м.

Для розрахунку міцності по нормальним перетинам на опорі головної балки визначаємо положення нейтральної осі з умови:

$$M \leq \gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (d_0 - 0,5 \cdot h'_f)$$

$$92,498 \text{ кН} \cdot \text{м} < 0,9 \cdot 17000 \cdot 0,4 \cdot 0,2 \cdot (0,37 - 0,5 \cdot 0,2) = 428,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

умова виконується, нейтральна вісь знаходиться в межах полки.

Розрахунок головної балки Бм-2

Підбір верхньої робочої арматури виконано по максимальним моментам на опорах:

Виконуємо підбір робочої арматури.

1) Переріз на першій опорі ($M_7 = -81,16$ кН·м)

$$\alpha_m = \frac{M_7}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{81,16}{0,9 \cdot 17000 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2} = 0,19 \Rightarrow \zeta = 0,89$$

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_7}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d_0} = \frac{81,16}{375 \cdot 0,89 \cdot 0,35} = 6,9 \text{ см}^2$$

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

приймаємо діаметр робочої арматури $2\phi 22$ А400С, $A_s^f = 7,6 \text{ см}^2$.

2) Переріз на другій опорі ($M_9 = -92,498 \text{ кН}\cdot\text{м}$)

$$\alpha_m = \frac{M_9}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{92,498}{0,9 \cdot 17000 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2} = 0,22 \Rightarrow \zeta = 0,87$$

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_9}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d_0} = \frac{92,498}{375 \cdot 0,87 \cdot 0,35} = 8,1 \text{ см}^2$$

приймаємо діаметр робочої арматури $2\phi 25$ А400С, $A_s^f = 9,82 \text{ см}^2$.

3) Переріз у першому прольоті ($M_1 = -34,265 \text{ кН}\cdot\text{м}$)

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{34,265}{0,9 \cdot 17000 \cdot 0,2 \cdot 0,37^2} = 0,081 \Rightarrow \zeta = 0,957$$

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d_0} = \frac{34,265}{375 \cdot 0,957 \cdot 0,37} = 2,58 \text{ см}^2$$

приймаємо діаметр робочої арматури $2\phi 14$ А400С, $A_s^f = 3,08 \text{ см}^2$.

4) Переріз у четвертому прольоті ($M_4 = -23,616 \text{ кН}\cdot\text{м}$)

$$\alpha_m = \frac{M_4}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{23,616}{0,9 \cdot 17000 \cdot 0,2 \cdot 0,37^2} = 0,056 \Rightarrow \zeta = 0,97$$

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_4}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d_0} = \frac{23,616}{375 \cdot 0,97 \cdot 0,37} = 1,75 \text{ см}^2$$

приймаємо діаметр робочої арматури $2\phi 12$ А400С, $A_s^f = 2,26 \text{ см}^2$.

3.4.3 Розрахунок головної балки перекриття по перетинам, похилим до повздожньої осі

Головна балка армується в'язаними каркасами, згідно конструктивних вимог мінімальний діаметр хомутів призначаємо $d_w = 8 \text{ мм}$, із арматури класу А240С.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Площа одного стержня $A_{swl}=0,503\text{см}^2$, розрахунковий опір поперечної арматури на розтяг $f_{ctd}=175\text{ МПа}$.

Відповідно до конструктивних вимог, крок хомутів приймаємо:

- на приопорних ділянках $S_1 \leq h/2 = 0,5/2 = 0,25\text{ (м)}$;
- в середній частині прольоту $S_2 \leq 0,75 \cdot h = 0,75 \cdot 0,5 = 0,375\text{ (м)}$.

Приймаємо $S_1 = 0,15\text{ м}$, $S_2 = 0,3\text{ м}$.

Якщо в перерізі розташований один хомут, то в розрахунку приймається площа двох стержнів:

$$A_{sw} = 4 \cdot 0,503 = 2,012\text{см}^2.$$

Визначаємо коефіцієнт армування

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_1} = \frac{2,012}{30 \cdot 15} = 0,0045$$

Зусилля в хомутах:

$$v_{sw} = \frac{f_{ycd} \cdot A_{sw}}{S_1} = \frac{175000 \cdot 2,012 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 234,74\text{ кН/м}.$$

Довжина проекції небезпечної похилої тріщини:

$$l_{inc} = \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_0^2}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,9 \cdot 1200 \cdot 0,2 \cdot 0,37^2}{234,74}} = 0,7\text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову $l_{inc} = 0,9\text{ (м)} \leq 2 \cdot d_0 = 2 \cdot 0,37 = 0,74\text{ (м)}$, умова не виконується, тому приймаємо $l_{inc} = 0,9\text{ (м)}$.

Перевіряємо умову:

$$v_{sw} = (234,74\text{кН / м}) \geq \frac{\phi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b}{2} = \frac{0,6 \cdot 0,9 \cdot 1200 \cdot 0,4}{2} = 129,6\text{ (кН/м)}$$

умова виконується.

Максимальна поперечна сила, що виникає в балці $Q_{\max} = 70,241\text{ кН}$.

1 етап. Розрахунок міцності головної балки на дію поперечної сили по похилій смузї між похилими тріщинами.

Перевірка достатності розмірів поперечного перерізу, щоб запобігти руйнування бетону від дії стискаючих зусиль:

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

$$Q_{\max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{0,on}$$

Для цього спочатку визначасмо коефіцієнти

$$\alpha = E_s/E_c = 200000/32500 = 6,15$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 6,15 \cdot 0,0045 = 1,13$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,847$$

Перевіряємо умову

$$70,241 \leq 0,3 \cdot 1,13 \cdot 0,847 \cdot 0,9 \cdot 17000 \cdot 0,2 \cdot 0,37 = 325,09 \text{ (кН)}$$

умова виконується – розміри поперечного перерізу балки достатні.

2 етап. Розрахунок міцності головної балки на дію поперечної сили по похилій тріщині:

$$Q_{\max} \leq Q_b + Q_{sw}$$

Поперечна сила, яка сприймається бетоном стиснутої зони:

$$Q_b = \frac{2 \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_0^2}{l_{inc}} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 1200 \cdot 0,2 \cdot 0,37^2}{0,9} = 65,712 \text{ кН}$$

Поперечна сила, що сприймається поперечною арматурою:

$$Q_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc} = 234,74 \cdot 0,7 = 164,3 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову

$$70,241 \text{ кН} < 65,712 + 164,3 = 230,01 \text{ кН,}$$

умова виконується, тому міцність головної балки по похилому перерізу забезпечено.

3 етап – Розрахунок міцності головної балки на дію згинального моменту по похилій тріщині.

Розрахунок похилих перерізів на дію моменту виконується в місцях обриву поздовжньої арматури:

$$M \leq M_s + M_{sw}$$

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Момент, який сприймається поздовжньою арматурою на при опорній ділянці:

$$M_s = f_{yd} \cdot A_s \cdot Z_s$$

де Z_s – плече внутрішньої пари сил, яке визначається за формулою:

$$Z = h - a - 0,5 \cdot x$$

де x дорівнює

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{b \cdot f_{cd}} = \frac{375 \cdot 4,52}{40 \cdot 17} = 2,42 \text{ см.}$$

Тоді $Z = 40 - 5 - 2,42 = 32,58 \text{ см.}$

Знаходимо момент, що сприймається поздовжньою арматурою:

$$M_s = 375000 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} \cdot 0,22 = 36,29 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Момент, який сприймається хомутами, нормальними до поздовжньої осі елементу з рівномірним кроком в межах розтягнутої зони розглянутого похилого перерізу, визначається за формулою:

$$M_{sw} = v_{sw} \cdot \frac{l_{inc}^2}{2} = 234,74 \cdot \frac{0,7^2}{2} = 57,51 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Визначаємо сумарний момент, який сприймається головною балкою при розрахунку по похилим перерізам:

$$M = 36,29 + 57,51 = 93,8 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

що значно більше, ніж згинальний момент на опорах.

3.4.4 Конструювання головної балки перекриття

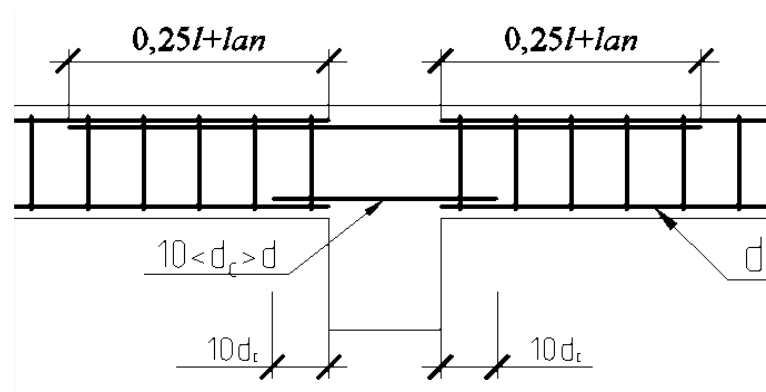
Головні балки перекриття у прольоті армують в'язаними каркасами. Ці каркаси доходять до граней головних балок і з'єднуються по низу підстиковочними стержнями (рис. 3.15 а). Відповідно до конструктивних вимог приймається не менше 10 мм і не менше $0,5 \cdot d$, де d – діаметр нижньої поздовжньої арматури каркасу. Ці стержні заводяться за грань опори у прольот не менш ніж $15 \cdot d$.

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

На опорах в головних балках встановлюються робочі стержні. Відповідно до конструктивних вимог на проміжних опорах вони заводяться за грань опори на довжину $0,25 \cdot l + l_{an}$, де l – прольот балки, l_{an} – довжина анкерівки арматури. Довжина анкерівки (l_{an}) залежить від класів арматури та бетону, умов роботи конструкції, діаметру арматури та приймається відповідно до конструктивних вимог. На крайніх опорах робочі стержні заходять в головну балку на довжину $0,25 \cdot l + l_{an}$, а у опору (головну балку) – на l_{an} (рис.3.15 б).

Радіус згину хомутів, та робочої опорної арматури приймається $5 \cdot d$, де d – діаметр стержня, що згинається.

а)



б)

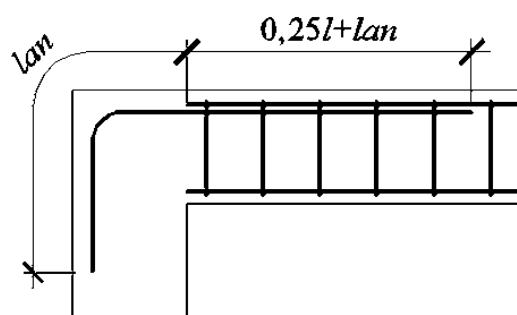


Рисунок 3.15 – Армуння опорних вузлів головних балок:

а – на середніх опорах; б – на крайніх опорах

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.5 Розрахунок головної балки Бм-15

Схема розташування головної балки наведена в графічній частині дипломного проекту. В розрахунково–пояснювальній записці виконано розрахунок головної балки Бм-15 (по вісі Г).

Розрахунок головних балок за допомогою ПК «Ліра-9.6» включає в себе збір постійного та тимчасового навантаження, розробку варіантів завантажень та сам розрахунок, який полягає у визначенні розрахункових сполучень зусиль (РСЗ).

Розробка варіантів завантажень.

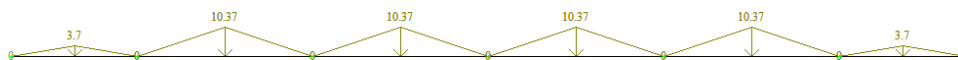
Для розрахунку головної балки задають постійне навантаження у всіх прольотах та різні варіанти тимчасових навантажень (у всіх прольотах, у через проліт, у перших трьох прольотах та інш.).

Схеми завантажень головної балки Бм-15:

1 постійне навантаження у всіх прольотах



2 тимчасове навантаження в усіх прольотах

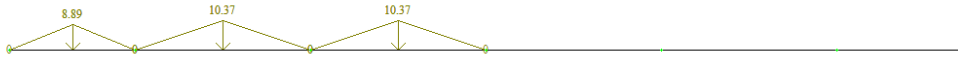


3 тимчасове навантаження через проліт



4 тимчасове навантаження в перших 3-ох прольотах

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						



Розрахунок головної балки Бм-15.

При проведенні розрахунку головної балки визначаємо зусилля в 3-х перетинах. Результати розрахунку (РСЗ) головної балки Бм-15 наведено в табл. 3.7., приведена в додатку А.

В результаті проведеного розрахунку з табл. 3.7 визначають:

- максимальний момент на першій опорі $M_1 = -80,143 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент на другій опорі $M_2 = -91,376 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент на третій опорі $M_3 = -93,84 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент на четвертій опорі $M_4 = -89,743 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент на п'ятій опорі $M_5 = -91,408 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент на шостій опорі $M_6 = -80,344 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент у першому прольоті $M_7 = 11,344 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент у другому прольоті $M_8 = 28,47 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент у третьому прольоті $M_9 = 28,734 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент у четвертому прольоті $M_{10} = 28,737 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент у п'ятому прольоті $M_{11} = 28,915 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальний момент у прольоті $M_{12} = 11,39 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
- максимальна поперечна сила $Q_{max} = 77,13 \text{ кН}$.

3.4.2 Розрахунок головної балки перекриття по перетинам, нормальним до повздовжньої осі

Робоча висота перерізу головної балки:

- в прольоті $d_{0,np} = h - a = 0,4 - 0,03 = 0,37 \text{ м}$;
- на опорі $d_{0,on} = h - a = 0,4 - 0,05 = 0,35 \text{ (м)}$.

На опорі переріз тавровий, розрахункова ширина полки визначається по формулі:

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

$$b'_f = b + 2 \cdot b'_{f1}$$

Консольні зв'язи полук відповідно до конструктивних вимог приймаються (розраховуємо для найменшого прольоту, як для найгіршого варіанту):

$$1) b'_{f1} \leq \frac{L_{z.б}}{6} = \frac{6}{4,2} = 1,42 \text{ (м)};$$

$$2) \text{ при } h'_{f1} = 0,05 \geq 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 0,4 = 0,04 \quad b'_{f1} \leq \frac{S_{z.б} - b_{z.б}}{2} = \frac{0,4 - 0,2}{2} = 0,1 \text{ (м)}$$

приймаємо найменше $b'_{f1} = 1$ м, тоді $b'_f = b + 2 \cdot b'_{f1} = 0,3 + 2 \cdot 0,1 = 0,4$ м.

Для розрахунку міцності по нормальним перетинам на опорі головної балки визначаємо положення нейтральної осі з умови:

$$M \leq \gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (d_0 - 0,5 \cdot h'_f)$$

$$93,84 \text{ кН} \cdot \text{м} < 0,9 \cdot 17000 \cdot 0,4 \cdot 0,2 \cdot (0,37 - 0,5 \cdot 0,2) = 428,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

умова виконується, нейтральна вісь знаходиться в межах полки.

Розрахунок головної балки Бм-15

Виконуємо підбір робочої арматури.

1) Переріз на першій опорі ($M_1 = -80,143$ кН·м)

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{80,143}{0,9 \cdot 17000 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2} = 0,21 \Rightarrow \zeta = 0,88$$

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{80,143}{375 \cdot 0,88 \cdot 0,35} = 6,93 \text{ см}^2$$

приймаємо діаметр робочої арматури $2\phi 22$ А400С, $A_s^f = 7,6 \text{ см}^2$.

2) Переріз на третій опорі ($M_3 = -93,84$ кН·м)

$$\alpha_m = \frac{M_3}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{93,84}{0,9 \cdot 17000 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2} = 0,25 \Rightarrow \zeta = 0,855$$

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$A_s = \frac{M_3}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d_0} = \frac{93,84}{375 \cdot 0,855 \cdot 0,35} = 8,36 \text{ см}^2$$

приймаємо діаметр робочої арматури 2Ø25 A400C, $A_s^f = 9,82 \text{ см}^2$.

3) Переріз у першому прольоті ($M_7 = -11,344 \text{ кН} \cdot \text{м}$)

$$\alpha_m = \frac{M_7}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{11,344}{0,9 \cdot 17000 \cdot 0,2 \cdot 0,37^2} = 0,02 \Rightarrow \zeta = 0,99$$

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_7}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d_0} = \frac{11,344}{375 \cdot 0,99 \cdot 0,37} = 0,8 \text{ см}^2$$

З конструктивних міркувань приймаємо мінімальний діаметр робочої арматури 2Ø12 A400C, $A_s^f = 2,26 \text{ см}^2$.

4) Переріз у п'ятому прольоті ($M_{11} = -28,915 \text{ кН} \cdot \text{м}$)

$$\alpha_m = \frac{M_{11}}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{28,915}{0,9 \cdot 17000 \cdot 0,2 \cdot 0,37^2} = 0,069 \Rightarrow \zeta = 0,965$$

Площа перерізу арматури знаходиться по формулі:

$$A_s = \frac{M_{11}}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d_0} = \frac{28,915}{375 \cdot 0,965 \cdot 0,37} = 2,15 \text{ см}^2$$

приймаємо діаметр робочої арматури 2Ø12 A400C, $A_s^f = 2,26 \text{ см}^2$.

3.5.2 Розрахунок головної балки по перетинам, похилим до повздовжньої осі

Контурна балка армується в'язаними каркасами, згідно конструктивних вимог мінімальний діаметр хомутив призначаємо $d_w = 6 \text{ мм}$, із арматури класу A240C.

Площа одного стержня $A_{swl} = 0,283 \text{ см}^2$, розрахунковий опір поперечної арматури на розтяг $f_{ycd} = 175 \text{ МПа}$.

Відповідно до конструктивних вимог, крок хомутив приймаємо:

- на приопорних ділянках $S_1 \leq h/2 = 0,5/2 = 0,25 \text{ (м)}$;
- в середній частині прольоту $S_2 \leq 0,75 \cdot h = 0,75 \cdot 0,5 = 0,37 \text{ (м)}$.

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Приймаємо $S_1=0,15$ м, $S_2=0,25$ м.

Якщо в перерізі розташований один хомут, то в розрахунку приймається площа двох стержнів:

$$A_{sw}=4 \cdot 0,283=1,132 \text{ см}^2.$$

Визначаємо коефіцієнт армування

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_1} = \frac{1,132}{25 \cdot 15} = 0,003$$

Зусилля в хомутах:

$$v_{sw} = \frac{f_{ycd} \cdot A_{sw}}{S_1} = \frac{175000 \cdot 1,132 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 132,06 \text{ кН/м.}$$

Довжина проекції небезпечної похилої тріщини:

$$l_{inc} = \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_0^2}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,9 \cdot 1200 \cdot 0,2 \cdot 0,37^2}{132,06}} = 0,66 \text{ (м).}$$

Перевіряємо умову $l_{inc}=0,66$ (м) $\leq 2 \cdot d_0=2 \cdot 0,37=0,74$ (м), умова виконується, тому приймаємо $l_{inc}=0,66$ (м).

Перевіряємо умову:

$$v_{sw} = (132,06 \text{ кН / м}) \geq \frac{\phi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b}{2} = \frac{0,6 \cdot 0,9 \cdot 1200 \cdot 0,2}{2} = 64,8 \text{ (кН/м)}$$

умова виконується.

Максимальна поперечна сила, що виникає в балці $Q_{\max}=77,13$ кН.

1 етап. Розрахунок міцності контурної балки на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами.

Перевірка достатності розмірів поперечного перерізу, щоб запобігти руйнування бетону від дії стискаючих зусиль:

$$Q_{\max} \leq 0,3 \cdot \phi_{w1} \cdot \phi_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{0,on}$$

Для цього спочатку визначаємо коефіцієнти

$$\alpha = E_s / E_c = 200000 / 32500 = 6,15$$

$$\phi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 6,15 \cdot 0,003 = 1,09$$

$$\phi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,847$$

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Перевіряємо умову

$$77,13 \leq 0,3 \cdot 1,09 \cdot 0,847 \cdot 0,9 \cdot 17000 \cdot 0,2 \cdot 0,37 = 313,58 \text{ (кН)}$$

умова виконується – розміри поперечного перерізу балки достатні.

2 етап. Розрахунок міцності контурної балки на дію поперечної сили по похилій тріщині:

$$Q_{\max} \leq Q_b + Q_{sw}$$

Поперечна сила, яка сприймається бетоном стиснутої зони:

$$Q_b = \frac{2 \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_0^2}{l_{inc}} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 1200 \cdot 0,2 \cdot 0,37^2}{0,66} = 89,6 \text{ кН.}$$

Поперечна сила, що сприймається поперечною арматурою:

$$Q_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc} = 132,06 \cdot 0,66 = 87,15 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову

$$77,13 \text{ кН} < 89,6 + 87,15 = 176,75 \text{ кН,}$$

умова виконується, тому міцність контурної балки по похилому перерізу забезпечено.

3 етап – Розрахунок міцності контурної балки на дію згинального моменту по похилій тріщині.

Розрахунок похилих перерізів на дію моменту виконується в місцях обриву поздовжньої арматури:

$$M \leq M_s + M_{sw}$$

Момент, який сприймається поздовжньою арматурою на при опорній ділянці:

$$M_s = f_{yd} \cdot A_s \cdot Z_s$$

де Z_s – плече внутрішньої пари сил, яке визначається за формулою:

$$Z = h - a - 0,5 \cdot x$$

де x дорівнює

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{b \cdot f_{cd}} = \frac{375 \cdot 4,52}{20 \cdot 17} = 4,85 \text{ см.}$$

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Тоді $Z = 20 - 2 - 4,85 = 13,15$ см.

Знаходимо момент, що сприймається повздовжньою арматурою:

$$M_s = 375000 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} \cdot 0,485 = 82,2 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Момент, який сприймається хомутами, нормальними до поздовжньої осі елементу з рівномірним кроком в межах розтягнутої зони розглянутого похилого перерізу, визначається за формулою:

кН·м.

Визначаємо сумарний момент, який сприймається контурною балкою при розрахунку по похилим перерізам:

$$M = 82,2 + 28,76 = 110,96 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

що більше, ніж згинальний момент на опорах.

3.5.3 Конструювання головної балки перекриття

Контурні балки армують в'язаними каркасами. Нижня прольотна арматура заводиться у сусідній прольот на відстань $15 \cdot d$. На опорах в контурних балках встановлюються робочі стержні. Відповідно до конструктивних вимог на проміжних опорах вони заводяться за грань опори на довжину $0,25 \cdot l + l_{an}$, де l – прольот балки, l_{an} – довжина анкерівки арматури. Довжина анкерівки (l_{an}) залежить від класів арматури та бетону, умов роботи конструкції, діаметру арматури. Радіус згину хомутів, та робочої опорної арматури приймається $5 \cdot d$, де d – діаметр стержня, що згинається.

3.6 Розрахунок та конструювання колони крайнього ряду

Розрахунок міцності колони крайнього ряду, як позacentрово-стиснутого елементу з симетричним армуванням виконуємо з урахуванням впливу прогину елементу. Таблиця РСЗ приведена в додатку А. (табл. 3.8)

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Колону розраховуємо по найбільш не вигідним комбінаціям РЗС, які були отримані в результаті розрахунку поперечної рами.

- колона підвалу	$M=184,66$ кН·м	$N=2597,9$ кН	$e_0=M/N=0,071$ м;
- колона 1-го поверху	$M=200,04$ кН·м	$N=2220,53$ кН	$e_0=M/N=0,09$ м;
- колона 2-го поверху	$M=165,70$ кН·м	$N=1890,28$ кН	$e_0=M/N=0,087$ м;
- колона 3-го поверху	$M=151,56$ кН·м	$N=1503,02$ кН	$e_0=M/N=0,1$ м;
- колона 4-го поверху	$M=165,77$ кН·м	$N=1127,56$ кН	$e_0=M/N=0,14$ м;
- колона 5-го поверху	$M=133,613$ кН·м	$N=805,23$ кН	$e_0=M/N=0,16$ м;
- колона 6-го поверху	$M=102,94$ кН·м	$N=181,37$ кН	$e_0=M/N=0,56$ м;

Розрахунок колони підвалу.

Визначаємо гнучкість колони $l_0/h = 2,92/0,4=7,3$. Згідно конструктивних вимог мінімальний процент армування, при даній гнучкості, становить 0,2%. Тому умовну критичну силу визначаємо по формулі:

$$N_{cr} = 0,15 \cdot \frac{E_c \cdot b \cdot h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} = 0,15 \cdot \frac{30 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,4}{\left(\frac{2,92}{0,4}\right)^2} = 1351 \text{ кН,}$$

де: E_c – модуль пружності бетону, для С20/25 приймається $30 \cdot 10^3$ МПа;

b та h – розміри поперечного перерізу колони, 0,4 x 0,4 м;

l_0 – розрахункова довжина колони, приймається рівною висоті поверху, 2,92 м.

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину елемента:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{2597,9}{1351}} = 1,08$$

Гранична висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7456}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7456}{1,1}\right)} = 0,6$$

де: ω – характеристика стиснутої зони бетону, визначається по формулі

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,7456;$$

α – коефіцієнт, для важкого бетону 0,85;

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

σ_{sr} - напруги в арматурі, прийняте розрахунковому опоріві арматури на розтяг

$$f_{yd} = 365 \text{ МПа};$$

$\sigma_{sc,u}$ - граничні напруги в арматурі стиснутої зони, прийняте рівним 500 МПа.

Визначаємо відносну величину повздовжньої сили:

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0} = \frac{2597,9}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365} = 0,136$$

в даній формулі d_0 – робоча висота перерізу колони, $d_0 = h - a = 0,4 - 0,035 = 0,365$ м.

Тому що $\alpha_n = 0,136 < \xi_R = 0,6$, то площу симетричної арматури визначаємо по формулі:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta}$$

$$= \frac{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365}{365000} \cdot \frac{0,89 - 0,136 \cdot \left(1 - \frac{0,136}{2}\right)}{1 - 0,095} = 7,71 \text{ см}^2$$

в даній формулі:

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,08 \cdot (1 - 0,6) + 2 \cdot 0,86 \cdot 0,6}{1 - 0,6 + 2 \cdot 0,86} = 0,69$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0,98 - 0,136 \cdot \left(1 - \frac{0,136}{2}\right)}{1 - 0,095} = 0,86$$

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{2597,9 \cdot 0,24}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365^2} = 0,89$$

$$\delta = \frac{a'}{d_0} = \frac{0,035}{0,365} = 0,095$$

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{d_0 - a'}{2} = 0,071 \cdot 1,08 + \frac{0,365 - 0,035}{2} = 0,24 \text{ м.}$$

Мінімальна площа арматури становить $A_s = A'_s = \frac{\mu \cdot B \cdot H}{100} = \frac{0,2 \cdot 40 \cdot 40}{100} = 4 \text{ см}^2$.

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Відповідно до розрахунку в стиснутій та розтягнутій зонах приймаємо по 2 стрижня діаметром 25 мм із арматури класу А400С, фактична площа арматури складає 9,82 см².

Армування колони виконуємо зварними каркасами. Відповідно до конструктивних вимог діаметр поперечних стрижнів в каркасах приймається не менше 0,25·*d* (де *d* – найбільший діаметр поздовжніх стрижнів), крім того, не менше 5 мм.

Крок хомутів у зварних каркасах приймається не більше 20·*d* (де *d* – найменший діаметр стиснутих поздовжніх стрижнів), але не більше 500 мм.

Крок хомутів в місцях стикування робочої арматури в напусках без зварки приймається не більше 10·*d*.

Таким чином при діаметрі робочої арматури колони 18 мм поперечну арматуру приймаємо Ø6 А400С з кроком 500 мм, в містах стикування каркасів – 250 мм.

В монолітних колонах багатоповерхових будинків стик поздовжніх стрижнів рекомендується виконувати на рівні верху перекриттів. Довжина анкеровки (*l_{an}*) залежить від класів арматури та бетону, умов роботи конструкції, діаметру арматури. При арматурі класу А400С та бетоні класу С20/25 довжина анкеровки становить 29·*d* = 25·29 = 725 мм, приймаємо 750 мм.

Розрахунок колони 1-го поверху.

Визначаємо гнучкість колони $l_0/h=3,3/0,4=0,825$. Згідно конструктивних вимог мінімальний процент армування, при даній гнучкості, становить 0,2%. Тому умовну критичну силу визначаємо по формулі:

$$N_{cr} = 0,15 \cdot \frac{E_c \cdot b \cdot h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} = 0,15 \cdot \frac{30 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,4}{\left(\frac{3,3}{0,4}\right)^2} = 7200 \text{ кН}$$

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину елемента:

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{2220,5}{7200}} = 1,44$$

Визначаємо відносну величину повздовжньої сили:

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0} = \frac{2220,5}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365} = 1,16$$

Тому що $\alpha_n = 1,16 > \xi_R = 0,6$, то площу симетричної арматури визначаємо по формулі:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,4365}{365000} \cdot \frac{0,94 - 0,77 \cdot \left(1 - \frac{0,77}{2}\right)}{1 - 0,095} = 6,03 \text{ см}^2$$

в даній формулі:

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,16 \cdot (1 - 0,6)}{1 - 0,6 + 2 \cdot 0,1} = 0,77$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0,94 - 1,16 \cdot \left(1 - \frac{1,16}{2}\right)}{1 - 0,095} = 0,1$$

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{2220,5 \cdot 0,29}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365^2} = 0,94$$

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{d_0 - a'}{2} = 0,09 \cdot 1,44 + \frac{0,365 - 0,035}{2} = 0,29 \text{ м.}$$

Відповідно до розрахунку в стиснутій та розтягнутій зонах приймаємо по 2 стрижня діаметром 20 мм із арматури класу А400С, фактична площа арматури складає 6,28 см².

При діаметрі робочої арматури колони 20 мм поперечну арматуру приймаємо Ø6 А400С з кроком 400 мм, в містах стиковки каркасів – 200 мм.

Довжина анкерів становить $29 \cdot d = 29 \cdot 20 = 580$ мм, приймаємо 600 мм.

Розрахунок колони 2-го поверху.

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Визначаємо гнучкість колони $l_0/h = 3,3/0,4=8,25$. Згідно конструктивних вимог мінімальний процент армування, при даній гнучкості, становить 0,2%. Тому умовну критичну силу визначаємо по формулі:

$$N_{cr} = 0,15 \cdot \frac{E_c \cdot b \cdot h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} = 0,15 \cdot \frac{30 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,4}{\left(\frac{3,3}{0,4}\right)^2} = 7200 \text{ кН}$$

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину елемента:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1890,26}{7200}} = 1,35$$

Визначаємо відносну величину повздовжньої сили:

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0} = \frac{1890,26}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365} = 0,99$$

Тому що $\alpha_n = 1,35 > \xi_R = 0,6$, то площу симетричної арматури визначаємо по формулі:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365}{365000} \cdot \frac{0,76 - 0,6 \cdot \left(1 - \frac{0,6}{2}\right)}{1 - 0,095} = 6,46 \text{ см}^2$$

в даній формулі:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{1890,26 \cdot 0,28}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365^2} = 0,76$$

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{d_0 - a'}{2} = 0,087 \cdot 1,35 + \frac{0,365 - 0,035}{2} = 0,28 \text{ м.}$$

Відповідно до розрахунку в стиснутій та розтягнутій зонах приймаємо по 2 стрижня діаметром 22 мм із арматури класу А400С, фактична площа арматури складає 7,6 см².

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

При діаметрі робочої арматури колони 22 мм поперечну арматуру приймаємо Ø6 А400С з кроком 450 мм, в містах стиковки каркасів – 200 мм.

Довжина анкерів становить $29 \cdot d = 29 \cdot 22 = 638$ мм, приймаємо 650 мм.

Розрахунок колони 3-го поверху.

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину елемента:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1503,02}{7200}} = 1,26$$

Визначаємо відносну величину повздовжньої сили:

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0} = \frac{1503,02}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365} = 0,78$$

Тому що $\alpha_n = 0,78 > \xi_R = 0,6$, то площу симетричної арматури визначаємо по формулі:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365}{365000} \cdot \frac{0,65 - 0,6 \cdot \left(1 - \frac{0,6}{2}\right)}{1 - 0,095} = 6,3 \text{ см}^2$$

в даній формулі:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{1503,02 \cdot 0,29}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365^2} = 0,65$$

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{d_0 - a'}{2} = 0,1 \cdot 1,26 + \frac{0,365 - 0,035}{2} = 0,29 \text{ м.}$$

Відповідно до розрахунку в стиснутій та розтягнутій зонах приймаємо по 2 стрижня діаметром 22 мм із арматури класу А400С, фактична площа арматури складає 7,6 см².

При діаметрі робочої арматури колони 22 мм поперечну арматуру приймаємо Ø6 А400С з кроком 450 мм, в містах стиковки каркасів – 200 мм.

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Довжина анкеровки становить $29 \cdot d = 29 \cdot 20 = 580$ мм, приймаємо 600 мм.

Розрахунок колони 4-го поверху.

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину елемента:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1127,56}{7200}} = 1,19$$

Визначаємо відносну величину повздовжньої сили:

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0} = \frac{1127,56}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365} = 0,61$$

Тому що $\alpha_n = 0,61 > \xi_R = 0,6$, то площу симетричної арматури визначаємо по формулі:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} =$$
$$= \frac{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365}{365000} \cdot \frac{0,53 - 0,6 \cdot \left(1 - \frac{0,6}{2}\right)}{1 - 0,095} = 6,26 \text{ см}^2$$

в даній формулі:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{1127,56 \cdot 0,32}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365^2} = 0,53$$

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{d_0 - a'}{2} = 0,14 \cdot 1,19 + \frac{0,365 - 0,035}{2} = 0,32 \text{ м.}$$

Відповідно до розрахунку в стиснутій та розтягнутій зонах приймаємо по 2 стрижня діаметром 20 мм із арматури класу А400С, фактична площа арматури складає 6,28 см².

При діаметрі робочої арматури колони 20 мм поперечну арматуру приймаємо Ø6 А400С з кроком 400 мм, в містах стиковки каркасів – 200 мм.

Довжина анкеровки становить $29 \cdot d = 29 \cdot 20 = 580$ мм, приймаємо 600 мм.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Розрахунок колони 5-го поверху.

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину елемента:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{805,23}{7200}} = 1,36$$

Визначаємо відносну величину повздовжньої сили:

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0} = \frac{805,23}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365} = 0,42$$

Тому що $\alpha_n = 0,42 < \xi_R = 0,6$, то площу симетричної арматури визначаємо по формулі:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta}$$
$$= \frac{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365}{365000} \cdot \frac{0,44 - 0,42 \cdot \left(1 - \frac{0,42}{2}\right)}{1 - 0,095} = 6,24 \text{ см}^2 \text{ см}^2$$

в даній формулі:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{\gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_0^2} = \frac{805,23 \cdot 0,38}{0,9 \cdot 14500 \cdot 0,4 \cdot 0,365^2} = 0,44$$

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{d_0 - a'}{2} = 0,16 \cdot 1,36 + \frac{0,365 - 0,035}{2} = 0,38 \text{ м.}$$

Відповідно до розрахунку в стиснутій та розтягнутій зонах приймаємо по 2 стрижня діаметром 20 мм із арматури класу А400С, фактична площа арматури складає 6,24 см².

При діаметрі робочої арматури колони 20 мм поперечну арматуру приймаємо Ø6 А400С з кроком 400 мм, в містах стиковки каркасів – 200 мм.

Довжина анкерів становить $29 \cdot d = 29 \cdot 20 = 580$ мм, приймаємо 600 мм.

З відповідності до конструктивних вимог, в колонах приймається діаметр робочої арматури не менше Ø12, тому, приймаємо робочу арматуру в колонах з 6 по

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

технічний поверх включно, по 2 стержня діаметром 12 мм із арматури класу А400С, фактична площа арматури складає 2,26 см².

3.7 Розрахунок та проектування пальового фундаменту

3.7.1 Вихідні данні

Таблиця 3.9

№ Варіанта	Найменування ґрунту, рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	ρ, г/см ³	ρ _s , г/см ³	Вологість, д.о.			Показники міцності		Коеф. Пуассона, ν, д.о.	Штампові досліди А _{шт} =5000см ²	
					W	W _L	W _p	φ ⁰	С, кПа		Р, МПа	S, см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3	Насипний ґрунт (суглинистий) (t Q ₄)	3,8-3,5	1,54	2,6	0,14	0,2	0,12	19	4,0	0,4	0,1	0,75
											0,2	1,5
											0,3	2,25
											0,4	3,3
	Суглинок (N ₂)	7,0-8,0	1,9	2,68	0,22	0,28	0,15	-	-	0,37		
	Глина, що підстиляється скелею (N ₁)	10,2-9,6	1,9	2,72	0,24	0,46	0,16	-	-	0,41	-	-
Рівень ґрунтових вод на глибині 7,0 м від поверхні												

Визначення навантажень на фундаменти

Вантажна площа передачі навантаження на типові колони каркасу:

$$\text{На колону Б/11} \quad b=(4,5+1,2)/2 \times (4,2+4,2)/2=11,97 \text{ м}^2;$$

$$\text{На колону Д/4} \quad b=(4,8+3,6)/2 \times 3,3/2=6,93 \text{ м}^2;$$

Зосереджене навантаження на типові колони каркасу від перекриття і даху:

$$N = \sum g \cdot b = ((7,45 \cdot 5) + 4,5) \cdot 11,97 = 499 \text{ кН} - \text{ на колону Б/11};$$

$$N = \sum g \cdot b = ((7,45 \cdot 5) + 4,5) \cdot 6,93 = 289 \text{ кН} - \text{ на колону Д/4};$$

Власна вага колони 400×400:

$$P_{\text{колонна}}^{\text{Б,Д}} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 22,9 \cdot 25 = 91,6 \text{ кН}$$

Сумарне навантаження в рівні верхнього обріза фундаменту:

$$P_{\text{колонна}}^{\text{Б}} = 499 + 91,6 = 591 \text{ кН}$$

$$P_{\text{колонна}}^{\text{Д}} = 289 + 91,6 = 381 \text{ кН}$$

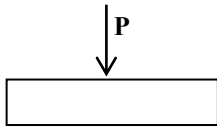
3.7.2 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчику

												Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата								

Визначення фізико-механічних характеристик ІГЕ-1 суглинистого насипного ґрунту

1. Коефіцієнт пористості: $e = (1 + W) \frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 = (1 + 0,14) \frac{26,0}{15,4} - 1 = 0,92$
2. Число пластичності: $I_p = W_L - W_p = 0,2 - 0,12 = 0,08$
3. Показник текучості: $I_L = \frac{(W - W_p)}{I_p} = \frac{0,14 - 0,12}{0,08} = 0,25$

Аналіз штампових випробувань



$$A = 5000 \text{ см}^2; d = 78,9 \text{ см}$$

Модуль загальної деформації визначаємо по формулі:

$$E = (1 - \mu^2) \frac{P \cdot A}{S \cdot d} = (1 - 0,37^2) \frac{0,1 \cdot 5000}{0,75 \cdot 78,9} = 7,29 \text{ (МПа)}$$

Відповідно до отриманих значень даний ґрунт є суглинком полутвердим із $C = 4$ кПа, $\varphi = 19^\circ$; $E = 7$ МПа.

Визначення фізико-механічних характеристик ІГЕ-2 суглинку

Для нормованого глинистого ґрунту за показниками I_p , I_L , з табл. №В.2 ДБН В.2.1-10-2009 визначаються міцності і деформаційні характеристики глинистого ґрунту C , φ , E .

1. Коефіцієнт пористості: $e = (1 + W) \frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 = (1 + 0,22) \frac{26,8}{19,0} - 1 = 0,72$
2. Число пластичності: $I_p = W_L - W_p = 0,28 - 0,15 = 0,13$
3. Показник текучості: $I_L = \frac{(W - W_p)}{I_p} = \frac{0,22 - 0,15}{0,13} = 0,54$

Відповідно до отриманих значень даний ґрунт є суглинком м'якопластичним із $C = 20$ кПа, $\varphi = 18^\circ$; $E = 12$ МПа.

Визначення фізико-механічних характеристик ІГЕ-3 глини

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Для нормованого глинистого ґрунту за показниками I_p , I_L , з табл. №В.2 ДБН В.2.1-10-2009 визначаються міцності і деформаційні характеристики глинистого ґрунту C , φ , E .

1. Коефіцієнт пористості: $e = (1 + W) \frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 = (1 + 0,24) \frac{27,2}{19,0} - 1 = 0,76$

2. Число пластичності: $I_p = W_L - W_p = 0,46 - 0,16 = 0,3$

3. Показник текучості: $I_L = \frac{(W - W_p)}{I_p} = \frac{0,24 - 0,16}{0,3} = 0,27$

Відповідно до отриманих значень даний ґрунт є глиною тугопластичною із $C = 50$ кПа, $\varphi = 17^0$; $E = 18$ МПа.

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Зведена таблиця фізико – механічних характеристик ґрунту

№ п/п	Назва ґрунту	Середня товщина, м	ρ_s , г/см ³	γ_s , кН/м ³	ρ , г/см ³	γ , кН/м ³	Вологість, %			I _L	I _p	e	Міцнісні характеристики		S _r	E, кПа
							W	W _L	W _p				C, кПа	ϕ°		
1	Насипний ґрунт (сугл. полутвердий)	3,65	2,6	26	1,54	15,4	0,14	0,2	0,12	0,25	0,08	0,92	4	19	-	7
2	Суглинок м'якопластичний	7,5	2,68	26,8	1,9	19	0,22	0,28	0,28	0,54	0,13	0,72	20	18	-	12
3	Глина тугопластична	9,9	2,72	27,2	1,9	19	0,24	0,46	0,46	0,27	0,3	0,76	50	17	-	18

Рівень ґрунтових вод на глибині 7,0 м від поверхні

Призначення глибини закладання підшви ростверку

В залежності від глибини закладання підвалу, приймаємо позначку глибини закладання ростверку -3,9 м.

Призначення позначки для вістря палі. Палю занурюємо у несучий шарю а саме у глину на 2 м, та визначаємо довжину палі 10м. Позначка вістря палі -13,8м. Обираємо забивну палю маркою Нп 10-30.

4.3 Проектування пальового фундаменту у осях Б/11

3.7.3 Визначення несучої здатності палі

Розраховуємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} * R * A + U \sum \gamma_{cf} * f_i * h_i)$$

де F_d – несуча спроможність палі.

γ_c - коеф. умов роботи палі у ґрунті; $\gamma_c = 1$

γ_{cr} и γ_{cf} - коеф. умов роботи ґрунту пуд нижнім кінцем палі та за

боковою поверхнею відповідно. $\gamma_{cr} = \gamma_{cf} = 1$

A – площа нижнього кінця палі; $A = d^2 = 0,30^2 = 0,09 \text{ м}^2$

U – периметр кінця сваї; $U = 4*d = 4*0,30 = 1,2 \text{ м}$

R – розрахунковий опір ґрунту під підшвою палі. Приймаємо при $h = 13,5 \text{ м}$ $R = 4400 \text{ кПа}$.

f_i - розрахунковий опір ґрунту за боковою поверхнею палі.

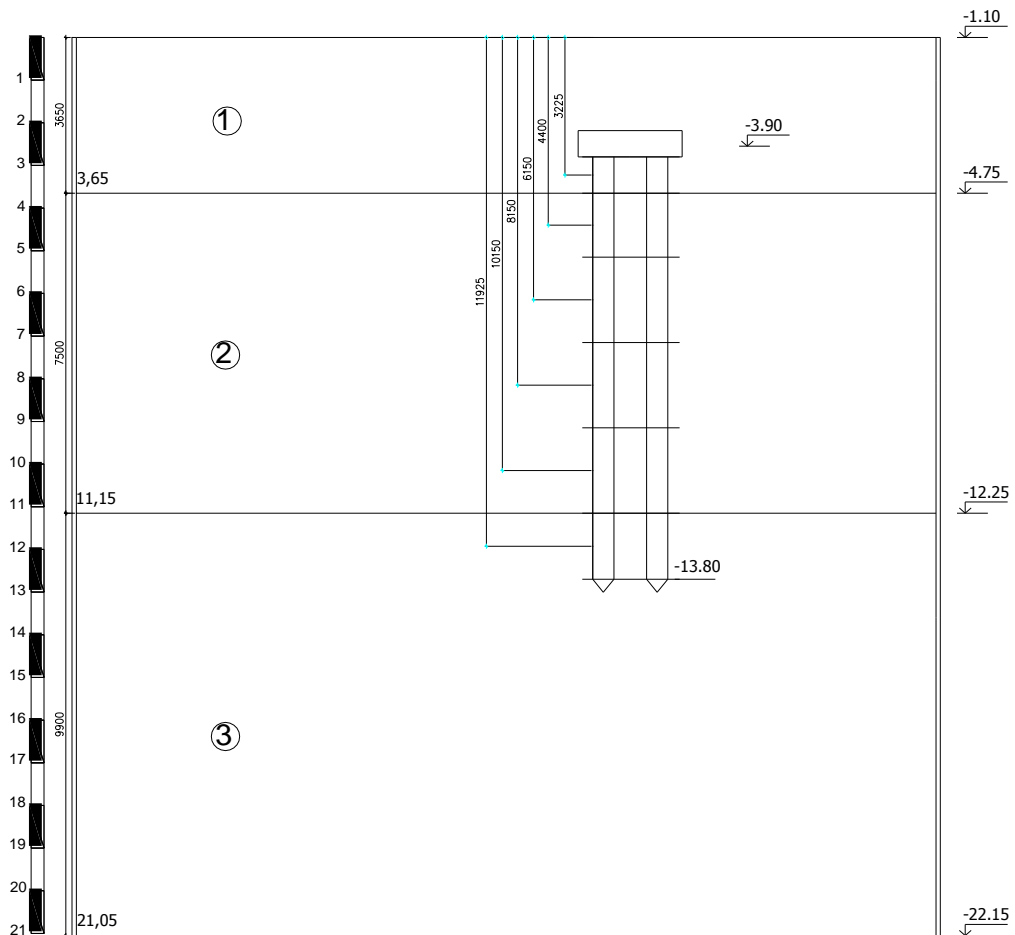


Рисунок 3.17 – Геологічний переріз

- 1 – Насипний ґрунт
- 2 – Суглинок м'якопластичний
- 3 – Глина тугопластична

Умовні позначки

h_i м	l_i м	f_i кПа	$f_i * h_i$ кН/м
0,85	3,23	38	32,3
1,5	4,4	23	34,5
2	6,15	25,2	50,4
2	8,15	26,3	52,6
2	10,2	27,1	54,2
1,55	11,9	47	72,85
$\sum f_i * h_i$			296,85

Тут l_i - відстань від поверхні ґрунту до середини шару.

Тоді: $F_d = 1 * (1 * 4400 * 0,09 + 1,2 * 296,85) = 752 \text{ кН}$

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.7.4 Визначення розрахункового навантаження на палю

Визначаємо за формулою: $P = \frac{F_d}{\gamma_k}$; $\gamma_k = 1.4$ так як F_d визначалось

розрахунковим шляхом.

$$P = \frac{752}{1,4} = 537 \text{кН}$$

3.7.5 Визначення необхідної кількості паль

Визначаємо за формулою: $n = \frac{N + 0.1 * N}{P}$. У даній формулі $0.1 * N$ враховує

момент. По кількості паль введемо такі обмеження:

$$1 < n < 9$$

$$n = \frac{591 + 0,1 * 591}{537} = 1,21 \text{ враховуючи розмір навантажень та результати}$$

попередніх розрахунків приймаємо куц з 2 паль.

3.7.8 Розміщення паль у плані

Згідно ДБН відстань між палями має бути не менш ніж три діаметра палі.

Приймаємо $S_1 = 3 * d = 3 * 0,30 = 0,9 \text{м}$; $S_1 = 0,9 \text{м}$;

$$S_2 = 0,5 \sqrt{36d^2 - S_1^2} = 0,5 \sqrt{36 * 0,30^2 - 0,9^2} = 0,78 \text{ м.}$$

Приймаємо $S_2 = 0,9 \text{ м}$.

3.7.9 Визначення розрахункового фактичного навантаження на палю

Визначаємо за формулою: $N_\phi = \frac{N * \gamma_k * S_1}{n}$, де

n – Кількість паль;

γ_k - коефіцієнт надійності $\gamma_k = 1,4$

S_1 - відстань між палями у ряду

Врахуємо, що $N_\phi < P$

$$N_\phi = \frac{591 * 1,4 * 1,1}{2} = 455 \text{кН}$$

$N_\phi = 455 \text{кН} < P = 537 \text{кН}$ - умова виконується.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

3.7.10 Конструювання ростверку

А) За довжиною/шириною.

Тут необхідно врахувати що:

1. Відстань від краю палі до краю ростверку має бути не менш ніж 5 см.
2. Відстань від осі палі до краю ростверку має бути не менш ніж d палі.
3. Враховуючи можливе відхилення вісі палі від проектного положення при забиванні можливе її зсув на $0,2d$.

Тобто $0,2 \cdot 0,30 + 0,05 = 0,11$ м. Приймаємо 0,2 м.

Враховуючи усе вищезазначене приймаємо відстань від осі палі до краю ростверку 300 мм.

Б) За висотою.

3.7.11 Визначення довжини та ширини ростверку

$$b_p = 2 \cdot d = 2 \cdot 0,30 = 0,6(\text{м}) \quad l_p = 2 \cdot d + S_1 = 2 \cdot 0,30 + 0,9 = 1,5(\text{м})$$

Необхідність підвищеної частини ростверку визначається розрахунком:

- висота плитної частини ростверку:

$$H_0 = 0,5b_{пк} \left(\sqrt{1 + \frac{4 \cdot (2 \cdot b_{кп} \cdot (\ell_{кп} - \ell_{пк}) - (b_{кп} - b_{пк})^2)}{(3\alpha + 4) \cdot b_{пк}^2}} - 1 \right) =$$
$$= 0,5 \cdot 0,25 \left(\sqrt{1 + \frac{4 \cdot (2 \cdot 1,45 \cdot (2,55 - 1,0) - (1,45 - 0,25)^2)}{(3 \cdot 0,539 + 4) \cdot 0,25^2}} - 1 \right) = 0,25(\text{м})$$

где $h_{пк}$ – довжина перерізу підколоннику;

α – безрозмерний коефіцієнт определяется отношением:

$$\alpha = \frac{f_{сгд}}{P_{ср}} = \frac{900}{1671} = 0,539 \quad P_{ср} = \frac{F_d \cdot n}{b_p \cdot l_p} = \frac{752 \cdot 2}{0,6 \cdot 1,5} = 1671(\text{кПа})$$

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

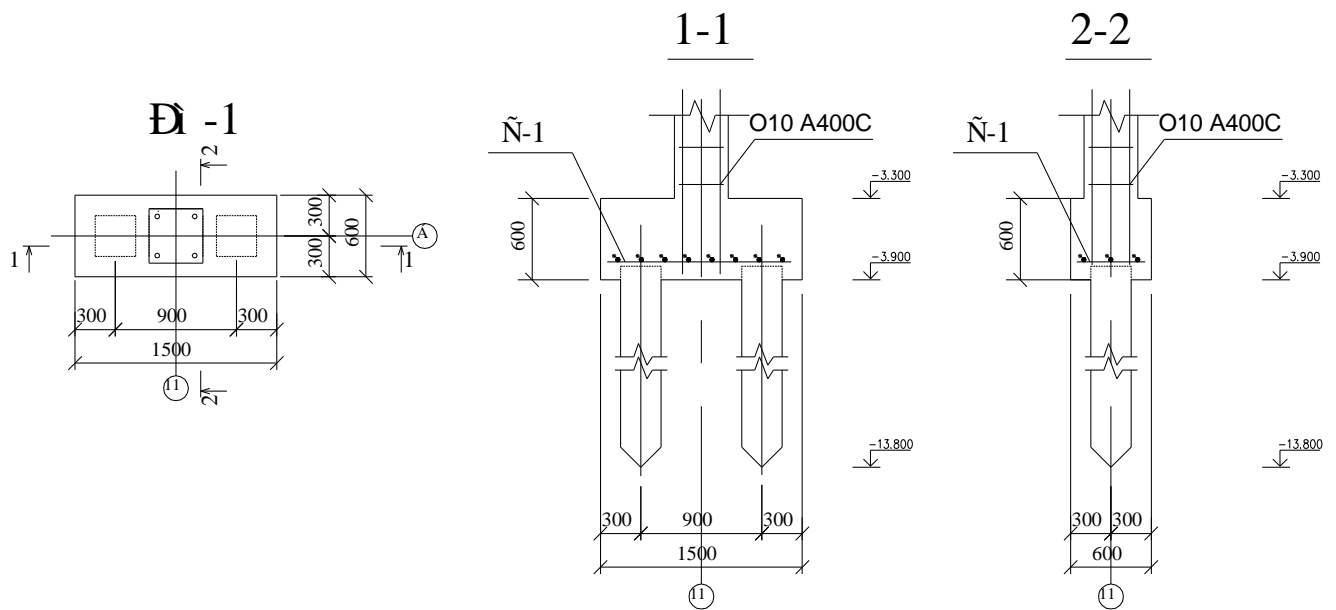


Рисунок 3.18 – Конструювання ростверку

Приймаємо висоту ростверку 600 мм.

Перевірка жорсткості ростверку

$$\begin{cases} b_{кп} \leq b_{нк} + 2 \cdot H_0 & - \text{жорсткий} \\ l_{кп} \leq l_{нк} + 2 \cdot H_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_{кп} > b_{нк} + 2 \cdot H_0 & - \text{гнучкий} \\ l_{кп} > l_{нк} + 2 \cdot H_0 \end{cases}$$

$b_{пк}; l_{пк}$ – ширина та довжина підколонника, м;

$b_{кп}; l_{кп}$ – ширина та довжина куста паль, м;

H_0 – висота ростверку, м.

Для b : $b_{кп} = 0,3\text{м} < b_{прод} = 0,4 + 2 \cdot 0,6 = 1,6\text{м}$ – жорсткий;

Для l : $l_{кп} = 0,9 + 0,3 = 1,2\text{м} < l_{прод} = 0,4 + 2 \cdot 0,6 = 1,6\text{м}$ – жорсткий;

Підбір арматури за підшовою ростверку

Стакан ростверку армуємо конструктивно.

Виходячи з плану ростверку за обома сторонами $M_{изг} = 0$. Тобто приймаємо арматуру конструктивно $\varnothing 10 \text{ A400C } A_s = 0,785 \text{ см}^2$.

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.7.12 Розрахунок осадки

Визначення осадки виконуємо згідно з нижче приведеним алгоритмом.

Глибина умовного фундаменту:

$$d + 9,9 = 2,8 + 9,9 = 12,7 \text{ м.}$$

Середнє значення кута φ : $\varphi_{cp} = \frac{h_1 \cdot \varphi_1 + h_2 \cdot \varphi_2 + h_3 \cdot \varphi_3}{H}$

$$\varphi_{cp} = \frac{0,85 \cdot 19 + 7,5 \cdot 18 + 1,55 \cdot 17}{9,9} = 17,9^\circ$$

Визначаємо площу, об'єм та вагу умовного фундаменту:

$$b_{усл} = b_{куст} + 2H_{св} \cdot \text{tg} \left(\frac{\varphi_{cp}}{4} \right) = 0,3 + 2 \cdot 9,9 \cdot \text{tg} \left(\frac{17,9}{4} \right) = 1,85 \text{ м.};$$

$$l_{усл} = l_{куст} + 2H_{св} \cdot \text{tg} \left(\frac{\varphi_{cp}}{4} \right) = 1,2 + 2 \cdot 9,9 \cdot \text{tg} \left(\frac{17,9}{4} \right) = 2,75 \text{ м.};$$

$$A_{усл} = b_{усл} \cdot l_{усл} = 1,85 \cdot 2,75 = 5,09 \text{ м}$$

$$V_{усл.} = A_{усл} \cdot d_{усл} = 5,09 \cdot 12,7 = 64,6 \text{ м}^3$$

$$G_{усл} = V_{усл} \cdot \gamma_{сер} = 64,6 \cdot 20 = 1292 \text{ кН}$$

Визначаємо середній тиск під подошвою умовного фундаменту:

$$P_{сер} = \frac{N + G_{усл}}{A_{усл}} = \frac{591 + 1292}{5,09} = 370 \text{ кН}$$

Перевірка тиску під подошвою умовного фундаменту

Так як використовувалась модель лінійно деформованого ґрунту – повинно виконуватись умова: $P_{сер} \leq R$;

Визначаємо R при $b = 1,85$ м.:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}^I + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II}^I + M_c \cdot C_{II}) = 492,32 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{для } \varphi = 17^\circ: \quad M_\gamma = 0,39, \quad M_q = 2,57, \quad M_c = 5,15$$

k - коефіцієнт, приймається рівним 1,1, т. як. міцності характеристики ґрунту (φ и C) визначені по таблиці;

k_z -коефіцієнт впливу площі фундаменту;

т. як. $b < 10$ м, то $k_z = 1$

γ_{c1}, γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи;

					Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	

$$\gamma_{c1}=1,2$$

$$\gamma_{c2}=1,1$$

γ_{II} - розрахунковий опір питомої ваги ґрунтів нижче підшови фундаменту;

$$R=516 \text{ кН/м}^2$$

$$370 \text{ кН/м}^2 < 516 \text{ кН/м}^2$$

Природне напруження на рівні підшови умовного фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = \sum_{i=1}^2 \gamma_i h_i = 0,85 * 15,4 + 7,5 * 19,0 + 1,55 * 19,0 = 185 \text{ кПа}$$

Додатковий тиск під підшовою умовного фундаменту (у точці 0):

$$P_0 = P_{\text{сер}} - \sigma_{zg0} = 370 - 185 = 185 \text{ кПа}$$

Розбиваємо основу на умовні шари $h = 0,2 * b_{\text{ум}} = 0,2 * 1,85 = 0,37 \text{ м}$.

Приймаємо 0,4 м.

Побудова епюри σ_{zg} :

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg0} + \sum_{i=1}^n \gamma_i z_i$$

Побудова епюри σ_{zp} :

$\sigma_{zp} = \alpha * P_0$; $\alpha = f(\xi; \frac{l}{b})$. Тут ξ - відносна глибина точки в якій визначаються

напруження. $\xi = \frac{2z}{b}$

Враховуємо, що при замочуванні питома вага ґрунту зміниться:

$$e = (1 + W) \frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 = (1 + 0,22) \frac{26,8}{19,0} - 1 = 0,72$$

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,8 - 10}{1 + 0,72} = 9,78 \text{ кН/м}^3$$

Визначення нижньої межі стискаємої товщі.

Вираховується з умови: $0,2\sigma_{zg} \geq \sigma_{zp}$

Середнє значення σ_{zp}^{cp} знаходимо як суму верхніх та нижніх значень:

$$\sigma_{zp}^{\text{сер}} = (\sigma_{zp}^i + \sigma_{zp}^{i+1}) / 2$$

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Вираховуємо осадку і-го шару:

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zpi\text{cp}} \cdot h_i}{E_i}$$

Загальну осадку вираховуємо як суму осадок усіх шарів:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i$$

Отримане значення осадки не повинно перевищувати нормативні значення (у
моєму випадку 8 см.(табл. 3.10)

Таблиця 3.10

Осідання фундаменту

ζ	z	α	σ_{zg0}	$0,2\sigma_{zg0}$	σ_{zpi}	$\sigma_{zp\text{cp}}$	E_i	S_i
0	0	1	185,00	37,00	185,00		18	0
0,4	0,40	0,972	192,60	38,52	179,82	182,41	18	0,00324
0,8	0,80	0,848	200,20	40,04	122,11	150,97	18	0,00268
1,2	1,20	0,682	207,80	41,56	98,21	110,16	18	0,00196
1,6	1,60	0,532	215,40	43,08	76,61	87,41	18	0,00155
2	2,00	0,414	223,00	44,60	59,62	68,11	18	0,00121
2,4	2,40	0,325	230,60	46,12	46,80	53,21	18	0,00095
2,8	2,80	0,260	238,20	47,64	37,44	42,12	18	0,00075
								0,01295

Отримали осадку 1,3 см,

$S=1,3\text{см} < S_u=8,0\text{см}$ - умова виконується.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

4.ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>	<i>4.1 технологічна карта на зведення монолітного каркасу. 4.1.1 об'єм робіт. 4.1.2 визначення трудомісткості із складанням калькуляцій за різновидами робіт. 4.1.3 розрахунок заробітної платні. 4.1.4 вибір механізмів для бетонування монолітного каркасу. 4.1.5 техніко-економічні показники.</i>	<i>Лит.</i>	<i>Лист</i>	<i>Листов</i>	<i>Арк.</i>	
<i>Разраб.</i>		<i>Рапопорт Т.В.</i>								
<i>Провер.</i>										
<i>Реценз.</i>										
<i>Н. Контр.</i>										
<i>Змвер.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Нікіфорчук Д.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		ДВНЗ ПДАБА				

4.1 Технологічна карта на зведення монолітного каркасу

4.1.1 Об'єм робіт

№	Найменування робіт	Одиниці вимірювання	Об'єм робіт
1	2	3	4
Колони			
1	Арматурні сітки	1т	15,2
2	Опалубка	м ²	1689
3	Об'єм бетону	1м ³	169
Діафрагми жорсткості			
1	Арматурні сітки	1т	23,9
2	Опалубка	м ²	1498
3	Об'єм бетону	1м ³	299
Стіни підвальної частини будинку			
1	Арматурні сітки	1т	8,7
2	Опалубка	м ²	428
3	Об'єм бетону	1м ³	109
Лесн. марші та майданчики			
1	Арматурні сітки	1т	7,1
2	Опалубка	м ²	268
3	Об'єм бетону	1м ³	79
Плити перекриття, балки			
1	Арматурні сітки	1т	73,2
2	Опалубка	м ²	3499
3	Об'єм бетону	1м ³	699
Загальний об'єм робіт по бетонування каркасу			
	Σ Об'єм бетону:	м ³	1355
	Σ Об'єм опалубки:	м ²	7382
	Σ Маса арматури:	1т	128,1

Поливання бетонної суміші:

$$S_{оп} = 7382 * 3 = 22146 \text{ м}^2$$

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

4.1.2 Визначення трудомісткості із складанням калькуляцій за різновидами робіт

Трудомісткість виконання будь-якої роботи в людино-днях та машино-змінах визначають за формулою

$$T_{\text{маш-зм.}}^{\text{люд-дн.}} = \frac{H_{\text{маш-год.}}^{\text{люд-год.}} \cdot V}{t_{\text{зм.}} \cdot k},$$

де $H_{\text{маш-год.}}^{\text{люд-год.}}$ - норма часу в людино-годинах або машино-годинах при виконанні відповідного різновиду робіт. Найчастіше визначаються за збірниками ЄНіР ; V - обсяг робіт у відповідних одиницях виміру;

$t_{\text{зм.}}$ - тривалість робочої зміни, зазвичай $t_{\text{зм.}} = 8$ год.;

k - коефіцієнт біля норми часу. Розрахунки ведуться у табличній формі.

4.1.3 Розрахунок заробітної платні

В основі розрахунку – статистичні дані про середню зарплату працівників-будівельників, які періодично публікуються у збірнику. Станом на січень 2020 р. середня за годину зарплата в цей час склала $C_{\text{сер.}}^{\text{год.}} = 13,71$ грн./год. Вона відповідає узагальненому середньостатистичному розряду робітників-будівельників $R_{\text{сер.}}^{\text{буд.}} = 3,8$. Для кожної з робіт калькуляції, на основі запроєктованого складу ланки, ми можемо розрахувати свій середній розряд ланки

$$R_{\text{сер.}}^{\text{ланк.}} = \frac{\sum rn}{\sum n},$$

де $\sum rn$ - сума добутків розрядів r на кількість робітників n цього розряду у ланці, $\sum n$ - загальна чисельність ланки. Результат записуємо у 11 стовпець. Держбудом, у цілому по Україні, запропоновано між розрядні коефіцієнти $k^{м.р.}$, які визначають співвідношення в оплаті праці робітників різної

												Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата								

кваліфікації. Звідси, заробітна плата за виконання робіт одного різновиду з трудомісткістю $T_8^{\text{люд-дн}}$ буде становити:

$$Z_{\text{пл.}} = \frac{T_8^{\text{люд-дн}} \cdot t_{\text{зм.}} \cdot C_{\text{сер.}}^{\text{зод.}} \cdot k^{\text{м.р.}}}{1,31} = \frac{T_8^{\text{люд-дн}} \cdot 8 \cdot C_{\text{сер.}}^{\text{зод.}} \cdot k^{\text{м.р.}}}{1,31} = 6,1069 T_8^{\text{люд-дн}} \cdot C_{\text{сер.}}^{\text{зод.}} \cdot k^{\text{м.р.}},$$

де 1,31 – співвідношення в оплаті праці між першим та середнім (3,8) розрядом будівельно-монтажних робіт.

$R_{\text{сер.}}^{\text{ланк.}}$	$k^{\text{м.р.}}$	$R_{\text{сер.}}^{\text{ланк.}}$	$k^{\text{м.р.}}$	$R_{\text{сер.}}^{\text{ланк.}}$	$k^{\text{м.р.}}$
1	1,000	3,4	1,245	5,8	1,745
1,1	1,005	3,5	1,261	5,9	1,772
1,2	1,016	3,6	1,277	6	1,793
1,3	1,027	3,7	1,293	6,1	1,821
1,4	1,030	3,8	1,310	6,2	1,849
1,5	1,041	3,9	1,321	6,3	1,878
1,6	1,049	4	1,337	6,4	1,906
1,7	1,059	4,1	1,359	6,5	1,934
1,8	1,063	4,2	1,380	6,6	1,962
1,9	1,076	4,3	1,397	6,7	1,990
2	1,087	4,4	1,418	6,8	2,019
2,1	1,092	4,5	1,440	6,9	2,047
2,2	1,103	4,6	1,462	7	2,075
2,3	1,114	4,7	1,479	7,1	2,107
2,4	1,125	4,8	1,500	7,2	2,139
2,5	1,136	4,9	1,522	7,3	2,171
2,6	1,147	5	1,543	7,4	2,203
2,7	1,158	5,1	1,565	7,5	2,235
2,8	1,163	5,2	1,592	7,6	2,266
2,9	1,174	5,3	1,619	7,7	2,298
3	1,185	5,4	1,641	7,8	2,330
3,1	1,201	5,5	1,668	7,9	2,362
3,2	1,217	5,6	1,696	8	2,394
3,3	1,234	5,7	1,717		

Результати зводимо у калькуляцію, після чого підраховують суму зарплатні за всіма роботами кожної з калькуляцій.

Співвідношення між нормативним розрядом складності робіт та між розрядним коефіцієнтом оплати праці, що склалася у будівництві

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Якщо ж підрядним договором обумовлюється середньомісячна заробітна платня робітників-будівельників $C_{зн}=9600$, то тоді спочатку обраховують середню за годину зарплату робітників для $R_{сер.}^{буд.} = 3,8$:

$$C_{сер.}^{год.} = C_{зн} / 167,67 \text{ грн./год.},$$

167,67 – місячний фонд робочого часу при 40-годинній робочій неділі, годин.

4.1.4 Вибір механізмів для бетонування монолітного каркасу

Для бетонування монолітного каркасу приймаємо бункер ємністю $1,0 \text{ м}^3$. Його загальна вага дорівнює 3,15 т і це найтяжчий елемент при розрахунку технологічної карти на бетонування каркасу. Тому підбір крану здійснюємо відповідно ваги бункера.

- **Максимальний виліт стріли крана** визначається по формулі:

$$L_{стр} = b_{кр}/2 + l + h;$$

де $b_{кр}$ - ширина колії крану;

l – відстань між зовнішньою поверхнею будинку і шарніром стріли;

h - відстань від краю стіни до максимально віддаленої точки бетонування.

$$L_{стр} = 6/2 + 3 + 15,6 = 21,6 \text{ м};$$

- **Потрібна вантажопідйомність:**

$$Q_{к.р.} = Q_{бет.} + Q_{г.п.} = 3,11 + 0,046 = 3,15 \text{ т};$$

$Q_{бет.}$ - вага бункеру з бетоном, який підіймає кран за один раз;

$Q_{г.п.}$ – маса вантажної оснастки;

- **Висота підняття гака:**

$$H_{кр} = H_0 + a + H_{к.} + h_{стр} = 22,3 + 0,5 + 2,1 + 2,6 = 27,5 \text{ м};$$

де H_0 - відмітка над якою встановлюється вантаж або проноситься краном вантаж;

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

а- занос по висоті, необхідний для безпечного переміщення вантажу над конструкціями;

H_k - висота конструкції у положенні подачі;

$h_{стр}$ - висота строп, приймаємо універсальний двох гілковий строп.

Техніко-економічне порівняння варіантів робимо за собівартістю одиниці продукції.

Техніко-економічне порівняння варіантів проведемо для комплекту монтажних механізмів по бетонуванню надземної частини будинку.

У відповідності з розрахованими характеристиками приймаємо у першому варіанті баштовий кран КБ-100.3 з довжиною стріли 25 м, у другому варіанті баштовий кран КБ-403 з довжиною стріли 24 м.

Собівартість одиниці будівельної продукції визначається за формулою:

$$C_e^i = \frac{C_{м.пр.}^i}{V},$$

де $C_{м.пр.}^i$ - собівартість механізованого процесу при і-ому варіанті механізації і визначається за формулою:

$$C_{м.пр.}^i = 1,08 \sum (8 \cdot C_{м-год}^j) \cdot T_{зм}^j + 1,8C_{зн}$$

$$C_{м.зм.}^j = 8 \cdot C_{м-год}^j * K$$

де $(8 \cdot C_{м-год}^j)$ - вартість машино-зміни j-ї машини, визначається на підставі нормативів для розрахунку вартості машино-години відповідно до ДБН Д.2.7-2000, помноженої на тривалість робочої зміни (8 годин) у гривнях;

$T_{зм}^j$ - час роботи j-ї машини на майданчику в змінах, попередньо визнається студентом за відповідною калькуляцією машиноємкості;

$C_{зн}$ - сума заробітної платні робітників, зайнятих при виконанні будівельних процесів на період проведення розрахунків. Вона визначається по калькуляції трудовитрат відповідно до середнього розряду робіт та

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

досягнутого на даний час рівня заробітної платні будівельно-дорожніх робіт з приведенням до трудомісткості робіт на весь обсяг робіт;

V - загальний обсяг робіт.

$$Tr=168,35 \text{ м-см}; \quad V = 1355 \text{ м}^3$$

$$C_{м.зм.}^i (\text{КБ-100.3})=8*60,29*2,5=1206 \text{ грн.}$$

$$C_{м.зм.}^i (\text{КБ-403})=8*64,53*2,5=1291 \text{ грн.}$$

$$\text{де } C_{м.пр.}^i (\text{КБ-100.3})=1,08*1206*168,35+1,8*72757=350235 \text{ грн.};$$

$$\text{де } C_{м.пр.}^i (\text{КБ-403})= 1,08*1291*168,35+1,8*72757=365689 \text{ грн.};$$

$$C_e^i (\text{КБ-100.3})=350235/1355=258 \text{ грн./м}^3;$$

$$C_e^i (\text{КБ-403})=365689/1355=269 \text{ грн./м}^3;$$

У відповідності з розрахованими характеристиками приймаємо кран КБ-100.3 ($L=25$ м), його технічні характеристики:

- колія — 4,5 м;
- виліт стріли — 26 м;
- висота підйому — 32 м;
- вантажопідйомність на найменшому вильоті — 8 т;
- вантажопідйомність на найбільшому вильоті — 4т.

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

5.1 Безпека праці при монолітному бетонуванні конструкцій будівлі

Роботи з виробництва монолітних конструкцій будівлі повинні виконуватися із застосуванням технологічного оснащення (засобів риштування, тари для бетонної суміші, розчину, сипучих і штучних матеріалів, вантажозахватних пристроїв і пристосувань для вивірки та тимчасового закріплення конструкцій), засобів колективного захисту та будівельного ручного інструмента, обумовлених складом нормокомплектів, а їхня експлуатація - відповідно до експлуатаційних документів підприємств-виробників.

Порядок розробки і випробувань технологічного оснащення та засобів захисту повинен дотримуватися з урахуванням відповідних нормативних документів. Засоби риштування й інші пристосування, котрі забезпечують безпеку провадження робіт, повинні відповідати вимогам дійсної глави, ДСТУ 27321-87, ДСТУ 24258-88 і ДСТУ 28012-89.

Засоби риштування повинні мати рівні робочі настили із зазором між дошками не більше 5 мм, а при розташуванні настилу на висоті 1,3 м і більше - огороження та бортові елементи.

З'єднання щитів настилів один на другий допускається тільки по їхній довжині, причому кінці елементів, що стикаються, повинні бути розташовані на опорі та перекривати її не менш чим на 0,2 м у кожену сторону.

Поверхня ґрунту, на яку встановлюються ліси і стійки опалубки, необхідно спланувати, утрамбувати та забезпечити відвід з її поверхневих вод.

Ліси повинні бути прикріплені до стіни споруджуваного будинку. Місця і способи кріплення вказуються у проекті виробництва робіт.

При відсутності особливих вказівок у проекті або інструкції заводу-виготовлювача кріплення лісів до стін будинків повинно здійснюватися не менш чим через один ярус для крайніх стійок, через два прольоти для верхнього ярусу й одного кріплення на кожні 50 м² проекції поверхні лісів на

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

фасад будинку. Ліса та риштування висотою до 4 м допускаються до експлуатації тільки після їхнього приймання виконавцем робіт або майстром та реєстрації у журналі робіт, а вище 4 м - після приймання комісією, призначеною керівником будівельно-монтажної організації, й оформлення актом. При прийманні лісів і риштування повинні бути перевірені: наявність зв'язків і кріплень, що забезпечують стійкість, вузли кріплення окремих елементів, робочі настили й огороження, вертикальність стійок, надійність опорних площадок і заземлення (для металевих лісів).

Бункера (бадді) для бетонної суміші повинні задовольняти ДСТУ 21807-76. Переміщення завантажених або порожніх бункерів дозволяється тільки при закритому затворі.

Монтаж, демонтаж і ремонт бетоноводів, а також видалення з них бетону, що затримався, (пробок) допускається тільки після зниження тиску до атмосферного.

Під час прочищення (іспиту, продувки) бетоноводів стисненим повітрям робітники, не зайняті безпосередньо виконанням цих операцій, повинні бути вилучені від бетоноводу на відстань не менш 10 м.

Щодня перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевіряти стан тари, опалубки і засобів підмоцвання. Виявлені несправності варто негайно усувати.

Перед початком укладання бетонної суміші віброхоботом необхідно перевіряти справність і надійність закріплення всіх ланок віброхобота між собою і до страхувального канату.

При укладанні бетону з бадей або бункера відстань між нижньою крайкою бадді або бункера і раніше покладеним бетоном або поверхнею, на яку укладається бетон, повинне бути не більш 1 м, якщо інші відстані не передбачені проектом провадження робіт.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведучі шланги не допускається, а при перервах у роботі і при

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

переході з одного місця на інше електровібратори необхідно виключати. Робітники, що укладають бетонну суміш на поверхні, що мають ухил більш 20°, повинні користуватися запобіжними поясами.

Естакади для подачі бетонної суміші автосамоскидами повинні бути обладнані відбійними брусами. Між відбійним брусом і огороженням повинні бути передбачені проходи шириною не менш 0,6 м. На тупикових естакадах повинні бути встановлені поперечні відбійні бруси.

При електропрогріві бетону монтаж і приєднання електроустаткування до живильної мережі повинні виконувати тільки електромонтери, що мають кваліфікаційну групу по техніці безпеки не нижче III.

У зоні електропрогріву необхідно застосовувати ізольовані гнучкі кабелі або проводи в захисному шлангу. Не допускається прокладати проводу безпосередньо по ґрунті або по шарі обпилювань, а також проводу з порушеною ізоляцією.

При електропрогріві бетону зона електропрогріву повинна мати захисне огороження, що задовольняє ДСТУ 23407-18, світлову сигналізацію і знаки безпеки. Сигнальні лампи повинні підключатися так, щоб при їхньому перегорянні відключалася подача напруги.

Зона електропрогріву бетону повинна знаходитися під цілодобовим спостереженням електромонтерів, що виконують монтаж електромережі. Перебування людей і виконання яких-небудь робіт на цих ділянках не дозволяється, за винятком робіт, виконуваних персоналом, що має кваліфікаційну групу по техніці безпеки не нижче II і що застосовує відповідні засоби захисту.

Відкрита (не забетонована) арматура залізобетонних конструкцій, зв'язана з ділянкою, що знаходиться під електропрогрівом, підлягає заземленню (зануленню). Після кожного переміщення електроустаткування, застосовуваного при прогріві бетону, на нове місце

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

варто візуально перевіряти стан ізоляції дротів, засобів захисту огорожень і заземлення.

5.2 Безпека праці при виробництві фундаментів

Виробництво робіт щодо фундаментів допускається тільки при виконанні вимог до земляних робіт згідно до технологічних карт під безпосереднім керівництвом осіб, відповідаючи за безпечне виконання вказаних робіт. Бункера (бадді) для бетонної суміші повинні задовольняти. Переміщення завантаженої або порожньої бункери дозволяється тільки при закритому затворі.

Монтаж, демонтаж і ремонт бетоноводів, а також видалення з них бетону, що затримався, (пробок) допускається тільки після зниження тиску до атмосферного.

Під час прочищення (іспиту, продувки) бетоноводів стисненим повітрям робітники, не зайняті безпосередньо виконанням цих операцій, повинні бути вилучені від бетоноводу на відстань не менш 10 м.

Щодня перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевіряти стан тари, опалубки і засобів підмоцвання. Виявлені несправності варто негайно усувати.

Перед початком укладання бетонної суміші віброхоботом необхідно перевіряти справність і надійність закріплення всіх ланок віброхобота між собою і до страхувального канату.

При укладанні бетону з бадей або бункера відстань між нижньою крайкою бадді або бункера і раніше покладеним бетоном або поверхнею, на яку укладається бетон, повинне бути не більш 1 м, якщо інші відстані не передбачені проектом провадження робіт.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведучі шланги не допускається, а при перервах у роботі і при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно виключати. Робітники, що укладають бетонну суміш на поверхні, що мають ухил більш 20°, повинні користуватися запобіжними поясами.

Естакади для подачі бетонної суміші автосамоскидами повинні бути обладнані відбійними брусами. Між відбійним брусом і огороженням повинні бути передбачені проходи шириною не менш 0,6 м. На тупикових естакадах повинні бути встановлені поперечні відбійні бруси.

При електропрогріві бетону монтаж і приєднання електроустаткування до живильної мережі повинні виконувати тільки електромонтери, що мають кваліфікаційну групу по техніці безпеки не нижче III.

У зоні електропрогріву необхідно застосовувати ізольовані гнучкі кабелі або проводи в захисному шлангу. Не допускається прокладати проводу безпосередньо по ґрунті або по шарі обпилювань, а також проводу з порушеною ізоляцією.

При електропрогріві бетону зона електропрогріву повинна мати захисне огороження, світлову сигналізацію і знаки безпеки. Сигнальні лампи повинні підключатися так, щоб при їхньому перегорянні відключалася подача напруги.

Зона електропрогріву бетону повинна знаходитися під цілодобовим спостереженням електромонтерів, що виконують монтаж електромережі. Перебування людей і виконання яких-небудь робіт на цих ділянках не дозволяється, за винятком робіт, виконуваних персоналом, що має кваліфікаційну групу по техніці безпеки не нижче II і що застосовує відповідні засоби захисту.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

Відкрита (не забетонувана) арматура залізобетонних конструкцій, зв'язана з ділянкою, що знаходиться під електропрогрівом, підлягає заземленню (зануленню).

Після кожного переміщення електроустаткування, застосовуваного при прогріві бетону, на нове місце варто візуально перевіряти стан ізоляції дротів, засобів захисту огорожень і заземлення.

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

Література

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991. – 728 с.
2. ДСТУ 3760:2009. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови / Державний стандарт України. – К.: Держстандарт України, 1998. – 30 с.
3. ДСТУ Б А.2.4.-7-95 Правила виконання архітектурно – будівельних креслень. Чинний від 195-07-01.
4. ДСТУ-Н Б В.1.1-27 2010 «Будівельна кліматологія».
5. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. –Мінрегіонбуд України,-Київ.-2009. – 97 с.
6. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи / Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України. – К.: Видавництво «Сталь», – Київ, 2006. – 59 с.
7. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель / Мінбуд України Київ, 2016. – 66 с.
8. ДБН В.2.2-15-2005. Будинки та споруди. Житлові будинки. Загальні положення / Державний комітет України по Будівництву та архітектурі, - Київ, 2005. – 36 с.
9. ДБН В2.1-10-2009. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
10. Железобетонные конструкции / Под. ред. Полякова Л.П., Лысенко Е.Ф. и Кузнецова Л.В. – К.: Вища школа. Головное изд-во, 1984. – 352 с.
11. Крикунов В.Г., Беликов А.С. Безопасность жизнедеятельности.
12. Крикунов, Резніченко. Охорона праці в будівництві.

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

13. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебн. пособие для техникумов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1989. – 506 с.

14. Методичні вказівки до виконання дипломного проекту на кафедрі залізобетонних та кам'яних конструкцій для студентів спеціальностей: 6.092100 “Будівництво”, 7.092101, 8.092101 “Промислове та цивільне будівництво” денної і заочної форми навчання / Самбор Ю.В., Нагорна Т.Ф., Шляхов, К.В. - Дніпропетровськ, ПДАБА, 2007. - 21 с.

15. Методические указания к курсовому проекту по курсу «ОиПСП» для студентов строительных специальностей / Сост.: Чернышук, Гуржов, Скибида.

16. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций: Учеб. для строит. спец. вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. Шк., 1989. – 400 с.: ил.

17. Рациональная система плоского сборно – монолитного перекрытия / Савицкий Н.В., Баташева К.В., Токар Е.Л., Никифорова Т.Д., Зінкевич А.Н., Зінкевич О.Г. // Сб. научн. тр.: Строительство. Материаловедение. Машиностроение. №47 - Дн-ск: ПГАСиА – 2008. - С. 521 – 525. – рис. 1. – Библиогр.: (3 назв).

18. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). М.: Стройиздат, 1977. 326 с.

19. Руководство по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М.: Стройиздат, 1977. 266 с.

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

АНОТАЦІЯ

Рапорт Т.В. Проектування п'ятиповерхового житлового будинку в м. Запоріжжя. - Випускова кваліфікаційна робота на правах рукопису.

Метою роботи є розробка та обґрунтування архітектурно-конструктивного рішення та основних заходів з технології виконання робіт при зведенні житлової будівлі. В результаті виконання роботи розроблено архітектурно-планувальне та конструктивне рішення, а також основні заходи з організації і планування робіт та охорони праці при зведенні житлової будівлі. Визначені техніко-економічні показники житлової будівлі. На основі запропонованих рішень виконано пояснювальну записку та креслення розроблених архітектурно-планувальних та технологічних рішень, а також основних несучих конструкцій житлової будівлі. В науково – дослідній роботі виконано техніко – економічне обґрунтування конструктивного рішення перекриття.

Ключові слова: житлова будівля, архітектурно-конструктивне рішення, залізобетонні конструкції, несуча здатність, енергоефективність.

ABSTRACT

Raport T.V. Design of a five-storey residential building in the Zaporizhia city. - Master's thesis on the rights of the manuscript.

The purpose of the work is to develop and substantiate the architectural and structural solution and the main measures for the technology of work during the construction of a residential building. As a result of the work, an architectural-planning and constructive solution was developed, as well as the main measures for the organization and planning of works and labor protection during the construction of a residential building. The technical and economic indicators of a residential building are determined. Based on the proposed solutions, an explanatory note and drawings of the developed architectural-planning and

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

technological solutions, as well as the main load-bearing structures of the residential building were made. In research work the technical and economic substantiation of the constructive decision of overlapping is executed.

Key words: residential building, architectural and structural solution, reinforced concrete structures, bearing capacity, energy efficiency.

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 1.1

Температура повітря по місяцях, (°С)

Температура	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Рік
Середня	-4,2	-2,9	1,7	9,9	16,4	20,2	22,0	21,2	16,2	9,5	3,8	-1,8	9,4
Денна максимальна	-2	-1	5	14	21	25	26	25	20	12	6	0	13
Нічна мінімальна	-6	-5	-1	5	11	15	16	15	11	6	1	-3	5

Таблиця 1.2

Середня кількість опадів (мм)

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Рік
49	39	36	38	46	60	48	40	32	27	43	52	510

Таблиця 1.3

Відносна вологість повітря (%)

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Рік
84	83	79	68	63	64	63	62	67	75	84	87	73

Таблиця 1.4

Повторюваність вітру різних напрямів, (%)

Північ	Північний Схід	Схід	Південний Схід	Південь	Південний Захід	Захід	Північний Захід	Штиль
17,2	14,0	11,7	12,5	12,0	10,4	11,2	11,0	14,4

Таблиця 1.5

Швидкість вітру по місяцях (м/с)

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Рік
3,1	3,6	3,1	2,9	2,5	2,1	2,0	2,0	2,3	2,5	3,0	3,0	2,7

Таблиця 3.6

РСЗ головної балки балки

Таблиця РСУ (стержни)				
		Усилия		
№ элем	№ сечен	М _y (кН*м)	Q _z (кН)	№№ загруз
332	1	54.355	-23.246	1 7
332	1	-81.160	66.352	1 7
332	1	45.264	-15.754	1 3 5 7 8
332	1	47.383	-18.594	1 4 7 8
332	1	-76.699	64.885	1 3 5 7 8
332	1	-76.704	64.888	1 2 3 5 7 8

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Арк.
------	------	----------	--------	------	------

332	1	-76.400	64.749	1 2 3 4 7 8
332	1	44.985	-15.518	1 2 3 4 5 7 9
332	1	-74.306	61.812	1 7 9
332	1	44.990	-15.521	1 3 4 5 7 9
332	1	-74.310	61.815	1 2 7 9
332	2	35.206	-29.355	1 7
332	2	-33.111	60.243	1 7
332	2	31.570	-22.521	1 3 5 7 8
332	2	31.723	-24.703	1 4 7 8
332	2	-29.915	58.117	1 3 5 7 8
332	2	-29.917	58.120	1 2 3 5 7 8
332	2	-29.718	57.982	1 2 3 4 7 8
332	2	31.467	-22.286	1 2 3 4 5 7 9
332	2	-29.662	55.703	1 7 9
332	2	31.469	-22.289	1 3 4 5 7 9
332	2	-29.664	55.706	1 2 7 9
332	3	8.922	-39.590	1 2 3 4 5 7 9
332	3	8.920	-40.105	1 3 4 7 9
332	3	8.848	-39.825	1 3 5 7 8
332	3	8.024	-40.029	1 4 7 8
332	3	7.842	40.813	1 3 5 7 8
332	3	7.842	40.817	1 2 3 5 7 8
332	3	7.018	40.612	1 2 4 7 8
332	3	6.901	44.917	1 7
332	3	8.018	-44.681	1 7
332	3	8.944	-39.981	1 2 3 4 7 9
332	3	8.944	-39.984	1 3 4 7 9
332	3	8.231	15.679	1 2 3 4 5 6 9
332	3	7.636	-14.892	1 6 9
332	3	6.944	40.377	1 7 9
332	3	8.922	-39.593	1 3 4 5 7 9
332	3	6.944	40.380	1 2 7 9
332	4	34.265	29.591	1 7
332	4	-31.816	-60.007	1 7
332	4	-28.168	-57.128	1 3 5 7 8
332	4	-28.321	-55.356	1 4 7 8
332	4	31.305	23.510	1 3 5 7 8
332	4	31.162	25.424	1 2 5 7 8
332	4	-28.176	-57.267	1 3 4 7 8
332	4	31.154	25.286	1 2 4 7 8
332	4	31.556	23.745	1 2 3 4 5 7 9
332	4	13.473	1.402	1 6
332	4	-9.337	-31.668	1 3 4 5 6 8

											Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

332	4	-27.917	-56.893	1 2 3 4 5 7 9
332	4	30.904	25.051	1 7 9
332	4	-27.920	-56.896	1 3 4 5 7 9
332	4	30.906	25.054	1 2 7 9
332	5	53.591	23.482	1 7
332	5	-79.688	-66.116	1 7
332	5	-74.210	-63.896	1 3 5 7 8
332	5	-72.704	-61.464	1 4 7 8
332	5	45.741	16.742	1 3 5 7 8
332	5	47.363	19.315	1 2 5 7 8
332	5	-74.322	-64.034	1 3 4 7 8
332	5	47.252	19.177	1 2 4 7 8
332	5	45.932	16.836	1 2 3 4 5 7 8
332	5	-72.890	-61.555	1 7 8
332	5	-72.885	-61.552	1 2 7 8
332	5	45.927	16.833	1 3 4 5 7 8
332	5	-73.783	-63.661	1 2 3 4 5 7 9
332	5	46.825	18.942	1 7 9
332	5	-73.788	-63.664	1 3 4 5 7 9
332	5	46.830	18.945	1 2 7 9
333	1	23.167	9.074	1 7
333	1	-80.397	65.023	1 3 5 7 9
333	1	-80.436	65.042	1 3 5 7 8
333	1	9.682	21.573	1 2 3 4 5 7 9
333	1	-71.584	54.765	1 7 9
333	1	-26.740	33.141	1 8
333	1	-26.671	33.107	1 8
333	1	-80.072	64.853	1 3 4 5 7 8
333	1	-43.357	41.142	1 4 5 6 8
333	1	-8.221	24.210	1 6
333	1	-26.697	33.120	1 9
333	2	28.958	-0.554	1 7
333	2	-20.284	47.545	1 7
333	2	27.691	9.359	1 2 3 4 5 7 9
333	2	-17.819	45.136	1 7 9
333	2	4.321	23.513	1 8
333	2	4.354	23.478	1 8
333	2	-16.619	52.639	1 3 4 5 7 8
333	2	-16.784	52.828	1 3 5 7 8
333	2	-3.895	31.513	1 4 5 6 8
333	2	13.463	14.582	1 6
333	2	-2.691	39.036	1 3 4 5 6 9
333	2	12.564	15.459	1 2 6 9

						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

337	3	8.621	15.007	1 2 3 4 5 6 9
337	3	8.600	14.790	1 3 4 6 9
337	3	8.948	40.417	1 2 3 4 5 7 9
337	3	8.927	40.200	1 3 4 7 9
337	3	8.874	40.717	1 3 5 7 9
337	3	7.855	-39.988	1 3 5 7 9
337	3	8.031	40.041	1 4 7 9
337	3	8.028	40.467	1 4 5 7 9
337	3	7.858	-40.417	1 2 3 7 9
337	3	7.012	-40.667	1 2 4 7 9
337	3	6.893	-44.954	1 7
337	3	8.026	44.718	1 7
337	3	8.624	14.602	1 2 3 4 6 8
337	3	8.950	40.016	1 3 4 7 8
337	3	7.929	-40.288	1 2 3 4 5 7 9
337	3	7.957	40.337	1 7 9
337	3	6.938	-40.367	1 7 9
337	3	6.938	-40.370	1 2 7 9
337	3	8.948	40.420	1 3 4 5 7 9
337	4	35.241	29.392	1 7
337	4	-33.145	-60.280	1 7
337	4	32.265	23.413	1 3 5 7 9
337	4	-29.283	-57.291	1 3 5 7 9
337	4	31.738	24.714	1 4 7 9
337	4	32.055	25.141	1 4 5 7 9
337	4	-29.602	-57.721	1 2 3 7 9
337	4	32.204	25.437	1 5 7 9
337	4	-29.751	-58.017	1 2 3 4 7 9
337	4	-29.434	-57.591	1 2 3 4 5 7 9
337	4	31.887	25.011	1 7 9
337	4	-29.660	-55.693	1 7 9
337	4	32.113	23.113	1 2 3 4 5 7 9
337	4	-29.663	-55.696	1 2 7 9
337	4	32.116	23.117	1 3 4 5 7 9
337	5	54.417	23.283	1 7
337	5	-81.222	-66.389	1 7
337	5	46.628	16.646	1 3 5 7 9
337	5	-75.448	-64.059	1 3 5 7 9
337	5	47.407	18.606	1 4 7 9
337	5	48.044	19.032	1 4 5 7 9
337	5	-76.089	-64.488	1 2 3 7 9
337	5	48.416	19.329	1 5 7 9
337	5	-76.461	-64.785	1 2 3 4 7 9

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

337	5	7.810	-9.064	1 2 3 4 5 6 9
337	5	-13.243	-21.438	1 9
337	5	-74.297	-61.802	1 7 9
337	5	46.252	16.346	1 2 3 4 5 7 9
337	5	-74.302	-61.805	1 2 7 9
337	5	46.257	16.349	1 3 4 5 7 9

Таблиця 3.7

РСЗ головної балки

Таблиця РСУ (стержни)					
		Усилия			
№ элем	№ сечен	N (кН)	My (кН*м)	Qz (кН)	№№ загруз
524	1	-1.255	53.964	-22.947	1 7
524	1	1.312	-79.948	70.858	1 2 3 5 7 8
524	1	1.666	-79.476	70.542	1 2 3 4 5 7 9
524	1	1.127	-73.714	61.566	1 4 7 8
524	1	-0.790	41.273	-9.372	1 3 5 7 8
524	1	1.748	-79.422	70.480	1 3 5 7 8
524	1	-1.411	46.982	-18.286	1 4 7 8
524	1	1.233	-79.963	70.894	1 2 3 4 5 7 8
524	1	-0.896	47.521	-18.699	1 7 8
524	1	1.748	-79.424	70.481	1 2 3 5 7 8
524	1	4.846	-38.409	38.160	1 6
524	1	-4.536	12.230	4.671	1 6
524	1	1.565	-80.143	65.777	1 7
524	1	-1.329	47.034	-18.347	1 7 9
524	1	1.745	-79.460	70.505	1 3 5 7 9
524	1	-1.407	47.020	-18.311	1 4 7 9
524	2	-1.255	35.039	-29.055	1 7
524	2	1.565	-32.524	59.668	1 7
524	2	1.127	-29.254	55.457	1 4 7 8
524	2	-0.790	31.969	-17.723	1 3 5 7 8
524	2	1.748	-28.838	62.128	1 3 5 7 8
524	2	-1.411	31.553	-24.395	1 4 7 8
524	2	1.233	-29.067	62.543	1 2 3 4 5 7 8
524	2	-0.896	31.782	-24.808	1 7 8
524	2	1.748	-28.838	62.129	1 2 3 5 7 8
524	2	4.846	-11.504	32.051	1 6
524	2	-4.536	14.019	-1.438	1 6

									Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

					8
526	1	-4.534	-75.607	56.381	1 7 8
526	1	-4.531	-75.607	56.381	1 2 7 8
526	1	-3.142	-93.840	77.130	1 3 5 7 9
526	2	4.669	25.567	20.455	1 3 5 7 9
526	2	-4.411	-22.585	49.076	1 7
526	2	5.942	25.554	20.465	1 2 3 4 5 7 8
526	2	-0.075	1.827	25.827	1 8
526	2	5.940	25.554	20.465	1 3 4 5 7 8
526	2	-4.530	-20.131	46.739	1 7 9
526	2	5.936	25.541	20.478	1 3 4 5 7 9
526	2	-4.390	-18.388	62.319	1 3 5 7 8
526	2	-3.116	-18.388	62.317	1 3 4 5 7 8
526	2	-4.534	-20.144	46.752	1 7 8
526	2	5.650	26.240	2.574	1 7
526	2	1.737	-6.436	33.695	1 6 9
526	2	-0.328	11.846	33.522	1 2 3 4 5 6 9
526	2	-4.531	-20.144	46.752	1 2 7 8
526	2	-3.117	-18.401	62.330	1 2 3 4 5 7 9
526	2	-3.142	-18.401	62.330	1 3 5 7 9
526	3	4.669	28.161	-19.747	1 3 5 7 9
526	3	5.938	28.163	-19.724	1 2 3 4 5 7 9
526	3	-4.386	28.161	22.105	1 3 5 7 9
526	3	-3.117	28.163	22.128	1 2 3 4 5 7 9
526	3	-0.075	17.301	1.141	1 8
526	3	5.940	28.163	-19.737	1 3 4 5 7 8
526	3	-4.530	17.301	22.053	1 7 9
526	3	5.936	28.163	-19.724	1 3 4 5 7 9
526	3	-4.411	17.301	24.390	1 7
526	3	5.650	17.301	-22.111	1 7
526	3	5.942	28.163	-19.737	1 2 3 4 5 7 8
526	3	-4.534	17.301	22.067	1 7 8
526	3	0.795	28.734	1.193	1 3 4 5
526	3	4.525	17.301	-19.798	1 7 9
526	3	-4.531	17.301	22.067	1 2 7 8
526	4	-4.411	28.634	-0.295	1 7
526	4	5.650	-20.194	-46.797	1 7
526	4	-0.075	4.222	-23.545	1 8
526	4	5.940	-15.890	-59.938	1 3 4 5 7 8
526	4	-4.530	26.181	-2.632	1 7 9
526	4	5.936	-15.876	-59.925	1 3 4 5 7 9
526	4	4.666	-15.888	-59.936	1 3 5 7 8
526	4	5.942	-15.890	-59.938	1 2 3 4 5 7

										Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

