

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
до кваліфікаційної роботи

магістра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **«Дитячо-юнацька спортивна школа в Полтаві з вивченням
впливу малоциклового навантаження на роботу залізобетонних
елементів таврового профілю»**

Виконав: студент VI курсу, групи МБмз-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Винницький М.В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Конончук О.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Мещерякова О.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Зав. кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України
 Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
 (повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Магістр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

«_____» _____ 2023 р.

ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Винницький Микола Володимирович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Дитячо-юнацька спортивна школа в Полтаві з вивченням впливу малоциклового навантаження на роботу залізобетонних елементів таврового профілю

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «20» листопада 2023 року № 4/7 – 1075

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 17.12.2023 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Двоповерхова спортивна школа з розмірами в плані 48×48 м, місто будівництва – Полтава, фундаменти мілкового закладання стаканного типу, несучий каркас – збірний залізобетонний, несучі конструкції покриття – збірні з/б ригеля та ферми, ребристі плити покриття, покрівля – рулонна.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок стін, розрахунок збірної з/б ребристої плити за 1-ю та 2-ю групою граничних станів, розрахунок збірного з/б ригеля за за 1-ю та 2-ю групою граничних станів, розрахунок глибини закладення та площі фундаменту будівлі, дослідження впливу малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів таврового профілю, врахування при розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового профілю малоциклових навантажень за деформаційною моделлю, розробка заходів з охорони праці при земляних роботах.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасад, генплан, ситуаційна схема, план 1-го поверху, план даху, план 2-го поверху, розрізи в двох напрямках, схема розміщення елементів перекриття, опалуб очне креслення ригеля, епюра матеріалів, схеми армування ригеля, опалуб очне креслення ребристої плити, схеми її армування, сітковий графік будівництва, будгенплан.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 06.11.2023 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальне рішення ділянки.	10.11.2023	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	15.11.2023	
3	Збір навантаження на збірну залізобетонну плиту перекриття.	18.11.2023	
4	Розрахунок збірної залізобетонної плити перекриття.	22.11.2023	
	Розрахунок збірного залізобетонного ригеля перекриття	25.11.2023	
5	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	28.11.2023	
6	Збір навантажень на фундамент.	30.11.2023	
7	Розрахунок фундаментів.	03.12.2023	
8	Постановка мети та задач досліджень.	06.12.2023	
9	Вивчення впливу малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів.	08.12.2023	
10	Врахування малоциклових навантажень при розрахунку згинальних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю.	10.12.2023	
11	Розробка заходів з озорони праці при зведенні житлової будівлі.	14.12.2023	
12	Розроблення заходів медичного захисту населення	17.12.2023	

Студент

(підпис)

Винницький М.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Зміст

Вступ.....		6
Розділ 1. Архітектурно-будівельний		8
1.1	Загальна характеристика ділянки	8
1.2	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно планувальне рішення ділянки	8
1.3	Об’ємно–планувальні рішення	9
1.3.1	Описання функціонального процесу	9
1.3.2	Опис прийнятого планувального рішення	10
1.4	Конструктивні рішення	11
1.4.1	Несучі і огорожуючі конструкції	11
1.4.2	Теплотехнічний розрахунок стіни	13
1.5	Архітектурно-художнє рішення	14
1.6	Інженерно-технічне обладнання	15
	Висновки до розділу 1	16
	Розділ 2. Розрахунково-конструктивний	17
2.1	Розрахунок збірної з/б ребристої плити перекриття	17
2.1.1	Матеріали для виготовлення плити	17
2.1.2	Визначення навантажень і зусиль	18
2.1.3	Розрахунок міцності плити по перерізу нормальному до повздожньої осі	22
2.1.4	Розрахунок міцності плити по перерізу похилому до повздожньої осі	26
2.1.5	Розрахунок полички плити на міцність	28
2.1.6	Розрахунок поперечного ребра плити	29
2.1.7	Розрахунок ребристої плити по граничним станам другої групи	31
2.2	Розрахунок збірного залізобетонного ригеля перекриття	32
2.2.1	Вихідні дані для розрахунку ригеля	32
2.2.2	Визначення навантажень і зусиль	34
2.2.3	Розрахунок міцності ригеля по перерізу, нормальному до повздожньої осі	36

2.2.4	Розрахунок міцності ригеля Р-1 крайнього прольоту по перерізу, похилому до повздовжньої осі	40
2.2.5	Розрахунок ригеля Р-1 крайнього прольоту по граничним станам другої групи	42
2.3	Розрахунок фундаментів	43
2.3.1	Інженерно - геологічні умови будівельного майданчика	43
2.3.2	Збір навантажень на фундаменти	49
2.3.3	Вибір типу фундаменту	49
2.3.4	Визначення глибини закладення підосви фундаменту	49
2.3.5	Визначення розмірів фундаменту під колону по осях А-З	50
2.3.6	Визначення осідання фундаменту під колону в осях А-З	52
	Висновки до розділу 2	54
	Розділ 3. Науково-дослідний	55
3.1	Мета та задачі наукових досліджень	55
3.2	Вплив малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів таврового профілю	55
3.3	Розрахунок залізобетонних конструкцій при використанні деформаційної моделі	61
3.4	Розрахунок згинальних залізобетонних елементів таврового профілю за дії малоциклового навантаження	64
	Висновки до розділу 3	66
	Розділ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях ...	67
4.1	Техніка безпеки при виконанні земляних робіт	67
4.2	Розрахунок кріплення котловану з анкерних паль	68
4.3	Розрахунок обшивки бокових стінок	70
4.4	Медичний захист населення	71
	Висновки до розділу 4	75
	Загальні висновки	76
	Бібліографія	77

ВСТУП

Актуальність теми роботи. На сьогоднішній день велика кількість громадських будівель, зокрема призначених для виховання та навчання дітей, є фізично і морально застарілими. Існує потреба в будівництві нових дошкільних та шкільних навчальних закладів. Спортивна школа, що проектується в даній роботі, призначений для учбово-тренувальних занять і змагань по спортивним іграм (волейбол, баскетбол, бадмінтон і ручний м'яч) або по гімнастиці (з комплектом устаткування для одночасних занять хлопців і дівчат), з можливістю поперемінного проведення занять по спортивним іграм і гімнастиці.

При проектуванні будівельних конструкцій, що піддаються впливу малоциклових та динамічних навантажень, особливої уваги потребує вивчення впливу такого роду навантажень на роботу цих конструкцій, а також врахування характеру навантажень при їх розрахунку. Навантаження такого роду створюють в конструкціях особливий вид напружено-деформованого стану, що не притаманний жодним іншим і це питання потребує додаткового вивчення.

Мета роботи: вивчення впливу малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів таврового профілю та аналіз шляхів врахування при їх розрахунку за деформаційною моделлю навантажень такого роду.

Для досягнення мети в роботі ставилися такі **задачі**:

- провести літературний аналіз попередньо проведених досліджень впливу малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів;
- розглянути моделі розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу побудовані на основі деформаційного методу;
- виконати аналіз можливих шляхів врахування малоциклових навантажень при розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу за деформаційною моделлю.

Об'єкт досліджень: згинальні залізобетонні елементи таврового профілю.

Предмет дослідження: врахування впливу малоциклових навантажень на

роботу згинальних залізобетонних елементів таврового профілю.

Методи дослідження: теоретичні дослідження, теоретико-емпіричні розрахунки, літературний аналіз.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана у відповідності із науковою тематикою кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічного університету ім. Івана Пулюя.

Наукова новизна отриманих результатів:

- отримали подальший розвиток досліджень впливу малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів.

Практичне значення отриманих результатів.

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при проектуванні залізобетонних конструкцій спортивних залів, що піддаються впливу малоциклових навантажень.

Апробація. Окремі результати роботи доповідались на XII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 6 – 7 грудня 2023 р.

Публікації. Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю / О.П. Конончук, М.Р. Лещук, М.В. Винницький, О.В. Лещишена, С.В. Бариш, Я.В. Антоняк // Збірник тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 6 – 7 грудня 2023 року — Т. : ТНТУ, 2023 — С. 20.

Ключові слова. ТАВРОВИЙ ПРОФІЛЬ, ЗГИНАЛНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ, РОЗРАХУНОК, ПРОЕКТУВАННЯ, МАЛОЦИКЛОВІ НАВАНТАЖЕННЯ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Загальна характеристика ділянки

Ділянка відведена під будівництво спортивної школи розташована в м. Полтава. Спортивна школа розміщена на відстані 9 м від червоної лінії. Район будівництва відноситься до II -го кліматичного району із наступними характеристиками.

- вага снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні – 0,7 кПа;
- нормативний швидкісний напір вітру – 0,3 кПа;
- середньомісячна температура найхолоднішого місяця – $t = - 9^{\circ} \text{C}$;
- середньомісячна температура найтеплішого місяця – $t = + 24.2^{\circ} \text{C}$;
- середня температура найбільш холодної п'ятиденки – $t = - 21^{\circ} \text{C}$;
- середня кількість опадів – 683 мм;
- абсолютний максимум температури повітря – $t = +38^{\circ} \text{C}$;
- абсолютний мінімум температури повітря – $t = -36^{\circ} \text{C}$;
- нормативна глибина промерзання ґрунтів – 1.0 м.

Взимку переважають східні і північні вітри, влітку північний і північно-західний.

Майданчик відноситься до району з сейсмічністю не більше 6 балів і до четвертого поясу світлового клімату.

Рельєф ділянки характеризується як спокійний від відмітки 223.0 м до відмітки 224.0 м. Ґрунтові води зустрічаються на відмітці 217.5 м.

1.2 Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальне рішення ділянки

Будівництво спортивної школи на околиці міста Полтава прийнято згідно архітектурно-планувального завдання з врахуванням генерального плану

забудови міста, вимог норм по інсолідації, захисту від шуму, санітарних і протипожежних вимог.

Спортивна школа розташована на ділянці з відступом від червоної лінії 9 м.

На території спортивної школи передбачено відкриті спортивні майданчики для баскетболу, волейболу, тенісу.

Озеленення у вигляді кущів, дерев розміщених по периметру пішохідних доріжок та периметру відведеної ділянки.

При проектуванні пішохідних доріжок була врахована можливість проїзду санітарних машин, машин обслуговування буфету, машин пожежної охорони.

Покриття доріжок і доріг з асфальту. Озеленення майданчику під час будівельних доріг повинно бути максимально збережене.

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

1.3.1 Описання функціонального процесу

Спортивні зали, що проектуються призначені для учбово-тренувальних занять і змагань по спортивним іграм (волейбол, баскетбол, бадмінтон і ручний м'яч) або по гімнастиці (з комплектом устаткування для одночасних занять чоловіків і жінок), з можливістю поперемінного проведення занять по спортивним іграм і гімнастиці.

В найбільшому залі розмірами 36×24 м для волейболу передбачено два ігрові майданчики. При проведенні змагань по баскетболу встановлюється металеві стояки. Змагання і заняття по баскетболу, волейболу, бадмінтону і ручному м'ячу не можуть проводитись одночасно, так як кожен із цих видів спорту вимагає повного об'єму спортзалу.

Змагання по гімнастиці, а також учбово-тренувальні заняття по гімнастиці можуть проводитись одночасно для жінок і чоловіків. При цьому тренування можуть відбуватися в меншому залі спеціально обладнаному для гімнастики.

Зал 36×24 м обладнаний переносними трибунами які можуть вмістити до 250-ти глядачів. В спортивному корпусі також є зали для занять важкою

атлетикою (зал 24×12 м), зал для боксу (24×12 м), зал для боротьби, тренувальний зал для індивідуальної підготовки.

На другому поверсі знаходиться конференц-зал призначений для проведення урочистих подій, проведення лекцій, показу фільмів.

1.3.2 Опис прийнятого планувального рішення

В основу прийнятих рішень при розробці креслень закладені вимоги діючих нормативних документів і державних стандартів, а також конструктивні і планувальні вимоги пред'явлені до будівель спортивного призначення.

Будинок спортивної школи в плані представляє собою квадрат з розміром 48×48 м.

Споруда в осях В-Ж двоповерхова з висотою поверху 4,2 м. В цій частині будівлі розташовані підсобні приміщення, роздягальні, кімнати відпочинку, кабінети адміністрації, бар та інші приміщення. Всі приміщення обслуговуючі спортсменів мають природне освітлення, забезпечують добру організацію учбово-тренувального процесу і проведення змагань в присутності глядачів.

В залі 36×24 м (в осях А - В) для глядачів використовуються переносні тумби, які зберігаються на складі на 2-му поверсі.

Розміщення приміщень в будівлі і їх взаємозв'язок забезпечують рух в наступній послідовності: вестибюль з гардеробом верхнього одягу, потім командні роздягальні (чоловічі і жіночі) і в спортзал.

Нормативна евакуація із будівлі забезпечується сходами і дверми.

Вихід на покрівлю здійснюється з складського приміщення на 2-му поверсі.

Крім витяжної вентиляції в усіх приміщеннях з природнім освітленням передбачено провітрювання через кватирки.

В проектуємій будівлі передбачені туалети і душові.

Сходова клітка проектується з природнім освітленням через прорізи в зовнішній стіні.

В даному проекті також передбачено господарсько-питтєве водопостачання, протипожежне і гаряче водопостачання, каналізація і водостоки.

Вентиляція, передбачена згідно з нормами притоковитяжна з механічною і природною спонукливістю. Притокове повітря в систему в зимовий час подається підігрітим в калорифері. Вентиляційне обладнання встановлюється на вібраційних основах, на повітроводах передбачено влаштування шумопоглиначів у венткамері. Витяжка із спортзалу дефлекторами. Монтаж системи вентиляції виконаний згідно нормативних документів.

Передбачено також електрообладнання, електроосвітлення, системи зв'язку і сигналізації. Електрозабезпечення і електроосвітлення запроектоване згідно правил влаштування електроустановок і інструкцій по проектуванню електрообладнання громадських будівель масового будівництва.

1.4 Конструктивні рішення

1.4.1 Несучі і огороджуючі конструкції

Зовнішні стіни і перегородки виконані з звичайної глиняної цегли пластичного пресування марки "75" з об'ємною масою 1800 кг/м^3 з використанням розчину марки "25". Марка цегли по морозостійкості "15".

Внутрішні стіни і перегородки не доводять на 30 мм до несучих конструкцій перекриття для уникнення передачі на них навантаження. Зазори заповнюються пружними матеріалами.

Перегородки виконуються з глиняної цегли пластичного пресування марки "75" на розчині марки "25", товщина перегородок 120 мм.

Зовнішні і внутрішні стіни, перегородки цокольного поверху виконують із глиняної цегли пластичного пресування марки "100" на розчині марки "50".

В якості прийнятих технічних рішень при розробці проекту на будівництво спортивної школи прийнята конструктивна схема - неповний з/б каркас.

В основу елементів каркасу прийняті:

- збірні залізобетонні колони типу К 84-9 по серії 1.423-3 випуск 1;

- збірні залізобетонні сегментні ферми типу ФДК 24-П 7 по серії ПК-01-129/78 випуск 4.

Крок несучих конструкцій в обох напрямках 12 м. Проліт залу 24 м. Ферма покриття прольотом 24 м опирається на закладні деталі колон.

Перекриття виконується збірними з/б ребристими плитами розміром 3×12 м, які опираються на з/б ригелі.

Шви між панелями очищають від сміття і заповнюють бетоном класу В 12.5.

Анкерні в'язі приварюються електродом марки - 42 і покриваються цементним розчином "100".

В якості покриття прийняті ребристі плити ПГ-2Ат. типу ПВ7-2АТ.

Шви між плитами перекриття очищаються від сміття і пилу, продуваються і заповнюються цементно-піщаним розчином (або бетоном на дрібному заповнювачі класу В 15).

Сходові марші вирішені збірними з/б по серії 1.252.1-4 випуск 1.

Сходові площадки і накладні простудні прийняті із шліфованим мозаїчним покриттям. Проступні вкладаються на цементно-піщану стяжку марки "100".

Огородження маршів приварюються до закладних деталей електродами Э-42. Висота огороження складає 1 м.

Покрівля суміщена з внутрішнім водовідводом. Нахил покрівлі по контуру ферми. Покрівля трьохшарова з верхнім шаром гравію втоптаного в гарячу бітумну мастику товщиною 10 мм. В якості утеплювача покрівлі використано керамзитобетон $\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$.

Вентиляційні шахти виконуються із збірних металевих деталей.

Для безпечного пересування по покрівлі влаштовується металева огорожа висотою 0,6 м, виготовлена з арматури класу А-240 С діаметром 10 мм.

1.4.2 Теплотехнічний розрахунок стіни

Зовнішня стіна товщиною 0,51 м виконана колодцевою кладкою з 2-х шарів товщиною 0,12 і 0,25 м з глиняної цегли $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$ на цементно-піщаному розчині. В колодцях влаштовуються теплоізоляція із пінополістиролу $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$ ($\delta_3 = 0.1 \text{ м}$). Зовнішня сторона стіни оштукатурена цементно-піщаним розчином ($\delta_1 = 0,02 \text{ м}$), внутрішня сторона стіни вапняним розчином ($\delta_2 = 0,02 \text{ м}$).

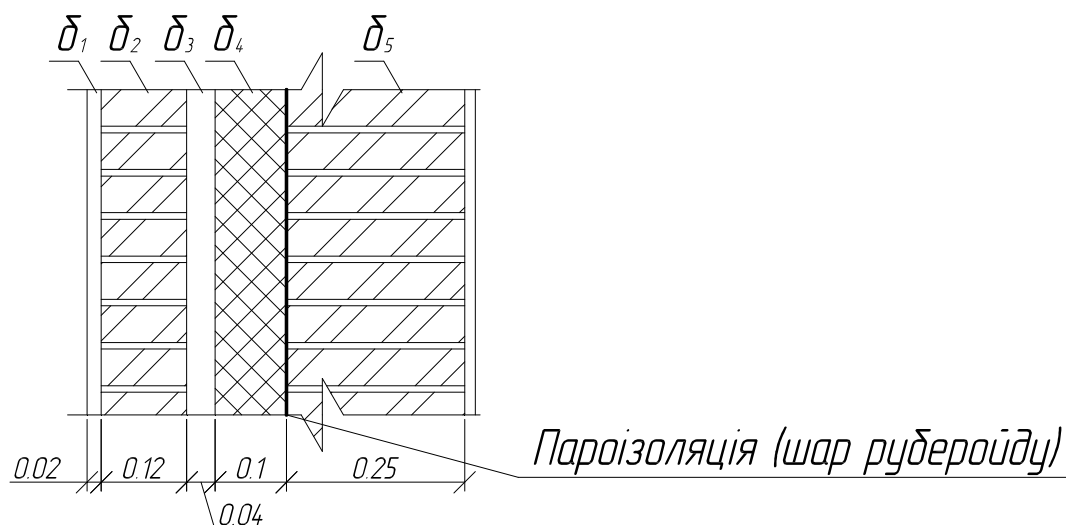


Рисунок 1.1 – Розрахункова схема стіни

Розрахункові значення коефіцієнта теплопровідності вибираємо з врахуванням того, що м. Полтава розташоване в 3-й зоні вологості; умови експлуатації приміщень нормальні.

Вибрані величини заносимо в таблицю 1.1.

Таблиця 1.1 – Теплотехнічні показники стіни

№ з/п	Назва матеріалу	Густина γ , кг/м^3	Теплопровідність λ , $\text{Вт/м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$
1	Цементно-піщана штукатурка	1800	0.76
2	Цегла звичайна на цементно-піщаному розчині	1800	0.70
3	Пінополістирол	100	0.041
4	Цегла звичайна на цементно-піщаному розчині	1800	0.70
5	Вапняно-піщана штукатурка	1600	0.70

Загальний термічний опір R_0 визначаємо за такою формулою:

$$R_0 = 1/\alpha_B + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + \delta_4/\lambda_4 + 1/\alpha_n = 1/23 + 0,02/0,75 + 0,12/0,7 + 0,1/0,041 + 0,25/0,7 + 0,02/0,7 + 1/8,7 = 4,18 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C/Вт.}$$

Нормативний опір теплопередачі визначається по додатку 1;2 [20]. Згідно карти температурних зон України (додаток 2) м. Полтава розташоване в 1-й зоні, для якої нормативне значення опору теплопередачі для стін з повнотілої цегли з утеплювачем $R^*_0 = 4,0 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C/Вт}$,

$$R_0 = 4,18 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C/Вт} > R^*_0 = 4,0 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C/Вт.}$$

Запроектована конструкція стіни придатна для застосування в будівництві в м. Полтава.

1.5 Архітектурно-художнє рішення

Будівля, що проектується, двоповерхова. Легкість вигляду спортивної споруди підкреслюється великою площею вікон, а також підбраною гамою кольорів та фактурними елементами на кутках, фасаді А-Ж і над вікнами.

Мощення вхідних площадок здійснюється мозаїчним бетоном, гранітною крошкою, плитами 500×500 мм.

Вітражі спортзалу, вхідних тамбурів запроектовані із алюмінієвих профілів, вікна спарені.

Підлога в залежності від призначення приміщення прийнята:

- ліноліумна;
- мозаїчна;
- бетонна;
- дощата, паркетна;
- з керамічної плитки.

Внутрішнє опорядження приміщень:

- стелі підвісні на відстані 0,5 м від нижнього краю ребристих плит перекриття;
- стіни і перегородки - вапняна побілка, проста штукатурка, покращена

штукатурка.

Зовні будівля опоряджується цементною штукатуркою, з обробкою скляною крошкою.

1.6 Інженерно-технічне обладнання

В даному проекті передбачено господарсько-питтєве і гаряче водопостачання від міської мережі. Внутрішня водопровідна мережа проектується із сталевих оцинкованих труб.

Для внутрішнього пожежогасіння встановлюється пожежні крани діаметром 50 мм з льняними рукавами $l = 20$ м.

Водопровідна мережа об'єднана: господарсько-питна і протипожежна. Пожежні крани встановлюються в пожежних шафах.

Каналізація об'єднана з міською мережею. Внутрішня каналізаційна мережа проектується з чавунних труб діаметром 50-100 мм.

Опалення здійснюється від централізованого джерела теплозабезпечення. Розрахункова температура зовнішнього повітря - 21 °С. Температура теплоносіїв в теплових межах $T = 130-70$ °С Для отримання необхідних температур теплоносіїв проектом передбачено влаштування елеваторного вузла в приміщенні тепло пункту.

В споруді прийнята однотрубна система опалення з нижньою розводкою. Стояки в приміщенні проходять відкрито.

Нагріваючі прилади розроблені для двох варіантів:

- радіатори "МС-140";
- конвектори "Комфорт – 20".

Трубопроводи, які прокладено в підпільних каналах теплоізолюються виробами із мінеральної вати товщиною 40 мм з влаштуванням покривного шару із рулонного склопластику.

Не ізольовані трубопроводи системи опалення фарбуються.

На трубопроводах тепломережі в місцях перетину перекриття, внутрішніх стін і перегородок передбачені сталеві гільзи. Системи опалення монтуються із водогазопровідних легких труб. ввід теплоносія 2 діаметри 76.

В спортзалах передбачено:

1. Електроосвітлення робоче, аварійне, ремонтне. В якості освітлювальних щитів прийнятий щит типу ЕРЩ. В якості освітлювальних приладів прийняті лампи накаливання і ДРЛ.

2. Захисне заземлення всіх металевих, не струмопровідних частин електрообладнання забезпечується шляхом приєднання до заземлюючого нульового проводу електромережі.

3. Слабо струменеві прилади:

- телефонізація від міської телефонної мережі:
- радіо від міської радіотрансляційної мережі:
- радіофікація своєї радіомережі.

Слабоструменева мережа прокладається під штукатуркою

4. Пожежна сигналізація: в якості оповісників прийняті теплові оповісники типу ПП-104-1 і димові оповісники типу ДПП-2.

Охоронна сигналізація (прилад "Рубін-3") до чарунок якого приєднуються блокування окремих приміщень спорткомплексу. Встановлюється в приміщенні обслуговуючого персоналу з цілодобовим перебуванням чергового персоналу.

Висновки до розділу 1

1. В розділі прийняті основні об'ємно-планувальні рішення дитячо-юнацької спортивної школа в місті Полтава. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальні рішень, підібрано конструкції та матеріали з яких буде виготовлено об'єкт.

2. Підібрано інженерні мережі та комунікації приміщень спортивної школи та розраховано теплоізоляцію огорожуючи конструкцій.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Розрахунок збірної з/б ребристої плити перекриття

2.1.1 Матеріали для виготовлення плити

Потрібно запроєктувати і розрахувати ребристу плиту перекриття по ригелям прольотом 12 м. Номінальні розміри плити в плані 3×12 м. Коефіцієнт надійності споруди за призначенням $\gamma_n = 1.0$.

Тимчасове характеристичне навантаження 4000 Н/м^2 , в тому ж числі короткочасне 1400 Н/м^2 .

Повздожні ребра армують попередньо-напруженою арматурою періодичного профілю класу А 900 з електротермічним натягом на упори, плиту армують зварними плоскими сітками з дротової арматури класу Вр-І. По тріщиностійкості до плити пред'являються вимоги 3-ї категорії. Виріб проходить теплову обробку при атмосферному тиску. Бетон класу В 30.

Характеристики міцності бетону і арматури.

Бетон В 30:

- нормативна призмova міцність $R_{bn} = R_{b,ser} = 22 \text{ мПа}$;
- розрахункова міцність $R_b = 17 \text{ мПа}$;
- коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0.9$;
- нормативний опір при розтягу $R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1.8 \text{ мПа}$;
- розрахунковий опір при розтягу $R_{bt} = 12 \text{ мПа}$.;
- початковий модуль пружності бетону $E_b = 29 \times 10^3 \text{ мПа}$.

Арматура класу А 900:

- нормативний опір $R_{sn} = R_{s,ser} = 980 \text{ мПа}$;
- модуль пружності $E_s = 19 \times 10^4 \text{ мПа}$;
- розрахунковий опір $R_s = 815 \text{ мПа}$.

Попереднє напруження арматури приймаємо рівним:

$$G_{sp} = 0.6 \times R_{s,ser} = 0.6 \times 980 = 588 \text{ мПа}.$$

Перевіряємо виконання умови:

$$G_{sp} + p < R_{sn}, \quad G_{sp} - p > 0.3R_{sn}$$

$$\text{де } p = 30 + 360 / 1 = 30 + 360 / 12 = 60 \text{ мПа,}$$

$$G_{sp} + p = 588 + 60 = 648 \text{ мПа} < R_{sn} = 980 \text{ мПа} - \text{ умова виконується,}$$

$G_{sp} - p = 588 - 60 = 538 \text{ мПа} > 0.3R_{sn} = 0.3 \times 980 = 294 \text{ мПа} - \text{ умова виконується.}$

Визначаємо максимальне відхилення попереднього напруження у формулі:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0.5 \frac{p}{G_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0.5 \frac{60}{588} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0.08,$$

де $n_p = 2$ - кількість напружуваних стержнів.

Коефіцієнт точності натягу при позитивному впливі попереднього напруження:

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0.08 = 0.92$$

При перевірці на утворення тріщин в верхній стиснутій зоні плити при обтисненні:

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0.08 = 1.08$$

Попереднє напруження з врахуванням точності натягу

$$G_{sp} = 0.92 \times 588 = 541 \text{ мПа.}$$

2.1.2 Визначення навантажень і зусиль

Підрахунок навантажень на 1 м^2 перекриття зводимо в табл. 2.1.

Задаємося розмірами плити (рис. 2.1):

- висота плити 450 мм;
- товщина плити $h_f = 250$ мм;
- висота поперечних ребер знизу 40 мм, зверху 160 мм;
- крок поперечних ребер 990 мм;
- товщина повздовжніх ребер по низу 100 мм, по верху і 40 мм.

Для розрахунку арматури переріз ребристої плити перекриття приводимо до таврового з полицкою в стиснутій зоні (рис. 2.2.).

Ширина стиснутої полицки $b_f = 295$ см так як $h_f/h = 0.11 > 0.1$ і є поперечні ребра.

$$\text{Сумарна ширина приведенного ребра } b_p = 2 \left(\frac{15.5 + 10}{2} \right) = 25.5 \text{ см.}$$

Таблиця 2.1 – Збір навантаження на перекриття

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, Н/м ²
Постійне:			
- дерев'яна підлога t = 20 мм, g = 600 кг/м ³	120	1.2	144
- цементна стяжка t = 20 мм, g = 2200 кг/м ³	440	1.3	572
- шлакобетонні плити t = 60 мм, g = 1600 кг/м ³	≈ 1000	1.2	1200
- з/б ребриста плита t = 60 мм, g = 1600 кг/м ³	≈ 1875	1.1	2065
Всього:	3435	-	3981
Тимчасове:			
- короткочасне P_{cd}	1400	1.2	1680
- довготривале P_{hd}	2600	1.2	3120
Всього:	4000	-	4800
Повне (g + p)	7435	-	8781

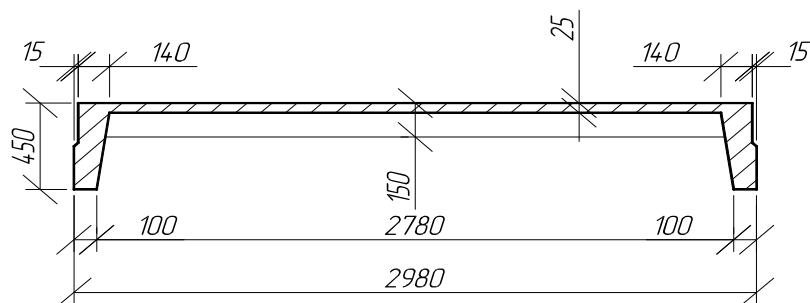


Рисунок 2.1 – Дійсний переріз ребристої плити

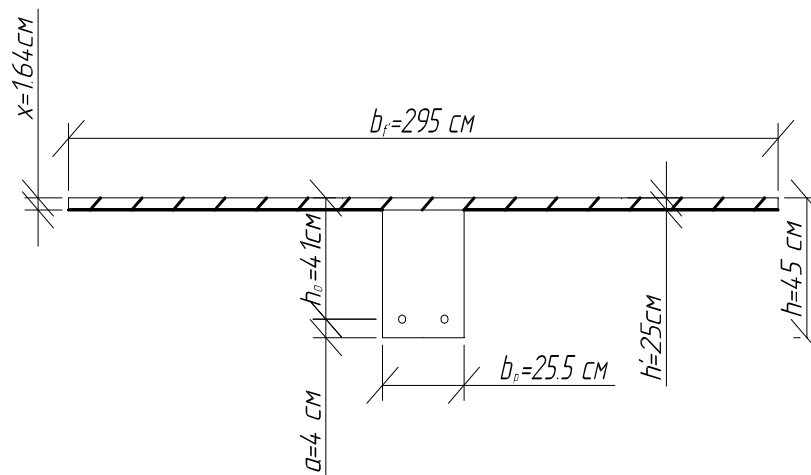


Рисунок 2.2 – Приведений переріз ребристої плити

Навантаження на 1 м довжини плити шириною 3 м з врахуванням коефіцієнта надійності по призначенню ($\gamma_n = 1$):

- постійне характеристичне $q^n = 3435 \times 3 \times 1 = 10305 \text{ Н/м}$;

- постійне розрахункове $q = 3981 \times 3 \times 1 = 11943 \text{ Н/м}$;

- тимчасове характеристичне $p^n = 4000 \times 3 \times 1 = 12000 \text{ Н/м}$;

- тимчасове розрахункове $p = 4800 \times 3 \times 1 = 14400 \text{ Н/м}$;

- тимчасове характеристичне довготривале $p_{ld}^n = 2600 \times 3 \times 1 = 7800 \text{ Н/м}$;

- тимчасове розрахункове довготривале $p_{ld} = 3120 \times 3 \times 1 = 9360 \text{ Н/м}$;

- тимчасове короткочасне характеристичне $p_{cd}^n = 1400 \times 3 \times 1 = 4200 \text{ Н/м}$;

- тимчасове короткочасне розрахункове $p_{cd} = 1680 \times 3 \times 1 = 5040 \text{ Н/м}$;

- повне: розрахункове $(q + p) = 11943 + 14400 = 26343 \text{ Н/м}$;

характеристичне $(q^n + p^n) = 10305 + 12000 = 22305 \text{ Н/м}$;

- характеристичне постійне і довготривале $(q^n + p_{ld}^n) = 10305 + 7800 = 18105 \text{ Н/м}$.

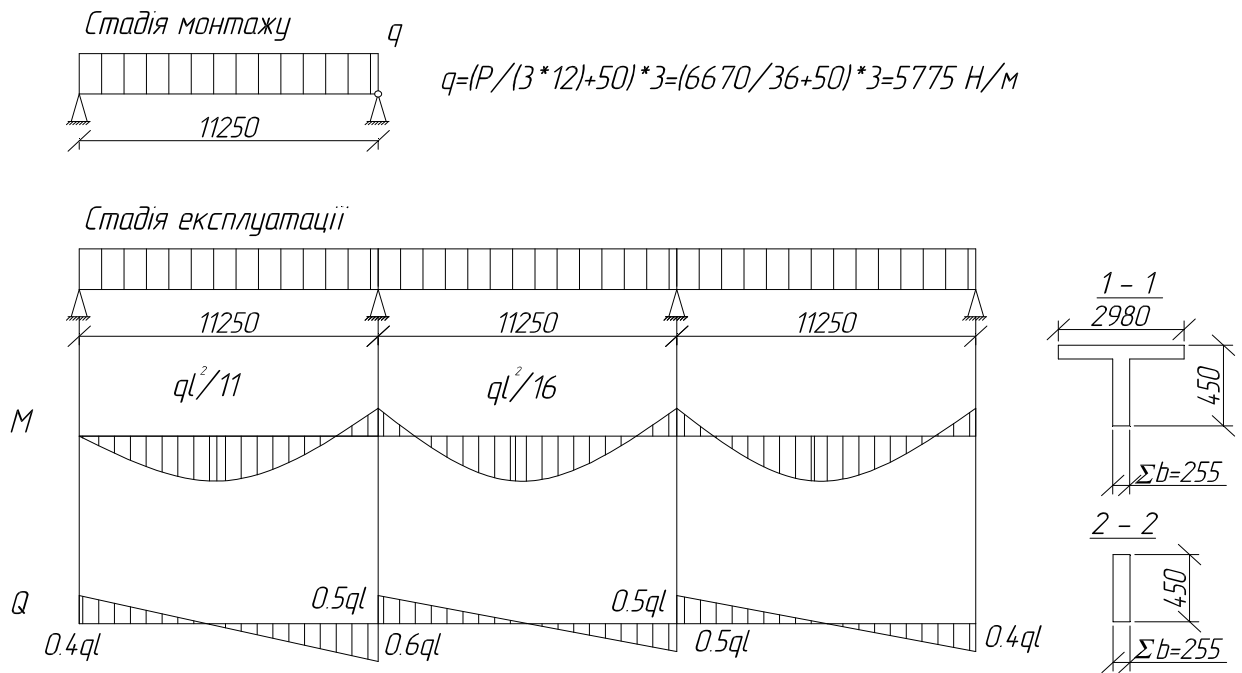


Рисунок 2.3 – Розрахункові схеми плити в стадії монтажу і експлуатації

Розглядаємо плиту в стадії експлуатації і в стадії монтажу (рис. 2.3.).

Визначаємо розрахункові згинальні моменти:

- від повного розрахункового навантаження

$$M = \frac{ql^2}{11} = \frac{26.343 \cdot 11.25^2}{11} = 303.09 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M = \frac{ql^2}{16} = \frac{26.343 \cdot 11.25^2}{16} = 208.75 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- від повного характеристичного навантаження

$$M = \frac{22.305 \cdot 11.25^2}{11} = 256.63 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- від характеристичного постійного і довготривалого

$$M = \frac{18.105 \cdot 11.25^2}{11} = 208.31 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Максимальна розрахункова поперечна сила:

$$Q = 0.6(q + p) \cdot l = 0.6 \times 26.343 \times 11.25 = 177.82 \text{ кН}.$$

Перевіряємо виконання умови задавшись попередньо $\gamma_{\omega 1} = 0.9$

$$Q = 177.82 \leq \gamma_{\omega 1} \times \gamma_{b1} \times R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0 = 0.3 \times 1.0 \times 0.847 \times 17 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.255 \times 0.41 = 407.9 \text{ кН},$$

$$\text{де } \gamma_{b1} = 1 - \beta \times \gamma_{b2} \times R_b = 1 - 0.01 \times 0.9 \times 17 = 0.847, \gamma_{b2} = 0.9$$

Умова виконується, прийнятий переріз достатній для забезпечення міцності по похилих перерізах.

2.1.3 Розрахунок міцності плити по перерізу нормальному до повздовжньої осі

Переріз тавровий, з полчкою в стиснутій зоні.

$$M = 303.09 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2} = \frac{303.09 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot (100) \cdot 295 \cdot 41^2} = 0.039 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

По табл. 2.12 [6] в залежності від $\alpha_r = 0.039$,

$$\eta = 0.98, \xi = 0.04,$$

$x = \xi h_0 = 0.04 \times 41 = 1.64 \text{ см} < 2.5 \text{ см}$ - нейтральна вісь проходить в межах стиснутої полочки.

Перевіряємо умову $\xi < \xi_R$ - гранична висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{G_{SR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.73}{1 + \frac{674}{500} \left(1 - \frac{0.73}{1.1}\right)} = 0.502,$$

$$\text{де } \omega = 0.85 - 0.008 \times R_b \gamma_{b2} = 0.85 - 0.008 \times 17 \times 0.9 = 0.73;$$

$$G_{SR} = R_s + 400 - G_{SP} - \Delta G_{SP} = 815 + 400 - 541 = 674 \text{ мПа};$$

$G_{SP} = 0$ - при електротермічному натязі;

$$\xi = 0.04 < \xi_R = 0.502 - \text{умова виконується.}$$

Коефіцієнт умов роботи, що враховує опір напруженої арматури вище умовної межі текучості:

$$\gamma_{S6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1.1 - (1.1 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0.04}{0.502} - 1 \right) = 1.18 > \eta = 1.1$$

де $\eta = 1.1$ - для арматури класу А 900.

Приймаємо $\gamma_{s6} = 1.1$

Визначаємо площу перерізу розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s h_0 \eta} = \frac{303.09 \cdot 10^5}{1.1 \cdot 815 \cdot 100 \cdot 0.98 \cdot 41} = 8.42 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 $\varnothing 25$ А 900 з $A_s = 9.82 \text{ см}^2$

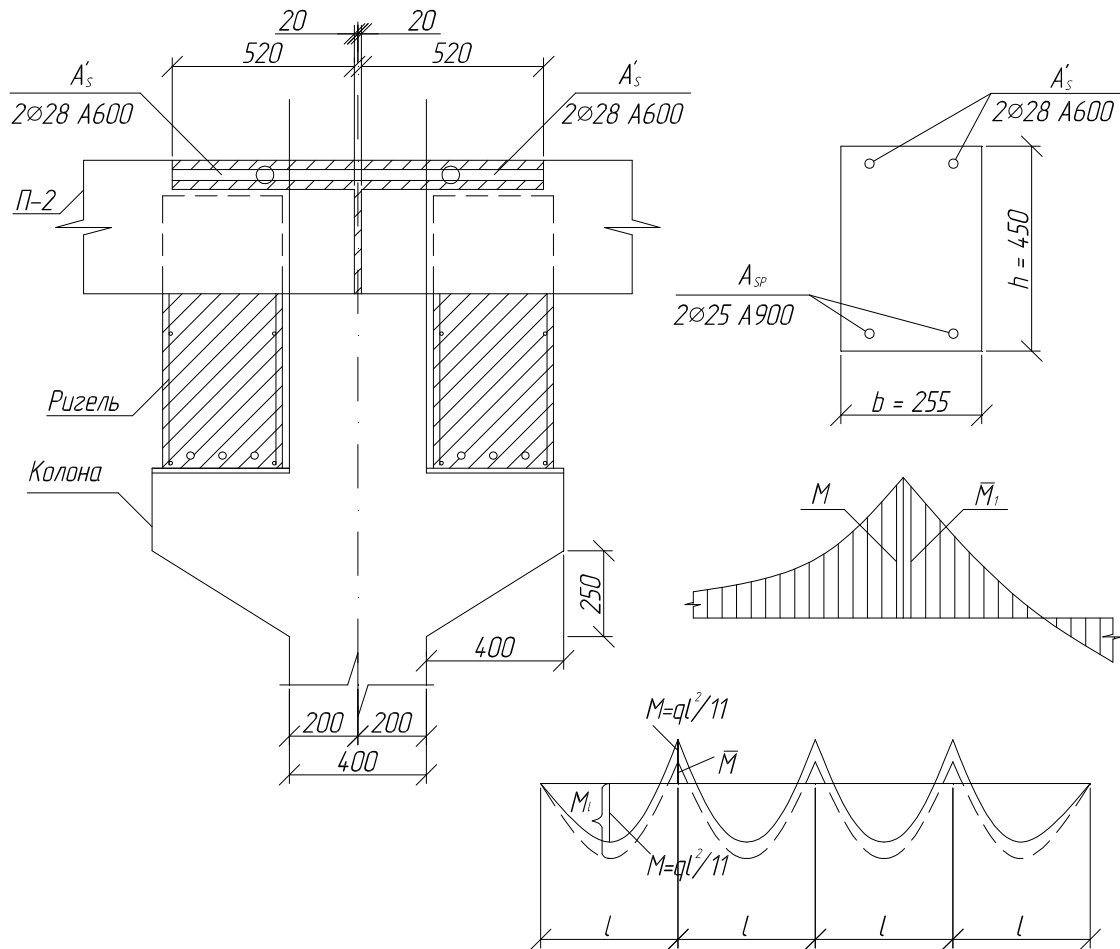


Рисунок 2.4 – До розрахунку площі попередньо-напруженої арматури плити

Знаходимо площу верхньої ненапруженої арматури на опорі. В цьому випадку переріз буде прямокутної форми з розмірами $b = \Sigma b_p = 25.5 \text{ см}$. $h = 24 \text{ см}$ (рис. 2.4.). Робоча висота перерізу $h_0 = h - 4.5 = 40.5 \text{ см}$. Згинаючий момент в цьому випадку буде рівний:

$$\overline{M}_1 = \overline{M} - Q \frac{b_p}{2} = 303.09 - 177.82 \frac{0.35}{2} = 271.97 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тоді

$$\alpha_M = \frac{\overline{M}_1}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{271.97 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 25.5 \cdot 41^2} = 0.424$$

Перевіряємо на виконання умову $\xi < \xi_R$, $\xi < 0.61 > \xi_R = 0.502$ умова не виконується.

Отже плита на опорі не може сприйняти такий згинаючий момент. В статично невизначених конструкціях можливий перерозподіл зусиль з опори на проліт (рис. 2.4.). Для цього виходячи з досвіту проектування приймаємо $\xi = 0.37$. Знаходимо від $\alpha_M = 0.301$ $\eta = 0.815$.

З формули $\alpha_M = \frac{\overline{M}_1}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2}$ визначаємо M_1 :

$$M_1 = \alpha_M \gamma_{b2} R_b b h_0^2 = 0.301 \times 17(100) \times 25.5 \times 40.5^2 = 19260000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 192.6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тоді

$$\overline{M} = \overline{M} + Q \frac{b_p}{2} = 192.6 + 177.82 \frac{0.35}{2} = 223.66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Площа верхньої ненапруженої арматури:

$$A_s = \frac{\overline{M}_1}{R_s h_0 \eta} = \frac{192.6 \cdot 10^5}{510 \cdot 100 \cdot 0.815 \cdot 40.5} = 11.44 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2 \emptyset 28 A500 з площею $A_s = 12.32 \text{ см}^2$.

Виходячи з умови $M_1 + 0.425 \overline{M} = \frac{q l^2}{8}$ знаходимо момент в прольоті M_1

враховуючи перерозподіл зусиль

$$M_1 = \frac{q l^2}{8} - 0.425 \overline{M} = \frac{26.295 \cdot 11.25^2}{8} - 0.425 \cdot 223.66 = 320.94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Проводимо перерахунок розтягнутої напруженої арматури з врахуванням перерозподілу зусиль:

$$\alpha_M = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2} = \frac{320.94 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 29.5 \cdot 41^2} = 0.0423$$

Звідси: $\eta = 0.979$, $\xi = 0.0474$

Площа перерізу розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{\overline{M}_1}{\gamma_{S6} R_s h_0 \eta} = \frac{320.94 \cdot 10^5}{1.1 \cdot 815 \cdot 100 \cdot 0.98 \cdot 41} = 8.92 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2 $\varnothing 25$ A500 з площею $A_s = 9.62 \text{ см}^2$.

Для того щоб бетон при передачі на нього зусиль з напруженої арматури не розколювався, кінці елементів посилюють спіралями з дротяної арматури $\varnothing 5$ Вр-I (рис. 2.5.).

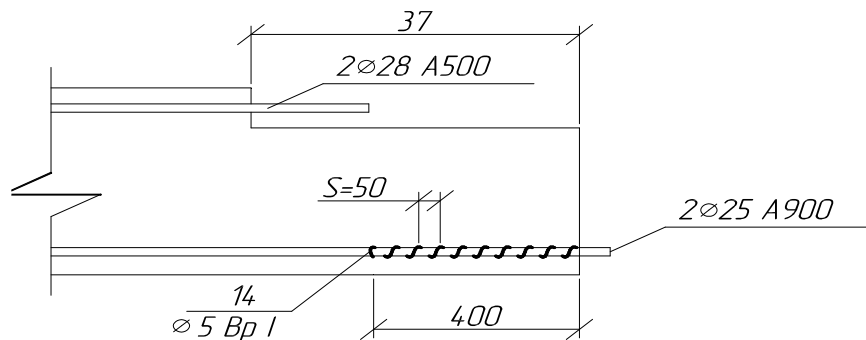


Рисунок 2.5 – Анкерівка нижньої напруженої арматури

Визначаємо довжину зони передачі напружень l_p напружуваної арматури на бетон по формулі:

$$l_p = \left[\omega_p \left(\frac{G_{sp}}{R_{bp}} \right) + \lambda_p \right] d = \left[0.25 \left(\frac{815}{25} \right) + 0.1 \right] * 25 = 206.3 \text{ мм} = 20.63 \text{ см.}$$

де $\omega = 0.25$, $\lambda_p = 0.1$ - коефіцієнти, що визначаються по таблиці,

$R_{bp} = 25$ МПа – передаточна міцність бетону,

$G_{sp} = R_s = 815$ МПа,

$l_p \geq 15d = 15 \times 25 = 375 \text{ мм} = 37.5 \text{ см.}$

Приймаємо $l_p = 40 \text{ см.}$

Визначаємо довжину анкерівки верхньої ненапруженої арматури за формулою (рис. 2.6.):

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d = \left(0.7 \frac{510}{17} + 11 \right) 28 = 896 \text{ мм} \approx 90 \text{ см.}$$

де $\omega_{an} = 0.7$ $\Delta\lambda_{na} = 11$ – для розтягнутого бетону,

$R_S = 510$ мПа – для арматури класу А 500.

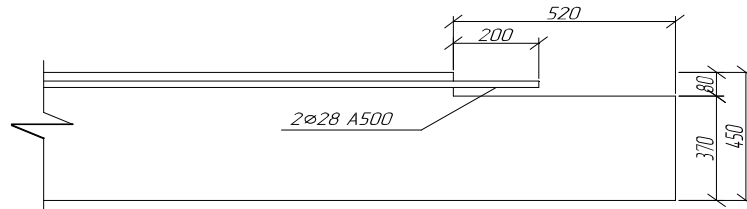


Рисунок 2.6 – Анкерівка верхньої арматури

2.1.4 Розрахунок міцності плити по перерізу похилому до повздожньої осі

Вплив повздожнього зусилля обтиснення:

$$\gamma_n = \frac{0.1N}{\gamma_{b2}R_{bt}bh} = \frac{0.1 \cdot 424.98 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 25.5 \cdot 41} \cdot 0.376 < 0.5,$$

де $N = P_2 = 424.98$ кН.

Перевіряємо чи потрібна поперечна арматура по розрахунку виходячи з умови

$$Q_{\max} < 2.5R_{bt}\gamma_{b2}b_0^2:$$

$$Q_{\max} = 177.82 < 2.5R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2 = 2.5 \times 0.9 \times 1.2 \times 100 \times 25.5 \times 41^2 = 115.74 \text{ кН.}$$

Умова не виконується. Отже поперечна арматура потрібна по розрахунку.

$$\text{При } q_1 = q + \frac{v}{2} = 11.895 + \frac{11.4}{2} = 19.09 \text{ кН/м} = 190.9 \text{ кН/см};$$

$$0.16\varphi_{b4}(1 + \varphi_m)R_{bt}\gamma_{b2}b = 0.16 \cdot 1.5 \cdot (1 + 0.376) \cdot 1.2 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 25.5 = 909.5 \text{ Н/см} > 190.9 \text{ Н/см}$$

$$\text{Приймаємо } c = c_{\max} = 2.5h_0 = 2.5 \times 41 = 102.5 \text{ см.}$$

$$\text{Друга умова: } Q = Q_{\max} - q_1c = 177.49 \times 10^3 - 190. \times 102.5 = 157.92 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} \varphi_{b4}(1 + \varphi_h)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2 / c &= 1.5 \cdot (1 + 0.376) \cdot 1.2 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 25.5 \cdot 41.1^2 / 102.5 = \\ &= 93.22 \text{ Н} > Q_{\max} = 157.92 \text{ Н} \end{aligned}$$

Умова не виконується, отже поперечна арматура потрібна по розрахунку. На припорній ділянці довжиною $l/4 = 1125/4 = 285$ см встановлюють в кожному ребрі плити поперечні стержні $\varnothing 6$ А400 з кроком $S \leq h/2 = 45 / 2 = 22.5$ см, $S < 15$ см, приймаємо $S = 15$ см;

в середній частині прольоту з кроком $S < 3h/4 = 3 \times 45 / 2 = 33.75$ см, $S < 50$ см, приймаємо. $S = 30$ см:

$$A_{s0} = 2 \times 0.283 = 0.566 \text{ см}^2;$$

$$R_{s0} = 285 \text{ МПа};$$

$$q_{s0} = R_{s0} A_{s0} / S = 285 \times 100 \times 0.566 / 15 = 1452.7 \text{ Н/см.}$$

Вплив звисів стиснутих полицок (при двох ребрах):

Умова $q_{s0} = 1452.7 \text{ Н/см} > Q_{b,\min} / 2h_0 = 94.85 \times 10^3 / (2 \times 41) = 1156.7 \text{ Н/см}$ - виконується.

Для розрахунку міцності визначаємо:

$$M_b = \varphi_{b2} + (1 + \varphi_h + \varphi_f) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \times 1.4 \times 1.2 \times 100 \times 0.9 \times 25.5 \times 41^2 = 1296.25 \times 10^4 \text{ Н}\cdot\text{см}$$

Оскільки $q_1 = -190.9 \text{ Н/см} < 0.56q_{s0} = 0.56 \times 1452.7 = 813.5 \text{ Н/см}$, обчислюємо значення c по формулі:

$$c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{1296.2 \cdot 10^4 / 190.9} = 260.6 \text{ см} > 3.33h_0 = 3.33 \cdot 41 = 136 \text{ см}, \text{ приймаємо}$$

$$c = 136 \text{ см.}$$

Тоді

$$Q = M_b / c = 1296.2 \times 10^4 / 136 = 95.31 \text{ кН} > Q_{b,\min} = 94.85 \text{ кН.}$$

Поперечна сила в вершині похилого перерізу:

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 177.49 \times 10^3 - 190.9 \times 136 = 151.43 \times 10^3 \text{ Н.}$$

Довжина проекції розрахункового похилого перерізу

$$c = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{1296.2 \cdot 10^4 / 1452.7} = 94.47 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 41 = 82 \text{ см}, \text{ приймаємо } c = 82 \text{ см}$$

При цьому

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 1452.7 \times 82 = 119.12 \times 10^3 \text{ кН.}$$

Умова міцності $Q_b + Q_{sw} = 94.85 + 119.12 = 213.97 \text{ кН} > Q = 151.43 \text{ кН}$ -
умова виконується.

Міцність перевіряємо по стиснутій похилій полосі:

$$\mu_{sw} = A_{sw} / bS = 0.566 / (25.5 \times 15) = 0.0015;$$

$$\alpha = E_s / E_b = 20 \times 10^4 / (29 \times 10^3) = 6.9;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_{sw} = 1 + 5 \times 6.9 \times 0.0015 = 1.05;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b \gamma_{b2} = 1 - 0.01 \times 0.9 \times 17 = 0.85.$$

Умова міцності

$$0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}h_0 = 0.3 \times 1.05 \times 0.85 \times 17 \times 100 \times 0.9 \times 25.5 \times 41 = 428.3 \text{ кН} > Q_{\max} = 177.49 \text{ кН}.$$

2.1.5 Розрахунок полички плити на міцність

Плиту розглядаємо, як багато пролітну нерозрізну балку з прольотами

$$l = 990 - 160 = 830 \text{ см}.$$

Власна вага конструкції підлоги:

- характеристична $120 + 440 + 1000 = 1560 \text{ Н/м}^2$;

- розрахункова $144 + 572 + 1200 = 1916 \text{ Н/м}^2$.

Власна вага плити:

- характеристична $0.025 \times 2500 = 625 \text{ Н/м}^2$;

- розрахункова $625 \times 1.1 = 687.5 \text{ Н/м}^2$.

Сумарне рівномірно розподілене навантаження на плиту:

- характеристичне $4000 + 1560 + 625 = 6187 \text{ Н/м}^2$;

- розрахункове $4800 + 1916 + 687.5 = 7403.5 \text{ Н/м}^2$.

Згинальний момент:

$$M = (q + p)l^2 / 11 = 7403.5 \times 0.83 / 11 = 463.6 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Робоча висота перерізу

$$h_0 = h_f / 2 = 2.5 / 2 = 1.25 \text{ см}.$$

Площа перерізу арматури на 1 м плити:

$$A_s = M / (R_s \eta h_0) = 463.6 \times 10^2 / (360 \times 100 \times 0.892 \times 1.25) = 1.15 \text{ см}^2.$$

де $R_s = 360$ мПа - для арматури $\text{Ø} 5$ ВрІ;

$$\alpha_T = M / (\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2) = 463.6 \times 10^2 / (0.9 \times 17 \times 100 \times 1.25^2 \times 100) = 0.193 \Rightarrow \eta = 0.892$$

Приймаємо плоску зварну сітку з арматури $\text{Ø} 5$ Вр-І з кроком стержнів:

- $S = 150$ мм - в повздовжньому напрямку;
- $S = 250$ мм - в поперечному напрямку.

2.1.6 Розрахунок поперечного ребра плити

Розрахункова схема поперечного ребра представляє собою балку таврового перерізу з зацемленими опорами, завантажену трикутним навантаженням з максимальною ординатою q_1 і власною вагою q_c (рис. 2.7). Власна вага конструкції підлоги:

- характеристична $120 + 440 + 1000 = 1560$ Н/м²;
- розрахункова $144 + 572 + 1200 = 1916$ Н/м².

Власна вага плити:

- характеристична $0.025 \times 2500 = 625$ Н/м²;
- розрахункова $625 \times 1.1 = 687.5$ Н/м².

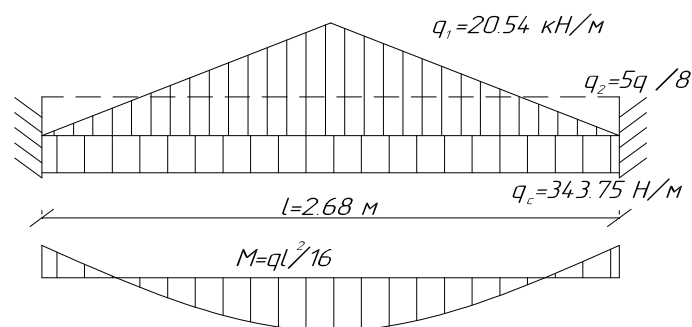


Рисунок 2.7 – Розрахункова схема поперечного ребра і епюра згинальних моментів

Трикутне навантаження замінюємо на еквівалентне рівномірно розподілене по формулі:

$$q_c = \frac{5}{8} q_1 = \frac{5}{8} \cdot 20581.73 = 12863.58 \text{ Н/м},$$

$$\text{де } q_1 = (q + p)(l_1 + b_p) = (1916 + 687.5 + 4800)(2.68 + 0.1) = 20581.73 \text{ Н/м};$$

$$b_p = \frac{16+4}{2} = 10 \text{ см} - \text{ середня товщина поперечного ребра.}$$

Сумарне рівномірно розподілене навантаження:

$$q = q_e + q_c = 12863.58 + 343.75 = 13207.33 \text{ Н/м}$$

$$\text{де } q_c = b_p (h_p - h_f') g \gamma_f = 0.1(0.15 - 0.025) \times 25000 \times 1.1 = 343.75 \text{ Н/м.}$$

Враховуючи пластичні деформації згинальні моменти в прольоті M_c і на опорі M_0 можна визначити по рівномоментній схемі ($M_c = M_0 = M$):

$$M = \frac{ql_1^2}{16} = \frac{13207.33 \cdot 2.68^2}{16} = 5916.43 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Розраховуємо повздовжню арматуру поперечного ребра. В прольоті поперечне ребро має тавровий переріз з полчкою в стиснутій зоні

$$\text{Розрахункова ширина полочки } b_f = b_p + \frac{2l_p}{6} = 10 + \frac{2 \cdot 268}{6} = 99.33 \text{ см} - \text{ приймаємо}$$

$$b_f = 83 \text{ см}.$$

$$\text{Висота ребра } h = 15 \text{ см, робоча висота } h_0 = h - a = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ см.}$$

Визначаємо положення нейтральної осі:

$$x = \xi h_0 = 0.03 \times 12.5 = 0.375 \text{ см} < h_f = 2.5 \text{ см},$$

$$\text{де } \alpha_0 = \frac{M \gamma_n}{b_f' h_0 R_b \gamma_{b2}} = \frac{5916.43 \cdot 10^2}{83 \cdot 12.5^2 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 0.9} \cdot 0.03 \text{ см} \Rightarrow \eta = 0.985, \xi = 0.03.$$

Нейтральна вісь проходить в полічці.

Визначаємо площу нижньої повздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{5916.43 \cdot 10^2}{365 \cdot 100 \cdot 0.985 \cdot 12.5} = 1.32 \text{ см}^2$$

де $R_s = 365$ мПа - для арматури $\emptyset 10 \dots 20$ А400.

Приймаємо $\emptyset 14$ А400 ($A_s = 1.539 \text{ см}^2$).

Приймаємо арматуру в верхній зоні $\emptyset 14$ А400 ($A_s = 1.539 \text{ см}^2$).

Поперечні стержні каркасу із арматури $\emptyset 5$ Вр-I ($A_s = 0.196 \text{ см}^2$), крок $S = 100$ мм.

Середнє ребро плити армуємо аналогічно.

2.1.7 Розрахунок ребристої плити по граничним станам другої групи

2.1.7.1 Розрахунок плити по утворенню тріщин, нормальних до повздожньої осі

Розрахунок проводимо для визначення необхідності проведення перевірки по розкриттю тріщин.

$$M < M_{cr}$$

Обчислюємо момент утворення тріщин по наближеному методу ядрових моментів:

$M_{cr} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{gp} = 1.8(100) \times 16012.9 + 11565235 = 14447557 \text{ Н}\cdot\text{см} = 144.5 \text{ кН}\cdot\text{м}$. де ядровий момент зусилля обтиснення при $\gamma_{sp} = 0.92$

$M_{gp} = \gamma_{sp} P_{02}(e_{op} + r) = 0.92 \times 424.98 \times 10^3 (25.46 + 4.12) = 11565235 \text{ Н}\cdot\text{см} = 115.6 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Оскільки $M = 256.63 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{cr} = 278.5 \text{ кН}\cdot\text{м}$ то розрахунок по утворенню тріщин не проводимо.

2.1.7.2 Розрахунок прогину плити

Прогин визначаємо від нормативного значення постійного і довготривалого навантажень; максимальний прогин складає $f_u = \frac{1}{250} l = \frac{1}{250} 1125 = 4.5 \text{ см}$.

Визначаємо параметри необхідні для визначення прогину плити з врахуванням тріщин в розтягнутій зоні.

Згинаючий момент рівний згинальному моменту від постійного і довготривалого навантаження $M = 208,31 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Сумарна повздожня сила рівна зусиллю попереднього обтиснення з врахуванням всіх втрат і при $\gamma = 1$: $N_{tot} = P_2 = 424.98 \text{ кН}$.

$$\text{Ексцентриситет } e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{208.31}{424.98} = 0.49 \text{ м.}$$

Коефіцієнт φ_m знаходимо за формулою:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{1.8 \cdot 100 \cdot 16012.9}{208.31 \cdot 10^5 - 115.65 \cdot 10^5} = 0.31 < 1$$

де $\varphi_t = 0.8$ – при довготривалому навантаженні.

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформацій розтягнутої арматури на ділянці між тріщинами:

$$\psi_s = 1.25 - \varphi_t \varphi_m - \frac{1}{(3.5 - 1.8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} = 1.25 - 0.8 \cdot 0.31 - \frac{41}{(3.5 - 1.8 \cdot 0.31) \cdot 49} = 0.72 < 1.$$

Знаходимо кривизну осі при згині по формулі:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{v E_b A_b} \right) - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_s} = \frac{208.31 \cdot 10^5}{40 \cdot 39.75 \cdot 100} \left(\frac{0.72}{190000 \cdot 9.82} + \frac{0.9}{0.15 \cdot 29000 \cdot 737.5} \right) - \frac{424.98 \cdot 10^3 \cdot 0.72}{41 \cdot 190000 \cdot 9.82 \cdot 100} = 2.4 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1},$$

де $\psi_b = 0.9$ і $v = 0.15$ – при довготривалій дії навантаження;

$A_b = (\varphi_f + \xi) b h_0 = b'_f h'_f = 295 \times 2.5 = 737.5 \text{ см}^2$ при $A_s = 0$ і припущені,

що $\xi = \xi'_f / h_0$.

Визначаємо прогин по формулі:

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} 1125^2 \cdot 2.4 \cdot 10^{-5} = 3.16 \text{ см} < 4.5 \text{ см}.$$

2.2 Розрахунок збірною залізобетонного ригеля перекриття

2.2.1 Вихідні дані для розрахунку ригеля

Потрібно запроектувати і розрахувати ригель перекриття спортивної школи прольотом 12 м.

Коефіцієнт надійності споруди за призначенням $\gamma_n = 1.0$.

Тимчасове характеристичне навантаження 4000 Н/м^2 , в тому ж числі короткочасне 1400 Н/м^2 .

Ригель армують: попередньо-напруженою, термічно зміцненою стержневою арматурою періодичного профілю класу А 900 з електротермічним натягом на упори; плоским зварним каркасом з арматури класу А 400. До тріщиностійкості

ригеля пред'являють вимоги 3-ї категорії. Виріб проходить теплову обробку при атмосферному тиску. Бетон класу В 30.

Характеристики міцності бетону і арматури.

Бетон В 30:

- нормативна призмova міцність $R_{bn} = R_{b,ser} = 22$ МПа;
- розрахункова міцність $R_b = 17$ МПа;
- коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0.9$;
- нормативний опір при розтягу $R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1.8$ МПа;
- розрахунковий опір при розтягу $R_{bt} = 12$ МПа.;
- початковий модуль пружності бетону $E_b = 29 \times 10^3$ МПа.

Арматура класу А 900:

- нормативний опір $R_{sn} = R_{s,ser} = 980$ МПа;
- модуль пружності $E_s = 19 \times 10^4$ МПа;
- розрахунковий опір $R_s = 815$ МПа.

Арматура класу А 400:

- нормативний опір $R_{sn} = R_{s,ser} = 390$ МПа;
- модуль пружності $E_s = 20 \times 10^4$ МПа;
- розрахунковий опір $R_s = 355$ МПа.

Попереднє напруження арматури приймаємо рівним:

$$G_{sp} = 0.6R_{s,ser} = 0.6 \times 980 = 588 \text{ МПа.}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$G_{sp} + p < R_{sn}, \quad G_{sp} - p = 0.3 R_{sn},$$

$$\text{де } p = -30 + 360 / 1 = 30 + 360 / 12 = 60 \text{ МПа.}$$

$$G_{sp} + p = 588 + 60 = 648 \text{ МПа} < R_{sn} = 980 \text{ МПа} - \text{умова виконується,}$$

$$G_{sp} - p = 588 - 60 = 528 \text{ МПа} > 0.3R_{sn} = 0.3 \times 980 = 294 \text{ МПа} - \text{умова}$$

виконується.

Визначаємо максимальне відхилення попереднього напруження у формулі:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0.5 \frac{p}{G_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0.5 \frac{60}{588} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{6}} \right) = 0.072,$$

де $n_p = 6$ – кількість напружених стержнів.

Коефіцієнт точності натягу при позитивному впливі попереднього напруження:

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0.072 = 0.93$$

При перевірці на утворення тріщин в верхній стиснутій зоні ригеля при обтисненні:

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0.072 = 1.07$$

Попереднє напруження з врахуванням точності натягу

$$G_{sp} = 0.93 \times 588 = 546 \text{ МПа.}$$

2.2.2 Визначення навантажень і зусиль

Ригель розглядаємо як нерозрізну чотирьох пролітну балку з рівними прольотами, опорами для якої служать колони. Навантаження на ригель від ребристих плит при кількості ребер в прольоті більше чотирьох приймаємо рівномірно розподіленим (рис. 2.8.).

Навантаження від власної ваги ригеля:

$$\text{- характеристичне } q_n^p = \frac{2m_p}{b_p l_p} = \frac{2 * 88150}{12 * 0.7} = 20990 \text{ Н / м}^2$$

$$\text{- розрахункове } q_p = q_n^p \gamma_f = 20990 \times 1.1 = 23089 \text{ Н/м}^2;$$

де $m_p = 8815 \text{ кг} = 88150 \text{ Н}$ – вага ригеля, $b_p = 0.7 \text{ м}$, $l_p = 12 \text{ м}$, $h_p = 1.0 \text{ м}$.

Навантаження на 1 м довжини ригеля:

- повне:

$$\text{характеристичне } q^n = (q_n^n + p_n^n) l_{\gamma_n} + q_n^p = 7435 \times 12 \times 1 + 20990 = 110210 \text{ Н/м};$$

$$\text{розрахункове } q_p = (q_n + p_n) l_{\gamma_n} + q_p = 8781 \times 12 \times 1 + 23089 = 128280 \text{ Н/м};$$

- характеристичне постійне і довготривале:

$$q^n + p_{ld}^n = (3435 + 2600) \times 12 \times 1 + 20990 = 93410 \text{ Н/м};$$

- розрахункове:

$$\text{квазіпостійне } q = 3981 \times 12 \times 1 + 23089 = 70680 \text{ Н/м};$$

$$\text{тимчасове } p = 4800 \times 12 \times 1 = 57600 \text{ Н/м};$$

де $(q_n^n + p_n^n)$, $(q + p)$ – відповідно повне характеристичне і розрахункове навантаження від перекриття (див. табл. 2.1):

$\gamma_n = 1$ – коефіцієнт надійності по призначенню будівлі.

Для розрахунку арматури переріз ригеля приводимо до таврового з полчкою в стиснутій зоні (рис. 2.8).

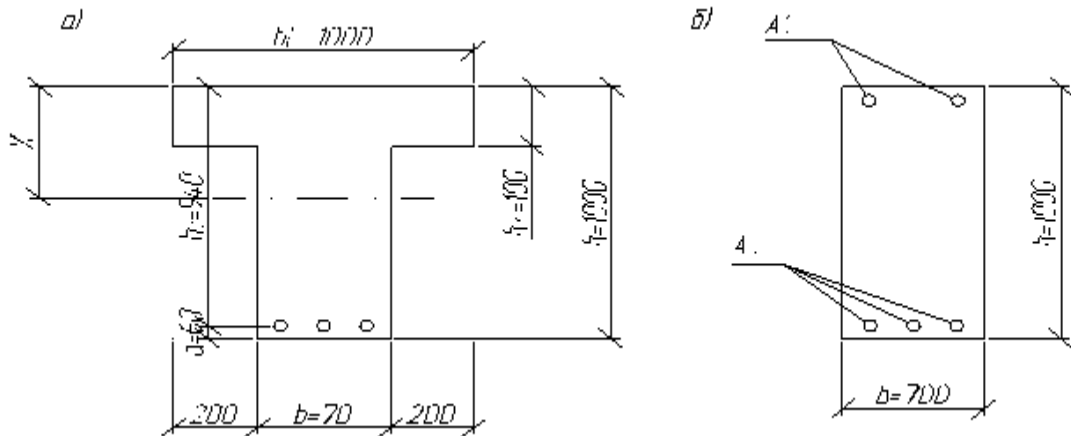


Рисунок 2.8 – Приведений розрахунковий переріз ригеля: а) в прольоті, б) на опорі

Тавровий переріз отримали таким чином:

- встановлюємо ригель (2 ригелі шириною $b_p = 0,35$ м кожний і висотою $h_p = 1.0$ м) в проектне положення;
- монтуємо плити перекриття;
- здійснюємо попереднє напруження стиків ригелів і плит перекриття;
- замонолічуємо стики бетоном на мілко зернистому заповнювачі.

Значення згинальних моментів перерізу ригеля визначаємо за формулою:

$$M = \beta q l^2$$

де β – коефіцієнт, що залежить від співвідношення між тимчасовим і квазіпостійним навантаженням $\frac{p}{q} = \frac{57.6}{70.68} = 0.815$.

Визначення згинальних моментів проводимо в табличній формі (табл. 2.2).

Таблиця 2.2 – Згинаючі моменти в перерізах ригеля

Номер		Відстань від лівої опори до перерізу, м	ql^2 , кН·м	Значення коефіцієнтів		Згинаючі моменти	
перерізу	розр. точки			$+\beta$	$-\beta$	M_{\max}	M_{\min}
1	1	0.21=2.4	$128.28 \times 12^2 =$ $=18475.32$	0.065	-	1200.7	-
	2	0.41=4.8		0.090	-	1662.7	-
	2'	0.4251=5.1		0.091	-	1680.9	-
	3	0.61=7.2		0.075	-	1385.4	-
	4	0.81=9.6		0.020	-	369.5	-
	5	1.01=12		-	0.0715	-	1320.8
2	6	0.21=2.4	$128.28 \times 12^2 =$ $=18475.32$	0.018	-0.0163	332.5	301.1
	7	0.41=4.8		0.058	0.0182	1071.4	336.2
	7'	0.51=6		0.063	0.0169	1154.5	312.5
	8	0.61=7.2		0.058	0.0145	1071.4	267.9
	9	0.81=9.6		0.018	-0.0103	332.5	190.3
	10	1.01=12		-	0.0625	-	1154.5

Два останніх прольоти аналогічні вище розглянутим.

На крайній вільній опорі $O_A = 0.4ql = 0.4 \times 128.28 \times 12 = 615.74$ кН.

На першій проміжній опорі зліва $Q^A_B = 0.6ql = 0.6 \times 128.28 \times 12 = 932.2$ кН.

На першій проміжній опорі справа і на всіх проміжних опорах справа і зліва $Q = 0.5ql = 0.5 \times 128.28 \times 12 = 769.7$ кН.

2.2.3 Розрахунок міцності ригеля по перерізу, нормальному до повздожньої осі

Підбираємо арматуру в першому прольоті.

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2} = \frac{1680.9 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 110 \cdot 94^2} = 0.113$$

$$x = \xi h_0 = 0.12 \cdot 94 = 11.3 \text{ см} > h'_f = 10 \text{ см}$$

$$\text{де } M = 1680.9 \text{ кН}\cdot\text{м} . h_0 = h - a = 100 - 6 = 94 \text{ см}, a_m = 0.113 \Rightarrow \eta = 0.94. \xi$$

=0.12. Гранична висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.73}{1 + \frac{669}{500} \left(1 - \frac{0.73}{1.1}\right)} = 0.503$$

$$\text{де } \omega = 0.85 - 0.008 R_b \gamma_{b2} = 0.85 - 0.008 \times 17 \times 0.9 = 0.73;$$

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 815 + 400 - 546 - 0 = 669 \text{ МПа.}$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 0 - \text{при електротермічному натягу.}$$

Перевіряємо виконання умови $\xi < \xi_R$; $\xi = 0.12 < \xi_R = 0.503$ – умова виконується. Коефіцієнт умов роботи:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1.1 - (1.1 - 1) \left(\frac{2 \cdot 0.12}{0.503} - 1 \right) = 1.15 > \eta = 1.1$$

де $\eta = 1.1$ - для арматури класу А900.

$$\text{Приймаємо } \gamma_{s6} = 1.05.$$

Площа перерізу розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s h_0 \eta} = \frac{1680.9 \cdot 10^5}{1.05 \cdot 815 \cdot 100 \cdot 94 \cdot 0.94} = 22.3 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 6 \emptyset 22 А 900 з $A_s = 22.81 \text{ см}^2$ (по 3 \emptyset 22 А 900 на кожен ригель).

Підбираємо арматуру в другому прольоті.

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{s6} R_b b'_f h_0^2} = \frac{1154.52 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 110 \cdot 94^2} = 0.07 \Rightarrow \eta = 0.96, \xi = 0.08,$$

де $M = 1680.9 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Площа перерізу розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s h_0 \eta} = \frac{1154.52 \cdot 10^5}{1.05 \cdot 815 \cdot 100 \cdot 94 \cdot 0.96} = 14.95 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 6 \emptyset 18 А 900 з $A_s = 15.27 \text{ см}^2$.

Перша опора.

$$M = 1320.8 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$a = 100 - 4 = 96 \text{ см}$$

Згинаючий момент по грані опори:

$$M_1 = M - Q_B^l \frac{b_k}{2} = 1320.8 - 923.62 \frac{0.4}{2} = 1136.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

де $b_k = 40$ см – ширина колони;

$Q_B^l = 923.62$ кН – поперечна сила на опорі зліва.

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2} = \frac{1136.1 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 70 \cdot 96^2} = 0.115 \Rightarrow \eta = 0.939, \xi = 0.112 < \xi_R = 0.5$$

Площа перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s h_0 \eta} = \frac{1136.62 \cdot 10^5}{680 \cdot 100 \cdot 0.939 \cdot 96} = 18.5 \text{ см}^2.$$

де $R_s = 680$ МПа – для арматури класу А800.

Приймаємо 4Ø25 А900 з $A_s = 19.63$ см².

Друга опора.

Згинаючий момент:

$$M_2 = M - Q \frac{b_k}{2} = 1154.52 - 769.7 \frac{0.4}{2} = 1000.58 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2} = \frac{1000.58 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 70 \cdot 96^2} = 0.101 \Rightarrow \eta = 0.944, \xi = 0.11.$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s h_0 \eta} = \frac{1000.58 \cdot 10^5}{680 \cdot 100 \cdot 0.944 \cdot 96} = 16.3 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4 Ø 25 А 900 з $A_s = 19.63$ см².

Будуємо епюру матеріалів з метою економічного армування і забезпечення міцності перерізів ригеля, визначаємо місця обриву робочих стержнів, де вони не використовуються в розрахунку. Несучу здатність окремих нормальних перерізів знаходимо за формулою:

$$M_i = A_{si} R_{si} h_{0i} \eta_i;$$

$$\xi_i = \frac{A_s R_s}{\gamma_{b2} b h_0 R_b}.$$

Розрахунок зводимо в таблицю 2.5.

Таблиця 2.5 – Розрахунок міцності нормального перерізу ригеля

Переріз	Арматура, позиція	A_{st} , $см^2$	h_{0i} $см$	ξ_i	η_i	M_b , $кН\cdot м$	$M_{розрах.}$ $кН\cdot м$
1	6 Ø 22	22.81	94	0.117	0.941	1726.6	1680.9
2	4 Ø 25	19.63	96	0.13	0.93	1191.7	1136.1
3	6 Ø 18	15.27	94	0.079	0.961	1180.42	1154.52
4	4 Ø 25	19.63	96	0.13	0.93	1191.7	1154.52

$$\xi_1 = \frac{22.81 \cdot 815 \cdot 100}{0.9 \cdot 150 \cdot 94 \cdot 17 \cdot 100} = 0.117 \quad \eta = 0.941;$$

$$\xi_2 = \xi_4 = \frac{19.63 \cdot 680 \cdot 100}{0.9 \cdot 70 \cdot 96 \cdot 17 \cdot 100} = 0.13 \quad \eta = 0.93;$$

$$\xi_3 = \frac{15.27 \cdot 815 \cdot 100}{0.9 \cdot 150 \cdot 94 \cdot 17 \cdot 100} = 0.079 \quad \eta = 0.961;$$

При обриві стержнів для забезпечення міцності похилого перерізу і необхідної анкерівки стержні, які обриваються, повинні заводитись за місце теоретичного обриву на величину ω :

$$\omega_1 = \frac{Q_i}{2q_{swi}} + 5d \geq 20d$$

$$\text{де } q_{swi} = \frac{R_{sw} A_s}{S}.$$

Визначаємо довжину анкерівки арматури по 2-му перерізу 2-2:

$$\omega_i = \frac{320.71 \cdot 10^3}{2 \cdot 2864.4} + 52.2 = 68.5 \text{ см} \geq 20 \cdot 2.5 = 50 \text{ см};$$

де $Q = 320.71$ кН. $q_{sw} = 2864.4$ Н/см.

Визначаємо довжину анкерівки арматури поз 2 перерізу 3-3.

$$\omega_i = \frac{332.54 \cdot 10^3}{2 \cdot 2864.4} + 52.5 = 70 \text{ см} \geq 20 \cdot 2.5 = 50 \text{ см};$$

де $Q = 332.54$ кН, $q_{sw} = 2864.4$ Н/см.

Верхню ненапружену арматуру потрібно анкерувати. Для цього влаштуємо анкери з арматури класу А 400 у вигляді коротишів довжиною $l=25$ см, $d = 0.54d_{25} = 12.5$ мм.

2.2.4 Розрахунок міцності ригеля Р-1 крайнього прольоту по перерізу, похилому до повздовжньої осі

Вплив повздовжнього зусилля обтиснення:

$$\gamma_n = \frac{0.1N}{\gamma_{b2}R_{bt}bh} = \frac{0.1 \cdot 1084 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 1.2 \cdot 100 \cdot 70 \cdot 94} = 0.154 < 0.5$$

де $N=P_2=1084$ кН.

Перевіряємо чи потрібна поперечна арматура по розрахунку виходячи з умови

$$Q_{\max} < 2.5R_{bt}\gamma_{b2}bh :$$

$$Q_{\max} = 923.62 < 2.5 \times 0.9 \times 1.2 \times 100 \times 70 \times 94 = 1670 \text{ кН.}$$

Умова не виконується. Отже поперечна арматура потрібна по розрахунку.

$$\text{При } q_1 = q + \frac{v}{2} = 70.68 + \frac{57.6}{2} = 99.48 \text{ кН/м} = 994.8 \text{ Н/см};$$

$$0.16\phi_{b4}(1+\phi_m)R_{bt}\gamma_{b2}b = 0.16 \times 1.5 \times (1+0.154) \times 1.2 \times 100 \times 0.9 \times 70 = \\ = 3140.7 \text{ Н/см} > 994.8 \text{ Н/см.}$$

$$\text{Приймаємо } c = c_{\max} = 2.5 h_0 = 2.5 \times 94 = 235 \text{ см.}$$

$$\text{Друга умова: } Q = Q_{\max} - q_1 c = 923.62 \times 10^3 - 99.48 \times 2.35 = 689.84 \text{ кН};$$

$$b_4 (1+\phi_h)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2 / c = 1.5(1+0.154) \times 12 \times 100 \times 0.9 \times 70 \times 94^2 / 235 = \\ = 492.05 \text{ кН} > Q = 689.84 \text{ к.}$$

Умова не виконується, отже поперечна арматура потрібна по розрахунку.

На припорній ділянці довжиною $l/4 = 1200/4 = 300$ см кроком поперечної арматури $S \leq h/2 = 100/3 = 33$ см. $S \leq 50$ см.

$$\text{В середині частині прольоту з кроком } S \leq \frac{3}{4}h = \frac{3}{4}100 = 75 \text{ см, } S \leq 50 \text{ см}$$

приймаємо

$$N = 50 \text{ см.}$$

Приймаємо поперечну арматуру $\emptyset 8$ А400 з кроком $S = 20$ см в припорній зоні і $S = 50$ см в середній частині.

$$A_{s\omega} = 4 \times 0.563 = 2.01 \text{ см}^2;$$

$$R_{s\omega} = 285 \text{ мПа};$$

$$q_{sw} = A_{so} R_{so} / S = 285 \times 100 \times 2.01 / 20 = 2864.2 \text{ Н/см.}$$

Вплив зв'язів стиснутих полицок (при двох ребрах):

$$\varphi_f = 2 \times 0.75 (3h'_f) h'_f / bh = 2 \times 0.78 \times (3 \times 10) \times 10 / 70 \times 100 = 0.064 < 0.5;$$

$$1 + \varphi_h + \varphi_f = 1 + 0.064 + 0.154 = 1.22 < 1.5;$$

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_h + \varphi_f) R_{bt} \gamma_{b2} bh = 0.6 \times 0.9 \times 1.2 \times 100 \times 70 \times 94 \times 1.22 = 520.19 \text{ кН.}$$

Умова $q_{sw} = 2864.2 \text{ Н/см} > Q_{b \min} / 2h_0 = 520.19 \times 10^3 / (2 \times 94) = 2766.9 \text{ Н/см}$ – виконується.

Для розрахунку міцності визначаємо:

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_h + \varphi_f) R_{bt} \gamma_{b2} bh^2_0 = 2 \times 1.22 \times 1.2 \times 100 \times 0.9 \times 70 \times 94^2 = 16299.2 \times 10^4 \text{ Н/см.}$$

$$\text{Оскільки } q_1 = -994.8 \text{ Н/см} < 0.56q_{sw} = 0.56 \times 2864.4 = 1604.1 \text{ Н/см,}$$

обчислюємо значення c по формулі

$$c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{16299.2 \cdot 10^4 / 994.8} = 404.8 \text{ см} > 3.33h_0 = 3.33 \cdot 94 = 314 \text{ см};$$

приймаємо $c = 314 \text{ см}$.

Тоді

$$Q = M_b / c = 16299.2 \times 10^4 / 314 = 519.08 \text{ кН} > Q_{b \min} = 520.19 \text{ кН.}$$

Поперечна сила в вершині похилого перерізу

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 923.62 \times 10^3 - 994.8 \times 314 = 611252.8 \text{ Н.}$$

Довжина проекції розрахункового похилого перерізу

$$c = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{16299.2 \cdot 10^4 / 2864.2} = 238.5 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 94 = 188 \text{ см};$$

приймаємо $c = 188 \text{ см}$.

При цьому

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 2864.2 \times 188 = 538469 \text{ Н} = 538.5 \text{ кН.}$$

Умова міцності $Q_b + Q_{sw} = 520.2 + 538.5 = 1058.7 \text{ кН} > Q = 611.25 \text{ кН}$ – умова виконується.

Міцність перевіряємо по стиснутій похилій полосі:

$$\begin{aligned}\mu_{sw} &= \left(\frac{A_{sw}}{bS} \right) = \left(\frac{2.01}{70 \cdot 20} \right) = 0.00143; \\ \alpha &= \left(\frac{E_s}{E_b} \right) = \left(\frac{20 \cdot 10^4}{29 \cdot 10^3} \right) = 6.9; \\ \varphi_{w1} &= 1 + 5\alpha\mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 6.9 \cdot 0.00143 = 1.05; \\ \varphi_{b1} &= 1 - \beta R_b \gamma_{b2} = 1 - 0.01 \cdot 0.9 \cdot 17 = 0.85\end{aligned}$$

Умова міцності

$$0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}bh_0 = 0.3 \cdot 1.05 \cdot 0.85 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 70 \cdot 94 = 2695.5 \text{ кН} > Q_{\max} = 923.62 \text{ кН}.$$

Умова виконується.

2.2.5 Розрахунок ригеля Р-1 крайнього прольоту по граничним станам другої групи

2.2.5.1 Розрахунок ригеля по утворенню тріщин нормальних до повздовжньої осі

Розрахунок проводимо для визначення необхідності проведення перевірки по розкриттю тріщин.

$$M \leq M_{crc}$$

Обчислюємо момент утворення тріщин по наближеному методу ядрових моментів:

$$\begin{aligned}M_{crc} &= R_{bser} W_{pl} + M_{rp} = 1.8 \times 100 \times 211825.8 + 1241.9 = 162314292 \text{ Н}\cdot\text{см} = \\ &= 1623.1 \text{ кН}\cdot\text{м}, \text{ де ядровий момент зусилля обтиснення при } \gamma_{sp} = 0.92 \\ M_{rp} &= \gamma_{sp} P_{02}(e_{op} + r) = 0.92 \times 1084 \times 10^3 (45.5 + 13.6) = 124185648 \text{ Н}\cdot\text{см} = \\ &= 1241.9 \text{ кН}\cdot\text{м}.\end{aligned}$$

Оскільки $M = 1430.8 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{crc} = 1623.1 \text{ кН}\cdot\text{м}$, тріщини в розтягнутій зоні не утворюються. Розрахунок по розкриттю тріщин не проводимо.

Перевіряємо, чи утворюються початкові тріщини в верхній зоні ригеля при його обтисненні, при значенні коефіцієнта точності натягу $\gamma_{sp} = 1.07$.

$$\text{Згинальний момент від ваги ригеля } M = 264.47 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Розрахункова умова:

$$\begin{aligned}P_1(e_{op} - r_{inf}) - M &= < R_{btп} W_{pl}; \\ \gamma_{sp} P_1(e_{op} - r_{inf}) - M &= 1.07 \times 1300991.1 (45.5 - 14.5) - 264470 = 42889404 \text{ Н}\cdot\text{см};\end{aligned}$$

$$R_{bt}W_{pl} = 1.8 \times 249641.03 \times 100 = 44935385 \text{ Н}\cdot\text{см};$$

$$P_1(e_{op} - r_{inf}) - M = 42889404 \text{ Н}\cdot\text{см} < R_{bt}W_{pl} = 44935385 \text{ Н}\cdot\text{см}$$

де $R_{bt} = 1.8 \text{ МПа}$ – опір бетона розтягу, що відповідає 0.5 В30.

Умова виконується, початкові тріщини не утворюються.

2.2.5.2 Розрахунок прогину ригеля

Прогин визначаємо від нормативного значення постійного і довготривалого навантаження.

Максимальний прогин:

$$f_u = \frac{1}{250} l = \frac{1}{250} 1180 = 4.72 \text{ см.}$$

Визначаємо параметри необхідні для визначення прогинів з врахуванням тріщин в розтягнутій зоні.

Згинаючий момент рівний згинальному моменту від постійного і довготривалою навантаження $M = 1219.3 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Сумарна поздовжня сила рівна зусиллю попереднього обтиснення з врахуванням всіх втрат і при $\gamma = 1$: $N_{tot} = P_2 = 1084 \text{ кН}$.

$$\text{Ексцентриситет } e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{1219.3}{1084} = 1.13 \text{ м.}$$

Коефіцієнт φ_m знаходимо за формулою:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser}W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{1.8 \cdot 100 \cdot 249641.03}{1219.3 \cdot 10^5 - 617.99 \cdot 10^5} = 0.745 < 1.$$

Визначаємо прогин по формулі:

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} 1180^2 \cdot 0.62 \cdot 10^{-5} = 0.9 \text{ см} < 4.72 \text{ см.}$$

2.3 Розрахунок фундаментів

2.3.1 Інженерно - геологічні умови будівельного майданчика

Будівництво спортивної школи ведемо в м. Полтава.

Рельєф місцевості на будівельному майданчику характеризується як спокійний з перепадом висот від відмітки 223.0 м до 224.0 м. Ґрунтові води зустрічаються на глибині 5-6 м.

Для визначення інженерно-геологічних умов будівельного майданчика пробурили три бурові свердловини. План будівельного майданчика з пробуреними свердловинами та інженерно геологічний розріз показаний на Листі 6 графічної частини ДП.

Реалізуємо дані лабораторних досліджень ґрунтів. Визначення типу ґрунтів ведемо за допомогою таблиць.

ІҒЕ - 1 - ґрунтово-рослинний шар, потужністю 0.3 м.

ІҒЕ - 2 - зв'язний ґрунт, потужністю 1.4 - 1.8 м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту наведені в табл. 2.6.

Таблиця 2.6 – Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту ІҒЕ - 2

№ ґрунту	Фізико – механічні характеристики ґрунту										
	g_s , г/см ³	g , г/см ³	W , %	W_L , %	W_p , %	E , мПа	ϕ , град.	c , кПа	Відносне просідання ξ_{sl} при тиску P , кПа		
									100	200	300
ІҒЕ – 2	2.7	1.82	23	28	13	10	17	18	-	-	-

Визначаємо число пластичності.

$$I_p = W_L - W_p = 28 - 18 = 10 \%,$$

Визначаємо, що ґрунт-суглинок [$7 < I_p = 10 < 17$]. Визначаємо показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{23 - 18}{28 - 18} = 0.5$$

Визначаємо, що суглинок називається тугопластичний $0.25 < I_L = 0.5 \leq 0.5$.

Визначаємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{g_s}{g} (1+W) - 1 = \frac{2.7}{1.82} (1+23) - 1 = 0.82$$

Визначаємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{g_s \cdot W}{e \cdot g_w} = \frac{2.7 \cdot 23}{0.82 \cdot 1.0} = 0.76$$

де $g_w = 1 \text{ г/см}^3$ - густина води.

Остаточна назва ґрунту: суглинок тугопластичний.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за I-II групою граничних станів:

$$j_{II} = \frac{g_n \cdot q}{j_p} = \frac{1.82 \cdot 10}{1.0} = 18.2 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{j_q} = \arctg \frac{tg 17}{1.0} = 17^\circ$$

$$c_{II} = \frac{c_n}{j_q} = \frac{18}{1.0} = 18 \text{ кПа}$$

де j_q - коефіцієнт надійності (приймаємо $j_q = 1.0$).

ІІЕ - 3 — зв'язний ґрунт, потужністю 3.2 - 3.5 м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту наведені в табл. 2.7.

Таблиця 2.7 – Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту ІІЕ-3

№ ґрунту	Фізико – механічні характеристики ґрунту.										
	g_s , г/см ³	g , г/см ³	W , %	W_L , %	W_p , %	E , мПа	φ , град.	c , кПа	Відносне просідання ξ_{sl} при тиску P , кПа		
									100	200	300
ІІЕ – 3	2.71	1.89	27	33	18	9	17	17	-	-	-

Визначаємо число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 33 - 18 = 15 \%$$

З табл. 13 [22], визначаємо, що ґрунт - суглинок ($7 < I_p = 10 < 17$).

Визначаємо показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{27 - 18}{33 - 18} = 0.6$$

Визначаємо, що суглинок називається м'якопластичний

$$0.5 < I_L = 0.6 \leq 1.0$$

Визначаємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{g_s}{g} (1 + W) - 1 = \frac{2.71}{1.89} (1 + 23) - 1 = 0.82$$

Визначаємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{g_s \cdot W}{e \cdot g_w} = \frac{2.71 \cdot 27}{0.82 \cdot 1.0} = 0.89$$

Остаточна назва ґрунту: суглинок м'якопластичний.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за II-ю групою граничних станів:

$$j_{II} = \frac{g_n \cdot q}{j_p} = \frac{1.89 \cdot 10}{1.0} = 18.9 \text{ кН} / \text{м}^3$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{j_q} = \arctg \frac{tg 24}{1.0} = 24^\circ$$

$$c_{II} = \frac{c_n}{j_q} = \frac{20}{1.0} = 20 \text{ кПа}$$

ІГЕ - 4 - незв'язний ґрунт товщиною 2.1- 3.0 м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту наведені в табл. 2.8.

Це незв'язний ґрунт в складі якого є 55.9 % частинок крупніших 0.5 мм ($1.2 + 2.8 + 23 + 28.9 = 55.9 \% > 50 \%$). Визначаємо, що ґрунт-пісок крупний.

Визначаємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{g_s}{g} (1 + W) - 1 = \frac{2.66}{2.08} (1 + 20) - 1 = 0.53$$

Таблиця 2.8 – Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту ІГЕ-4

№ ґрунту	Гранулометричний склад-вміст частинок в % крупність										Фізико – механічні характеристики ґрунту					
	≥10	10-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	0.005	g _s , г/см ³	g _s , г/см ³	W, %	E, МПа	φ, град.	c, кПа
ІГЕ-4	1.2	2.8	23.0	28.9	39.0	2.8	1.0	1.0	0.3	'	2.66	2.08	20.0	42	38	2

Визначаємо, що пісок крупний буде щільним ($e = 0.53 < 0.55$). Визначаємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{g_s \cdot W}{e \cdot g_w} = \frac{2.66 \cdot 20}{0.53 \cdot 1.0} = 1.0$$

Визначаємо, що пісок є насичений водою ($S_r = 1.0 > 0.8$). Остаточна назва ґрунту: пісок крупний, щільний, насичений водою.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за II -ю групою граничних станів:

$$j_{II} = \frac{g_n \cdot q}{j_p} = \frac{2.08 \cdot 10}{1.0} = 20.8 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{j_q} = \arctg \frac{tg 30}{1.0} = 30^\circ$$

$$c_{II} = \frac{c_n}{j_q} = \frac{2}{1.0} = 2 \text{ кПа}$$

ІГЕ - 5 - незв'язний ґрунт потужністю 6.7-7.6 м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту наведені в табл. 2.9.

Таблиця 2.9 – Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту ІГЕ-5

№ ґрунту	Гранулометричний склад-вміст частинок в % крупність										Фізико – механічні характеристики ґрунту					
	≥10	10-20	20-40	40-60	60-80	80-100	0.075-0.15	0.15-0.3	0.3-0.6	0.6-1.2	g, г/с м ³	g _s , г/с м ³	W, %	E, мПа	φ, град.	c, кПа
ІГЕ-5	2.0	21.0	22.0	27.0	15.5	4.8	2.7	2.0	1.8	1.2	2.65	2.08	19.3	45	41	-

Це незв'язний ґрунт в складі якого є 72 % частинок крупніших 0.5 мм (2+21+22+27 = 55.9 % > 50 %). Визначаємо, що ґрунт - пісок крупний.

Визначаємо коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{g_s}{g} (1+W) - 1 = \frac{2.65}{2.08} (1+19.3) - 1 = 0.52$$

Визначаємо, що пісок крупний буде щільним ($e = 0.52 < 0.55$). Визначаємо коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{g_s \cdot W}{e \cdot g_w} = \frac{2.65 \cdot 19.3}{0.52 \cdot 1.0} = 0.98$$

Визначаємо, що пісок є насичений водою ($S_r = 0.98 > 0.8$).

Остаточна назва ґрунту: пісок крупний, щільний, насичений водою.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за II -ю групою граничних станів:

$$j_{II} = \frac{g_n \cdot q}{j_p} = \frac{2.08 \cdot 10}{1.0} = 20.8 \text{ кН} / \text{м}^3$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\text{tg} \varphi_n}{1.0} = \arctg \frac{\text{tg} 30}{1.0} = 30^\circ$$

$$c_{II} = \frac{c_n}{j_q} = \frac{2}{1.0} = 2 \text{ кПа}$$

2.3.2 Збір навантажень на фундаменти

Навантаження на фундаменти визначаються згідно з чинними будівельними нормами і правилами (ДБН В.2.1-10:2018 "Основи та фундаменти споруд"). Навантаження на фундамент беремо з статичного розрахунку поперечної рами, який виконаний на ЕОМ (див. пояснювальну записку, розділ "Розрахунково-конструктивний"). Розрахунок ведемо по двох комбінаціях навантажень:

- максимальний згинальний момент M_{II}^{max} , N_{II} , Q_{II} -відповідне;
- максимальна повздовжня сила N_{max} , M , Q -відповідне.

Навантаження на фундаменти в осях:

А-3	$M_{II}^{max} = 0.1 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N_{II} = 947.9 \text{ кН}$, $Q = 3.6 \text{ кН}$;
	$N_{II}^{max} = 955.1 \text{ кН}$, $M_{II} = 0.12 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $Q = 0.001 \text{ кН}$.
В-3	$M_{II}^{max} = -36.7 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N_{II} = -2196.35 \text{ кН}$, $Q = 3.7 \text{ кН}$;
	$N_{II}^{max} = -2338.62 \text{ кН}$, $M_{II} = -33.01 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $Q = 3.3 \text{ кН}$.

2.3.3 Вибір типу фундаменту

В межах будівельного майданчика залягають непросідаючі ґрунти. Ґрунтові води зустрічаються на глибині 6 м від поверхні землі. Кожен шар ґрунту може служити природною основою. При даних ІГУ можна використовувати окремі фундаменти мілкого закладення під колону, а також пальові фундаменти.

Враховуючи ІГУ будівельного майданчика, конструктивні особливості будівлі, вибираємо варіант фундаменти мілкого закладення. Ґрунти основи - суглинки м'якопластичні з $I_1 = 0,6$.

2.3.4 Визначення глибини закладення підшви фундаменту

В загальному вигляді на глибину закладення підшви фундаменту впливає ряд факторів і вона визначається з врахуванням вимог ДБН В.2.1-10:2018 "Основи та фундаменти споруд".

В нашому випадку глибина залягання ґрунтових вод – 6 м, що не впливає на вибір глибини закладення. Величина навантажень на фундамент невелика. Нормативна глибина промерзання ґрунту в м. Полтава, згідно карти на рис. III. 1, дод. III [22], для суглинків $d_{fn} = 1.0$ м. Згідно табл. 2 ДБН В.2.1-10:2018 "Основи та фундаменти споруд" глибина закладення підшви фундаменту для суглинків з $I_t > 0.25$ повинна бути не менше розрахункової глибини промерзання, для запобігання випучування ґрунтів під підшвою фундаменту.

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h \cdot \frac{d_0}{23} = 1.0 \cdot 1.1 \cdot \frac{23}{23} = 1.1 \text{ м}$$

Враховуючи вищесказане і конструктивні особливості будівлі глибину закладення підшви фундаменту приймаємо $d = 1.8$ м.

2.3.5 Визначення розмірів фундаменту під колону по осях А-3

Проводимо розрахунок по двом комбінаціям навантажень.

$$\text{А-3} \quad M_{II}^{\max} = 0.1 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N_{II} = 947.9 \text{ кН}, \quad Q = 3.6 \text{ кН};$$

$$N_{II}^{\max} = 955.1 \text{ кН}, \quad M_{II} = 0.12 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad Q = 0.001 \text{ кН}.$$

Проводимо розрахунок по першій комбінації:

$$M_{II}^{\max} = 0.1 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N_{II} = 947.9 \text{ кН}, \quad Q = 3.6 \text{ кН};$$

Визначаємо в першому наближенні площу фундаменту.

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{cep} \cdot d} = \frac{947.9}{181 - 20 \cdot 1.8} = 6.5 \text{ м}^2$$

де $R_0 = 181$ кПа - табличний розрахунковий опір ґрунту (дод. 3 [22]);

$d = 1.8$ м - глибина закладення фундаменту.

Визначаємо в першому наближенні розміри фундаменту:

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}} = \sqrt{\frac{6.5}{1.3}} = 2.2 \text{ м};$$

$$l = \frac{A}{b} = \frac{6.6}{2.2} = 3.0 \text{ м},$$

де $\eta = \frac{l}{b} = 1.3$ - співвідношення розмірів сторін фундаменту.

Приймаємо $b \cdot l = 2.1 \cdot 3.0$ м (кратність 300 мм). Уточнюємо значення за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_g - 1)d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \frac{1.1 \cdot 1.0}{1.0} \cdot [0.39 \cdot 1 \cdot 2.1 \cdot 18.2 + 2.57 \cdot 1.8 \cdot 18.9 + 5.17 \cdot 17] = 1.1 [7.098 \cdot 2.1 + 87.4314 + 87.55] = 208.9 \text{ кПа},$$

де $\gamma_{c1} = 1.1$, $\gamma_{c2} = 1.0$ - коефіцієнти умов роботи, які приймаємо по табл. 3 ДБН В.2.1-10:2018 "Основи та фундаменти споруд";

$M_{\gamma} = 0.39$, $M_g = 2.57$, $M_c = 5.15$ - табл. 4 ДБН В.2.1-10:2018 "Основи та фундаменти споруд" ;

$k = 1$ - коефіцієнт (при $b < 10$ м, $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м, $k_z = z_0 / b + 0.2$);

$b = 2.1$ м - ширина підошви фундаменту:

$\gamma_{II} = 1.82 \cdot 10 = 18.2$ кН/м³ - питома вага ґрунту, що залягає нижче підошви фундаменту.

$\gamma_{II} = 1.89 \cdot 10 = 18.9$ кН/м³ - питома вага ґрунту, що залягає вище підошви фундаменту.

З врахуванням точного значення R приймаємо розміри підошви фундаменту.

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{сер} \cdot d} = \frac{947.9}{208.9 - 20 \cdot 1.8} = 5.5 \text{ м}^2$$

Приймаємо $b \cdot l = 2.1 \cdot 2.7$ м, $A = 5.67$ м².

Перевіряємо виконання умов:

$$\bar{P} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{947.9}{5.67} + 20 - 1.8 = 203.2 \text{ кПа} \leq R = 208.9 \text{ кПа}$$

$$\bar{P}_{\max} = \bar{P} + \frac{\sum M_{II}}{W} = 203.2 + \frac{0.1 + 3.6 \cdot 1.8}{2.552} = 206.1 \text{ кПа} \leq 1.2R = 1.2 \cdot 208.9 = \text{кПа};$$

$$\bar{P}_{\min} = \bar{P} - \frac{\sum M_{II}}{W} = 203.2 - \frac{0.1 + 3.6 \cdot 1.8}{2.552} = 200.6 \text{ кПа} > 0$$

$$\text{де } W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2.1 \cdot 2.7^2}{6} = 2.552 \text{ м}^3$$

Умови виконуються.

Розглянемо другу комбінацію зусиль:

$$N_{II}^{\max} = 955.1 \text{ кН}, M_{II} = 0.12 \text{ кН} \cdot \text{м}, Q = 0.001 \text{ кН}.$$

Визначаємо в першому наближенні розміри фундаменту:

$$A = \frac{955.1}{200 - 20 \cdot 18} = 5.8 \text{ м}^2$$

$$b = \sqrt{\frac{5.8}{1.3}} = 2.1 \text{ м};$$

$$l = \frac{5.8}{2.1} = 2.7 \text{ м}.$$

Приймаємо $b \cdot l = 2.1 \cdot 2.7 \text{ м}$, $A = 5.67 \text{ м}^2$.

Уточнюємо значення за формулою:

$$R = \frac{1.1 \cdot 1.0}{1.0} \cdot [0.39 \cdot 1 \cdot 2.1 \cdot 18.2 + 2.57 \cdot 1.8 \cdot 18.9 + 5.15 \cdot 1.7] = 1.1 [7.098 \cdot 2.1 + 87.43 + 87.55] = 208.9 \text{ кПа}.$$

Перевіряємо виконання умов:

$$\bar{P} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{955.1}{5.67} + 20 \cdot 1.8 = 204.4 \text{ кПа} \leq R = 208.9 \text{ кПа}$$

$$\bar{P}_{\max} = \bar{P} + \frac{\sum M_{II}}{W} = 204.4 + \frac{0.12 + 0.1 \cdot 1.8}{2.552} = 205 \text{ кПа} \leq 1.2R = 1.2 \cdot 208.9 = \text{кПа};$$

$$\bar{P}_{\min} = \bar{P} - \frac{\sum M_{II}}{W} = 204.4 - \frac{0.12 + 0.1 \cdot 1.8}{2.552} = 204 \text{ кПа} > 0$$

$$\text{де } W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2.1 \cdot 2.7^2}{6} = 2.552 \text{ м}^3$$

Умови виконуються.

Остаточні розміри подошви фундаменту розраховані по другій комбінації навантажень $b \cdot l = 2.1 \cdot 2.7 \text{ м}$, $A = 5.67 \text{ м}^2$.

2.3.6 Визначення осідання фундаменту під колону в осях А-З

$$\bar{P} = 204.4 \text{ кПа}, d = 1.8 \text{ м}, b = 2.1 \text{ м}, l = 2.1 \text{ м}.$$

ІГУ будівельного майданчика наведені в табл. 2.6-2.9 Складаємо табличну схему для розрахунку табл. 2.10.

Таблиця 2.10 – Розрахункова схема і допоміжна таблиця для визначення осідання фундаменту по осях А-З за методом пошарового підсумовування

№ ІГЕ	Вид ґрунту	Товщина, м	γ_s , кН/м ³	E, кПа	DL=223.4	P=204.4 кПа	№ розрах шару	h, м	σ_{zp} , кПа	z, м	$\xi = 2z/b$	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zpi} , кПа	S, м
2	Суглинок туглопластичний	1.6	18.2	10000			0	0	32.9	0	0	1	171.5		
3	Суглинок м'якопластичний	3.5	18.9	9000	d=1.8 м	b=2.1 м	1	0.84	48.8	0.84	0.8	0.836	143.4	157.5	0.015
							2	0.84	64.7	1.68	1.6	0.511	87.64	115.5	0.011
							3	0.84	80.6	2.52	2.4	0.308	52.8	70.2	0.0065
							4	0.78	95.3	3.3	3.14	0.205	35.2	44	0.0038
4	Пісок крупний, щільний, насичений водою	2.5	20.8	42000	WL=217.5	BC=246.56	5	0.06	96.5	3.36	3.2	0.198	34.0	34.6	5x10 ⁻⁴
			6				0.74	111.9	4.1	3.9	0.140	24.0	29.0	5.1x10 ⁻⁴	
			7				0.1	113.0	4.2	4.0	0.136	23.4	23.7	5.6x10 ⁻⁴	
			8				0.84	122.2	5.04	4.8	0.098	16.8	20.1	4x10 ⁻⁴	
Нижня границя стислої товщи															
$\Sigma = 0.0373$															

Шар ґрунту, що лежить нижче підшви фундаменту ділимо на розрахункові шари товщиною $h = 0.4 \cdot 2.1 = 0.84$ м.

$$\sigma_{zp,0} = \gamma_{II} d.$$

$$\sigma_{zp,0} = 1.6 \cdot 18.2 + 0.2 \cdot 18.2 = 32.9 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp,1} = 32.9 + 0.84 \cdot 18.2 = 48.8 \text{ кПа і т.д.}$$

Визначаємо z - відстань від підшви фундаменту до нижньої межі кожного розрахункового шару $z_1 = 0.84$

Визначаємо

$$\xi = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 0.84}{2.1} = 0.8$$

З табл. 1 дод.2 ДБН В.2.1-10:2018 "Основи та фундаменти споруд" визначаємо α : при $\xi = 0.8 = 1/3$, $\alpha = 0.836$.

$$P_0 = \bar{P} - \sigma_{zp,0} = 204.4 - 32.9 = 171.5 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{zp} = \alpha P_0 = 0.836 \cdot 171.5 = 143.4 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{zp,1} = \frac{P_0 + \sigma_{zp}}{2} = \frac{171.5 + 143.4}{2} = 157.45 \text{ кПа}.$$

Визначаємо осідання кожного розрахункового шару:

$$\frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i} = \frac{157.45 \cdot 0.84}{9000} = 0.015 \text{ м} = 1.55 \text{ см}.$$

Подальші розрахунки зведені в табл. 2.10.

Загальне осідання основи і фундаменту під колону в осях А-3:

$$S = 0.8 \cdot 3.7 = 3.0 \text{ см.}$$

Отримане значення S порівнюємо з S_u :

$$S = 3.0 \text{ см} < S_u = 8.0 \text{ см.}$$

Умова виконується.

Висновки до розділу 2

1. Розраховано та запроектовано основні несучі конструкції будівлі спортивної школи, а саме збірну залізобетонну ребристу плиту та ригелі каркасу будівлі.

2. Виконано збір навантажень на основи фундаментів будівлі від всіх діючих зовнішніх та внутрішніх впливів на будівлю та власної ваги конструкцій. Визначено осідання фундаментів під експлуатаційним навантаженням.

3. Проаналізовано інженерно-геолгічні умови будівельного майданчика та підібрано фундаменти у вигляді фундаментів мілкового закладення.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Мета та задачі наукових досліджень

Метою даної роботи є вивчення впливу малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів таврового профілю та аналіз шляхів врахування при їх розрахунку за деформаційною моделлю навантажень такого роду.

Для досягнення зазначеної **мети** були поставлені наступні **задачі**:

- провести літературний аналіз попередньо проведених досліджень впливу малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів;
- розглянути моделі розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу побудовані на основі деформаційного методу;
- виконати аналіз можливих шляхів врахування малоциклових навантажень при розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу за деформаційною моделлю.

Дані наукові дослідження проведені шляхом аналізу та узагальнення попередньо отриманих результатів провідними вченими в сфері будівництва на основі вітчизняних та зарубіжних публікацій.

3.2 Вплив малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів таврового профілю

Вивчення впливу малоциклових навантажень на роботу різних елементів конструкцій будівель і споруд здійснювалось багатьма вченими. Дослідження роботи елементів розроблялися для вивчення багаторазово повторюваних навантажень та роботі залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень. Першими вченими, які досліджували роботу залізобетонних елементів при дії циклічного навантаження, були Consider [18], De Toli [19] та Van Ornum [20, 21]. Двоє перших науковців досліджували втомленість бетону при

дії циклічного навантаження на згинальний елемент та елемент, що розтягується. Van Ornum розпочав випробування бетонних циліндричних зразків на стиск. При цьому він надавав зразкам від 20 до 1000 циклів. Автор зазначав, що витривалість бетону досліджуваних зразків складає 50% від міцності бетону на стиск [17].

Наступними вченими були отримані такі ж результати з межею витривалості бетону, яка складала приблизно 55% від міцності бетону на стиск.

Brenner E. в 1937 р. [23], випробовуючи бетонні елементи на стиск за дії малоциклових навантажень при двадцяти циклах навантаження, зробив висновки, що при рівні навантаження 0,41...0,65 від руйнівного міцність бетону на стиск збільшується приблизно на 15%.

В 1956 році І.Л. Корчинским [24] було встановлено, що міцність бетону є різною за одноразового статичного навантаження та за небагаторазово повторного навантаження.

В 1983 р. при випробуванні [25] призм з використанням циклічного навантаження за високих рівнів $\eta = \sigma / R_b = 0,83...0,98$ було встановлено, що при $\eta \leq 0,84$ залишкові деформації стабілізуються після 4...6 циклів, а за рівня $\eta > 0,84$ – стабілізація не спостерігається і деформації збільшуються до руйнування елемента, яке відбувається при меншому навантаженні, ніж за одноразового статичного навантаження.

При випробуванні призм розміром 20×20×80 см за дії небагаторазово повторного навантаження з змінними рівнями навантаження в залежності від збільшення циклів, Л.Р. Маїляном [26] було встановлено, що зміна навантаження не впливає на міцнісні характеристики бетону, але рівень безпосередньо впливає на структуру цементного каменю. Також автором було встановлено, що, якщо рівень завантажень не перевищує межу малоциклової втомленості, то кількість завантажень, які необхідні для руйнування зразка є досить значною, але, якщо рівень завантаження буде вище малоциклової втомленості бетону то елемент зруйнується за малої кількості циклів.

В 70-их роках вчені Є.М. Бабич та А.П. Погореляк [17, 27, 28] провели дослідження призм розмірами 10x10x40 см та 10x10x60 см з важкого бетону

різних класів. Кількість циклів при цьому коливалась в межах від 5 до 200. Рівень малоциклового навантаження був різний і складав $\eta_b=0,75;0,8;0,85;0,92;0,95$, при цьому після кожного циклу зразки розвантажувались до нижньої межі, яка складала $\eta_n=0;0,3$. В зразках, при рівні малоциклового навантаження, що не перевищував 0,85 від руйнівного, руйнування не проходило при малій кількості циклів, а збільшення міцності бетону сягало 7% і пояснювалось, ущільненням бетону. Коли рівень малоциклового навантаження перевищував 0,85 від руйнівного, в призмах відбувалось руйнування на 7-му – 32-му циклі при меншій міцності бетону в порівнянні з призмвою. Тому, вчені дійшли висновку, що за рівня $\eta_b \leq 0,85$ деформації бетону стабілізуються на перших десяти циклах, а верхній рівень напружень $\eta_\epsilon = 0,85$ є межею малоциклової втомленості.

Вчені Корчинский И.Л., Беченева Г.Ф. [29] вказують на те, що при невеликій кількості циклів швидкість навантаження також в значній мірі впливає на міцність R_b^{cyc} .

Міцність бетону після дії циклічного навантаження може бути визначеною в залежності від міцності при одноразовому статичному стиску:

$$R_b^{cyc} = R_b (1,2 - 0,109 \ln N) \quad (3.1)$$

де N - кількість циклів повторного навантаження.

Зміну міцнісних та деформативних властивостей бетону при небагаторазово повторних навантаженнях в роботі [24] пропонується описувати залежностями:

$$R_b^{-N} = \overline{R_b} K_\sigma; \quad (3.2)$$

$$\epsilon_{bu}^N = \overline{\epsilon_{bu}} K_\epsilon; \quad (3.3)$$

де $\overline{R_b}$ - середня призмва міцність за одноразового навантаження;

$\overline{\epsilon_{bu}}$ - середня гранична деформація бетону за одноразового навантаження;

κ_ε - коефіцієнт повторності, що враховує зміну граничної деформації;

Коефіцієнт повторності K_σ , що враховує зміну міцності бетону, пропонується визначати за виразом

$$K_\sigma = 1 - a(1 + bW)(1 - \rho)^{1/K} \lg N, \quad (3.4)$$

де - W – відношення об'єму вільної води в бетоні V_v до загального об'єму пор V_n ;

ρ - коефіцієнт асиметрії циклу;

N - розрахункова кількість циклів;

a, b, K - сталі матеріалу (для важкого бетону $a = 0,047$; $b = 0,8$; $K = 2$).

А.Я.Барашиков, Б.Н.Шевченко, А.І.Валовий [30] досліджували деформування бетону та руйнування після дії небагаторазово повторного навантаження. За дії малоциклового навантаження були випробувані призми розмірами 10x10x40 см та куби з ребром 15 см. Рівень напружень знаходився в межах 0,75...1,0 від призмової міцності. Результати експериментальних досліджень показали, що малоциклову втомленість бетону можна знайти, використовуючи енергетичні критерії оцінки міцності бетону

$$N = \frac{R_b \sigma (1 + \alpha) \alpha}{2E_0 \varepsilon_R^\alpha} \sigma_a^{-1/\delta}; \quad (3.5)$$

$$\alpha = \frac{E_b \varepsilon_R}{R_b} = \frac{1}{\nu}, \quad (3.6)$$

де ν - коефіцієнт пружності;

ε_R – гранична деформація бетону на стиск;

$\sigma_a = \frac{\alpha}{1 + \alpha}$ - верхній рівень амплітуди напружень за повторного навантаження.

Руденком В.В. [31] було встановлено, що міцність бетонних та залізобетонних елементів після дії малоциклового навантаження залежать від рівня навантаження $\eta = \sigma_b / R_b$, кількості циклів n та коефіцієнта асиметрії циклу $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$. Тому, зміну міцнісних та деформативних характеристик бетону, які виникають в елементах після дії малоциклового навантаження автор пропонує враховувати за допомогою коефіцієнтів, які беруть до уваги граничну деформацію та амплітуду деформацій.

А.В.Яшин в своїй роботі [32] робить висновок, що при навантаженні бетонних елементів з постійною швидкістю зменшення міцності бетону складає 5...15 % в залежності від часу тривалості випробувань. Автором було описано залежність зміни граничних деформацій в залежності від зміни напружень.

Також, були дослідженні бетонні зразки на дію малоциклового навантаження [33]. В досліді завантажувалися призми до рівнів $\eta = P / P_{\max} = 0,84 \dots 0,95$ з подальшим їх розвантаженням. Кількість циклів в серіях складала від 5 до 20, після чого визначали несучу здатність дослідних зразків. Провівши аналіз руйнування бетонних зразків, автор приходять до висновку, що при рівні завантаження $\eta \geq 0,9$ міцність зразків зменшується порівняно з призмовою міцністю на стиск, це пов'язане з процесом інтенсивного тріщиноутворення.

Випробовування призм циклічним навантаженням були виконані А.Д.Надірадзе, Г.Д.Цискрелі [34], автори досліджували деформації стиску та розтягу. При цьому були взяті рівні напружень $\eta = \sigma_b / R_{bn} = 0,25; 0,5; 0,75$, а кількість циклів завантаження-розвантаження була не більшою 50. В роботі було встановлено, що зі збільшенням циклів коефіцієнт пружності ν прямує до 1.

Ю.М. Панчук [35] досліджував роботу елементів з бетону різних розмірів за дії різних верхніх рівнів малоциклового навантаження та з різною кількістю циклів. Зразки були випробувані у віці 143...601 діб. Автор зробив висновок, що в роботі бетонних елементів, які стискаються, можна виділити три характерні стадії деформування:

перша стадія - в бетонному елементі відбувається поступове зменшення ширини петель гістерезису та приросту деформацій;

друга стадія - відбувається стабілізація приросту деформацій, петлі гістерезису на різних етапах завантаження є однаковими;

третья стадія – збільшення ширини петель гістерезису та приросту деформацій.

Також було виявлено, що дрібнозернистий бетон має вищу границю малоциклової втомленості, тому що в своєму складі немає крупного заповнювача. Було зроблено висновок, що за дії малоциклового навантаження високих рівнів найбільше тріщиноутворення в елементах відбувається на перших циклах.

Науковці [35, 36] виділяють в роботі бетону за дії малоциклового навантаження три характерні стадії:

- а) зміцнення на перших циклах;
- б) стабілізацію;
- в) “розміцнення” при рівнях навантаження вищих від втомленої міцності.

С.С.Гомоном [36] досліджені бетонні призми розмірами 10x10x40 см та 15x15x60 см при зволоженні за небагаторазово повторних навантажень. Кількість циклів була рівною одинадцяти, нижня межа повторного навантаження складала $\eta_n = 0; 0,3$, а верхня - $\eta_v = 0,4; 0,5; 0,6; 0,65; 0,7; 0,75$. Бетонні елементи зволожувались на протязі двох, чотирьох, шести, восьми, тридцяти та шістдесяти семи діб. Після аналізу експериментальних даних автором підтверджено, що малоциклове навантаження вище межі малоциклової пристосованості, знижує міцність зволоженого бетону, а навантаження нижчі межі пристосованості, збільшують її та підвищують деструктивні характеристики бетонів. Також, автор вперше запропонував методику врахування сумісної дії зволоження та малоциклових навантажень при розрахунку згинальних елементів, що працюють за таких умов експлуатації.

Є.М.Бабич, Н.І.Ільчук в роботах [17] пропонують визначати міцність бетону на стиск після дії малоциклових навантажень $R_{b,cyc}$ за формулою:

$$R_{b,cyc} = R_b (1 + 0,483\eta_{cyc} - 0,556\eta_{cyc}^2), \quad (3.7)$$

При цьому наближені криві малоциклової втомленості бетонів пропонують визначати за допомогою дробово-лінійної функції, яка має вигляд:

$$\eta_{b,cyc} = 1 - a \frac{n_{cyc} - 1}{n_{cyc} + b}, \quad (3.8)$$

де $\eta_{cyc} = \sigma_{b,cyc} / R_b$ - рівень повторних навантажень на циклах;

a і b – сталі характеристики, що визначаються з умови мінімуму відхилень дослідних і теоретичних даних.

Таким чином, можна зробити висновки, що міцнісні та деформативні властивості бетону за дії малоциклових навантажень досліджені в достатній мірі. А тому доцільно досліджувати роботу елементів при дії малоциклових навантажень, а саме вплив малоциклового навантаження на залізобетонні балки таврового перерізу.

3.3 Розрахунок залізобетонних конструкцій при використанні деформаційної моделі

Згідно з попередньою нормативною базою [17], що використовувалися в проектування залізобетонних конструкцій прийнято прямокутну епюру напружень, значення цих напружень на нейтральній лінії дорівнюють граничним значенням, що не відповідає дійсності роботи такого елемента за різних рівнів навантажень. Крім цього, за такої епюри висота стиснутої зони бетону та положення нейтральної лінії також не відповідають дійсному їх положенню. Уникнути цих недоліків можна шляхом прийняття криволінійної епюри напружень у бетоні стиснутої зони, що в більшій мірі відповідає дійсній роботі поперечних перерізів елемента, саме таку розрахункову діаграму деформування

було запропоновано в нових нормах проектування, які були введені в використання у 2011 році [17]. Треба також зазначити, що прийняття прямокутної епюри напружень у стиснутій зоні дає тільки можливість розглядати напружено-деформований стан перерізу в граничному стані і не дає можливості прослідкувати його зміни на різних стадіях навантаження елемента від початку до руйнування.

Сучасні методи розрахунку залізобетонних конструкцій в наші дні використовують «деформаційну модель». Основною складовою «деформаційної моделі» є епюра напружень, яку вивчали багато вчених до яких можна віднести роботи Берга О.Я., Байкова В.Н., Бамбуру А.М., Бабича Є.М, Бабича Є.Є., Барашикова А.Я., Бачинський В.Я., Бондаренка В.М., Вахненко П.Ф., Дорофеева В.С., Котова В.А., Маїляна Л.Р., Залесова О.С., Павлікова А.М., Рогового С.І., Ромашка В.М., Яременка А.Ф. та інших.

А.С Залесов, Е.А. Чистяков [17] в деформаційну модель розрахунку залізобетонних елементів по несучій здатності та експлуатаційної придатності включають:

- рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль в нормальному перерізі;
- повні діаграми деформування бетону і арматури;
- умови деформування нормального перерізу;
- наявність зчеплення бетону та арматури.

Рівняння моментів і поздовжніх сил в нормальних перерізах включають зусилля від зовнішнього навантаження та внутрішні зусилля, виражені через напруження в бетоні та арматурі по висоті перерізу.

Тому А.С Залесов, Е.А. Чистяков пропонують включати в рівняння моментів і поздовжніх сил нормальних перерізів внутрішні зусилля, а також зусилля від зовнішнього навантаження:

$$M = \sum \sigma_{sbj} A_{bj} y_{bj} + \sum \sigma_{si} A_{si} y_{si} \quad (3.9)$$

$$N = \sum \sigma_{bj} A_{bj} + \sum \sigma_{si} A_{si} \quad (3.10)$$

Напруження, які виникають в бетоні та арматурі визначаються в залежності від діаграм стану матеріалів:

$$\sigma_{bj} = f_1(\varepsilon_{bj}); \quad \sigma_{si} = f_2(\varepsilon_{s2}) \quad (3.11)$$

а в якості діаграми деформування нормальних перерізів прийнятий лінійний розподіл поздовжніх деформацій бетону та арматури по висоті перерізу

$$\varepsilon_{bj} = \varepsilon_0 + \operatorname{tg} \varphi y_{bj} \quad \varepsilon_{si} = \varepsilon_0 + \operatorname{tg} \varphi y_{si} \quad (3.12)$$

де σ_{bj}, σ_{si} - напруження в центрі ваги елементарних площадок бетону та арматури, які розташовані по висоті перерізу;

y_{bj}, y_{si} - відстані від центра ваги елементарних ділянок бетону та арматури до вибраної осі;

$\varepsilon_{bj}, \varepsilon_{si}$ - деформації в центрі ваги елементарних площадок бетону та арматури;

ε_0 - поздовжні деформації на рівні вибраної осі нормального перерізу;

$\operatorname{tg} \varphi$ - тангенс кута нахилу епюри деформацій в нормальному перерізі

Величина граничної деформації стиснутого бетону згинальних елементів при двозначній епюрі деформацій і напружень в перерізі приймається рівною

$$\varepsilon_{bj,ult} = \varepsilon_{br}$$

А.Я.Барашиковим та І.В.Задорожніковою [17] було запропоновано спрощену методику розрахунку несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю. Автори для визначення зусиль і деформацій у нормальному перерізі згинального залізобетонного елемента приймають наступні передумови:

- за розрахунковий вважають переріз, деформації якого дорівнюють середнім деформаціям по довжині блоку між тріщинами, якщо вони утворюються;

- справедлива гіпотеза плоских перерізів;
- зв'язок між напруженнями і деформаціями стиснутого бетону, між напруженнями і деформаціями арматури, яка має фізичну межу текучості, описується дволінійною діаграмою Прандля;
- опір бетону розтягнутої зони не враховують.

Вченими були отримані остаточні формули для визначення несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних елементів:

$$R_b b / (2\chi) [2(\varepsilon_{b1} - \varepsilon_{b,el}) - R_s A_s] = 0; \quad (3.13)$$

$$M_{ult} = R_b b / 6\chi^2 (3\varepsilon_{b1}^2 - \varepsilon_{b,el}^2 + R_s A_s (h_0 - \varepsilon_{b1} / \chi)). \quad (3.14)$$

А.М.Бамбура і Бачинський В.Я. [17] запропонували деформаційну модель, яка включає в себе врахування низхідної вітки в діаграмі деформування, та пізніше увійшла в сучасні норми проектування [17]. Для побудови діаграми використовується поліном 5-го степеня:

$$\sigma_{b,cyc} = R_{b,cyc} \sum_{k=1}^5 a_{k,cyc} \left(\frac{\varepsilon_{b,cyc}}{\varepsilon_{bR,cyc}} \right)^k \quad (3.15)$$

де $\sigma_{b,cyc}$ - напруження в бетоні в циклах навантаження;

$R_{b,cyc}$ - призмova міцність після малоциклових навантажень;

$a_{k,cyc}$ - коефіцієнти поліноміальної залежності;

$\varepsilon_{b,cyc}$ - деформації у бетоні, які відповідають напруженням $\sigma_{b,cyc}$;

$\varepsilon_{bR,cyc}$ - максимальні деформації бетону, які відповідають $R_{b,cyc}$;

Поліном 5-го степеня використовували в роботі Є.М.Бабич, В.Є.Бабич, В.В.Савицький [79, 80], в роботі розглядається вплив малоциклового навантаження за допомогою формул:

$$R_{b,cyc} = R_b (1 + 0,483\eta_{cyc} - 0,556\eta_{cyc}^2) \quad (3.16)$$

$$E_{b,cyc} = E_{b0,cyc} (1 - \lambda_{bR,cyc} \sigma_{b,cyc} / R_{b,cyc}) \quad (3.17)$$

де $\eta_{cyc} = \sigma_{b,cyc} / R_{b,cyc}$ - рівень малоциклового навантаження.

$E_{b0,cyc}$ - модуль пружності бетону, який відповідає напруженню $\sigma_{b,cyc} = 0$;

$\lambda_{bR,cyc}$ - граничний коефіцієнт пластичності бетону з урахуванням повторних навантажень.

3.4 Розрахунок згинальних залізобетонних елементів таврового профілю за дії малоциклового навантаження

Більшість авторів [17] пропонує врахування малоциклового навантаження при розрахунку згинальних залізобетонних елементів за допомогою коефіцієнтів умов роботи γ_{cyc} . Використання коефіцієнта γ_{cyc} при розрахунку згинальних залізобетонних елементів містить певні труднощі, так як напруження в стиснутій зоні по висоті за дії повторного згинального моменту, що виникають в бетоні, різної інтенсивності. Таким чином і вплив малоциклових навантажень на різні прошарки бетону стиснутої зони проходить по різному.

Для визначення впливу малоциклового навантаження на несучу здатність нормального перерізу згинального залізобетонного елемента слід виконувати в такому порядку:

1. Розглядати напружено-деформований стан залізобетонного елемента на будь-якій стадії роботи елемента. Для встановлення напружено-деформованого стану залізобетонного згинального елемента необхідно використовувати деформаційну модель, яка дозволяє на будь-якому етапі роботи визначити основні характеристики стану елемента.

2. Після появи перших тріщин за дії одноразового чи малоциклового навантаження вплив розтягнутої зони бетону на напружено-деформований стан залізобетонних елементів не враховувати.

3. Провести визначення впливу малоциклового навантаження на зміну епюри напружень через підвищення міцнісних властивостей бетону, якщо рівень їх не перевищує межі пристосування, чи пониження, якщо рівень їх перевищує межу пристосування. Встановити вплив рівня завантаження та “зміцнення” бетону на епюру напружень, що виникає в стиснутій зоні згинального залізобетонного елемента після дії малоциклових повторних навантажень.

4. Визначення впливу полички на епюру напружень стиснутої зони залізобетонного елемента таврового профілю, що виникають після дії малоциклового навантаження. Вплив спостерігається в залежності від відношення товщини полички до висоти стиснутої зони та ширини полички до товщини ребра.

5. При роботі згинального залізобетонного елемента за дії короточасних малоциклових навантажень зміна деформацій в перерізі виражається лінійною залежністю, тобто справедлива гіпотеза плоских перерізів.

Висновки до розділу 3

1. Проведено аналіз попередніх досліджень впливу малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів, який показав, що дія малоциклового навантаження на роботу згинальних залізобетонних елементів, зокрема таврового профілю, є недостатньо вивченою і потребує додаткових досліджень.

2. Розглянуто моделі розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу, що побудовані на основі деформаційного методу та проаналізовано шляхи можливого врахування при їх розрахунку малоциклових навантажень.

3. Більшість розрахункових моделей пропонує врахування малоциклового навантаження при розрахунку згинальних залізобетонних елементів за допомогою коефіцієнтів умов роботи γ_{cyc} .

4. Для розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового профілю слід розглядати напружено-деформований стан залізобетонного елемента на будь-якій стадії його роботи. Для встановлення напружено-деформованого стану залізобетонного згинального елемента необхідно використовувати деформаційну модель, яка дозволяє на будь-якому етапі роботи визначити основні характеристики стану елемента.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Техніка безпеки при виконанні земляних робіт

На майданчику, призначеному для будівництва спортивної школи залягають суглинки тугопластичні з $\gamma = 18.2 \text{ кН/м}^2$ і $\phi = 17^\circ$. Ґрунтові води зустрічаються на глибині 6 м.

Згідно проекту виробництва робіт на майданчику передбачено розробку котловану глибиною 1.8 м з об'ємом вийнятого ґрунту $V = 4727.45 \text{ м}^3$. Згідно з ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві дозволяється виробка котловану без кріплення на глибину 1.5 м. Для безпечного виконання робіт проектуємо анкерне кріплення.

До початку проведення земляних робіт необхідно мати:

- схему розбивки котловану з нанесенням існуючих підземних комунікацій;
- дозвіл на проведення земляних робіт;
- ходові візирки для перевірки проектних відміток дна котловану;
- проект на виробництво земляних робіт.

Земляні роботи проектуються в дві стадії:

- підготовчі роботи;
- безпосередня розробка котловану.

До початку проведення будівельних робіт проектуються тимчасові під'їзні дороги, геодезична розбивка осей будинку, огороження будівельного майданчика, встановлення обноски з винесенням вертикальних відміток осей котловану, організація під'їздів для обслуговування екскаватора, доставка механізмів на об'єкт, освітлення будівельного майданчика.

Безпосередня розробка котловану проектується екскаватором Е – 652.

До початку роботи всі машини повинні бути справні, а всі помічені неполадки - усунені.

Всі робітники, які будуть задіяні при проведенні земляних робіт проходять спеціальний інструктаж з техніки безпеки.

Екскаватор під час роботи встановлюється на спланований майданчик і для запобігання самовільного переміщення закріплюється переносними опорами.

Під час роботи екскаватора забороняється:

- знаходитись під його ковшем;
- виконувати роботи з боку забою;
- перебувати стороннім особам в радіусі дії екскаватора плюс 5 м.

Під час перерв в роботі, незалежно від її причини і тривалості, стрілу екскаватора слід відвести в бік від забою, а ковш опустити на землю. Очистку ковша проводити лише після опущення його на землю.

Навантаження ґрунту на автосамоскиди виконується лише з боку заднього чи бокового борту.

При виявленні на будівельному майданчику непередбачених планом підземних споруд, комунікацій, вибухонебезпечних предметів, земляні роботи слід зупинити до визначення характеру виявлених споруд, комунікацій чи предметів.

4.2 Розрахунок кріплення котловану з анкерних паль

Розрахункова висота стінки $H=1.8$ м, відстань між палями $b = 1.5$ м; анкерні схватки закріплені від верха стінової панелі на відстані $h = 0.6$ м (рис. 4.1а).

Визначаємо тиск ґрунту на 1 м:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 1.61 \text{ т / м.}$$

Повне навантаження на палю:

$$P = Qb = 1.61 \cdot 1.5 = 2.42 \text{ т.}$$

Це навантаження розподіляється по висоті палі по закону трикутника з основою:

$$P = \gamma \varphi H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) b = 2.7 \text{ т.}$$

Тому в даному випадку палю можна розглядати як балку на двох опорах (рис. 4.1б).

Знайдемо зусилля R_A , яке сприймається анкерною схваткою:

$$R_A = \frac{HP}{3l_2} = \frac{1.8 \cdot 2.42}{3 \cdot 1.2} = 1.21 \text{ м.}$$

Згинальний момент в перерізі С-С (рис. 4.1):

$$M_{\max} = R \cdot x - \frac{P'(x-b)^3}{6H} = 1.21x - 0.25(x+0.6)^3$$

Максимальний згинаючий момент буде там, де поперечна сила $Q = 0$ або x визначається з умови:

$$\frac{dM}{dx} = 1.21 - 3 \cdot 0.25(x+0.6)^2 = 0.$$

$$\text{Звідси } x = \sqrt{\frac{1.21}{3 \cdot 0.35}} - 0.6 = 0.67 \text{ м.}$$

$$M_{\max} = 1.21 \cdot 0.67 - 0.25(0.67 - 0.6)^3 = 0.298 \text{ Т} \cdot \text{м} = 29800 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$W_{\text{взг}} = \frac{M_{\max}}{R_u} = \frac{29800}{110} = 270.9 \text{ см}^3;$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 270.9}{\pi}} = 14 \text{ см.}$$

де R_u – розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон ($R_u = 130 \cdot 0.65 = 110 \text{ кг/см}^2$ – оскільки кругла паля має врізки).

Допустиме напруження на зминання під шайбами $R'_{\text{змн}} = 40 \cdot 0.85 = 34 \text{ кг/см}^2$, що більше фактичного $R'_{\text{змн}} = 30.25 \text{ кг/см}^2$.

Перевіряємо роботу хомути на розтяг.

Площа хомути, що працює на розтяг під дією сили:

$$F_{\text{нето}} = 2 \cdot 0.5 \{4 - 2\} = 2 \text{ см}^2.$$

$$\text{Напруження на розтяг в хомуті } R'_p = \frac{R_A}{F_{\text{нето}}} = \frac{1210}{2} = 605 \text{ кг/см}^2.$$

Нормативний опір розтягу сталі марки Ст3 приймаємо 2300 кг/см^2 , з врахуванням коефіцієнта умов роботи матеріалу $R_p = 2300 \cdot 0.8 = 1840 \text{ кг/см}^2$ що значно перевищує розрахункове напруження $R'_p = 605 \text{ кг/см}^2$.

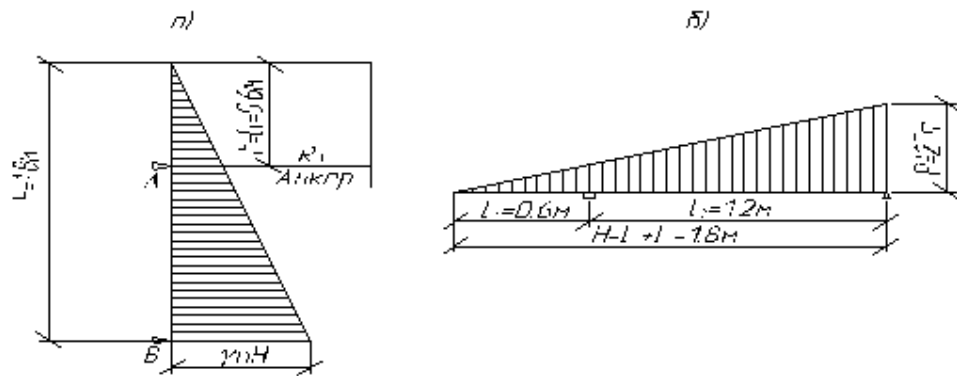


Рисунок 4.1 – До розрахунку анкерних паль

4.3 Розрахунок обшивки бокових стінок

Розрахунок ведемо виходячи із припущення, що тиск ґрунту на стінку розподіляється по трикутнику. Для спрощення розрахунку припускаємо, що нижня дошка навантажена по закону трикутника з основою $\sigma_{\max} = \gamma n(H + h)$.

Тиск на пластину $P = \sigma_{\text{тах}} d$.

Для обшивки використовуємо довгі дошки, які опираються на кілька рейок, тоді дошки розраховуються як нерозрізна балка, що лежить на декількох опорах і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

Максимальний момент, що згинає дошку:

$$M_{\text{тах}} = 0.08 P b^2 = 0.08 \cdot 239 \cdot 1.5^2 \cdot 100 = 4302 \text{ кг}\cdot\text{см},$$

$$\text{де } P = \sigma_{\text{тах}} d = 1820(1.8 + 0.6)0.547 \cdot 0.1 = 239 \text{ кг/м}.$$

$$W = \frac{M_{\text{тах}}}{R_u} = \frac{4301}{110} = 39.1 \text{ см}^3;$$

$$t = \frac{6W}{100} = \frac{6 \cdot 39.1}{100} = 2.5 \text{ см}.$$

Приймаємо для обшивки бокових стінок дошки із сосни довжиною $l = 6 \text{ м}$ і розмірами поперечного перерізу $100 \times 25 \text{ мм}$.

4.4 Медичний захист населення

Заходи запобігання або зменшення ступеня ураження людей, своєчасного надання медичної допомоги постраждалим та їх лікування, забезпечення епідеміологічного благополуччя в зонах НС техногенного та природного характеру повинні здійснюватись відповідно до вимог статті 36 Кодексу цивільного захисту України від 2 жовтня 2012 р. №5403-УІ та передбачати:

- планування і використання існуючих сил та засобів закладів охорони здоров'я незалежно від форм власності і господарювання;
- введення в дію Національного плану соціально-психологічних заходів при виникненні та ліквідації НС техногенного та природного характеру;
- розгортання в умовах НС техногенного та природного характеру необхідної кількості лікувальних закладів;
- завчасне застосування профілактичних медичних препаратів та санітарно-епідеміологічних заходів;
- контроль за якістю харчових продуктів і продовольчої сировини, питної води і джерелами водопостачання;
- контроль за станом атмосферного повітря та опадів;
- завчасне створення і підготовку спеціальних медичних формувань;
- накопичення медичних засобів захисту, медичного та спеціального майна і техніки;
- контроль за станом довкілля, санітарно-гігієнічною та епідемічною ситуацією;
- підготовку медичного персоналу та загальне медико-санітарне навчання населення.

Для надання безоплатної медичної допомоги постраждалим від НС техногенного та природного характеру громадянам, рятувальникам та особам, які беруть участь у ліквідації наслідків НС техногенного та природного характеру, діє Державна служба медицини катастроф як особливий вид державних аварійно-рятувальних служб. Лікування та психологічне відновлення даних категорій

людей проводиться у санаторно-курортних закладах, при яких створені центри медико-психологічної реабілітації

Медичний захист населення і територій охоплює цілу низку організаційних заходів. Про них йдеться при підготовці відповідних фахівців. Нагальним є питання індивідуального захисту та вміння застосовувати прийоми та засоби медичної допомоги при виникненні таких потреб. Розглянемо наступне питання:

Медичні засоби індивідуального захисту правила їх застосування

Медичний захист населення є складовою частиною комплексу медичних заходів цивільного захисту. Він має за мету на основі прогнозування можливої небезпеки для здоров'я людей попередити або послабити дію факторів ураження на них іонізуючого випромінювання, отруйних речовин й бактеріальних засобів шляхом проведення спеціальних профілактичних заходів з застосуванням медичних засобів захисту, а також організації санітарно-гігієнічних і протиепідемічних заходів.

Застосування медичних засобів захисту може знизити або попередити вплив на людей окремих факторів ураження надзвичайних ситуацій, особливо при дії особового складу сил ЦЗ в осередках ураження (зараження). За певних умов застосування цих засобів може підвищити ефективність інших способів захисту (в ході розосередження і евакуації населення, при укритті у захисних спорудах тощо).

Разом з тим, не можна орієнтуватися лише на один спосіб захисту, яким би надійним він не був. У кожному конкретному випадку перевагу слід надавати тому з них, який найбільш відповідає обстановці, що склалася. Завдання полягає у тому, щоб підготувати і у випадку необхідності застосувати будь-який або одночасно усі у комплексі способи захисту і досягти тим самим якомога більш надійного захисту населення.

Медичні засоби захисту призначені для профілактики і надання допомоги населенню, що потерпіло від надзвичайних ситуацій. За їх допомогою можна урятувати життя більшій кількості людей, повністю попередити або значно

знизити розвиток уражень у них, підвищити стійкість організму людини до дії ураження радіоактивними, отруйними речовинами і бактеріальними засобами.

Для профілактики ураження сильнодіючими отруйними речовинами та надання першої медичної допомоги у надзвичайних ситуаціях використовуються табельні засоби - індивідуальна аптечка АІ-2 (та її аналоги), індивідуальний протихімічний пакет ІПП-8 та індивідуальний перев'язувальний пакет ІПП.

До медичних засобів захисту належать:

- радіозахисні препарати;
- засоби захисту від дії отруйних речовин - антидоти;
- протибактеріальні засоби (антибіотики, вакцини, сироватки тощо).

Радіозахисні препарати призначаються для профілактики уражень іонізуючими випромінюваннями і послаблення проявів променевої хвороби.

Антидоти - специфічні протиотрути; використовуються для профілактики ураження людей отруйними речовинами. У випадку їх раннього застосування досягається високий ефект.

Протибактеріальні препарати - засоби профілактики інфекційних захворювань.

Вказані вище медичні засоби захисту включаються в основному до аптечок індивідуальних (АІ).

Вони містять препарати: радіозахисні - засоби №1 і 2; засіб, що використовується при отруєнні фосфорорганічними речовинами (ФОР); засіб проти блювоти; протибактеріальні засоби №1 і №2. Передбачено включення і протибольового засобу. В АІ-2 мається інструкція щодо порядку застосування медичних засобів.

До медичних засобів захисту відносяться: пакет перев'язувальний медичний (ІПП), що складається із стерильної пов'язки для надання допомоги при пораненнях і опіках; індивідуальний протихімічний пакет (ІПП-8), призначений для надання само- і взаємодопомоги при ураженні отруйними речовинами. За його допомогою проводять часткову спеціальну обробку безпосередньо після ураження або сильнодіючими отруйними речовинами.

Профілактика ураження населення, надання першої медичної допомоги людям в осередках ураження, а після цього і лікарської допомоги з використанням усіх медичних засобів захисту покладаються на формування і заклади медичної служби ЦЗ. У той же час враховується необхідність у будь-якій складній обстановці надавати першу допомогу в осередках ураження, як правило, у найкоротші строки, що вимірюються хвилинами. Цього можна досягти лише при активній участі самого населення через само- і взаємодопомогу. З урахуванням цього усе населення навчається відповідним прийомам.

Слід відмітити, що якими б ефективними не були медичні засоби захисту, все ж таки першорядного значення набуває попередження потрапляння радіоактивних і отруйних речовин, а також бактеріальних засобів в організм людини.

Застосування індивідуальних засобів медичного захисту попереджує ураження людини, послаблює вплив на неї деяких факторів. Наприклад, дотримання правил особистої гігієни і застосування антибактеріальних засобів (антибіотиків, вакцин тощо) запобігає інфекційним захворюванням.

Своєчасно накладена на рану або місце опіку стерильна пов'язка - це не лише надання медичної допомоги, але й засіб попередження ускладнень.

У першу чергу медичними засобами захисту забезпечуються особовий склад формувань, робітники і службовці об'єктів, що розташовані в категорійних містах, а також населення міст та інших населених пунктів, які потрапляють у зони ураження хімічно небезпечних об'єктів та АЕС.

У другу чергу засобами медичного захисту забезпечується інше населення категорійних міст, жителі населених пунктів, що розташовані у зонах можливого руйнування і все населення міст та інших населених пунктів, на території яких розташовані категорійні об'єкти народного господарства.

У третю чергу медичними засобами захисту забезпечується усе інше населення, включаючи жителів сільських населених пунктів.

Медичні засоби захисту видаються населенню при загрозі виникнення надзвичайних ситуацій, при цьому треба знати, хто і де їх буде отримувати.

Після отримання аптечки необхідно перевірити її комплектність і вивчити правила користування нею за інструкцією. Не рекомендується розкривати аптечку без необхідності, перекладати і розкривати пенали з таблетками. Не можна порушувати герметичність упаковки перев'язувального і протихімічного пакетів.

Отримані медичні засоби зберігаються у населення до особливого розпорядження керівництва цивільного захисту. Невикористані пакети і аптечки здаються на склад у встановленому порядку. При загрозі надзвичайних ситуацій медичні засоби індивідуального захисту повинні завжди перебувати у готовності до використання у будь-яку хвилину.

Зберігання і підтримування у готовності медичних засобів захисту, призначених для особового складу формувань, робітників і службовців, інших категорій працюючого населення, учнів, студентів покладається на керівників ЦЗ об'єктів, а для іншого населення - на начальників ЦЗ міст і районів.

Медичні засоби захисту зберігаються як безпосередньо на об'єктах господарської діяльності, так і на складах резерву у позаміській зоні.

Найважливішою вимогою, що ставиться до організації використання цих засобів, є забезпечення можливості найшвидшого їх застосування у випадку необхідності.

Для цього засоби, що зберігаються безпосередньо на об'єктах, закріплюються за тими особами, для яких вони призначені, і повинні знаходитися у постійній готовності до видачі у мінімально короткі строки як у мирний час, при аваріях і катастрофах, так і при загрозі нападу ворога.

Висновки до розділу 4

1. Розглянуто та проаналізовано комплекс заходів з охорони праці при виконанні земляних робіт під час зведення дитячо-юнацької спортивної школи. Розраховано кріплення стінок котловану та анкерні кріплення.

2. Розглянуто комплекс заходів з медичного захисту населення при настанні надзвичайних ситуацій.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Запроектовано двоповерхову дитячо-юнацьку спортивну школу в місті Полтава. Спортивні зали призначені для учбово-тренувальних занять і змагань по спортивним іграм (волейбол, баскетбол, бадмінтон і ручний м'яч) або по гімнастиці (з комплектом устаткування для одночасних занять чоловіків і жінок), з можливістю поперемінного проведення занять по спортивним іграм і гімнастиці, що відповідає сучасним вимогам.

2. Розроблено всі необхідні об'ємно-планувальні та конструктивні рішення для зведення будівлі школи. Розраховано та законструйовано основні несучі елементи каркасу будівлі та фундаменти під них.

3. Проведено аналіз попередніх досліджень впливу малоциклових навантажень на роботу згинальних залізобетонних елементів, який показав, що дія малоциклового навантаження на роботу згинальних залізобетонних елементів, зокрема таврового профілю, є недостатньо вивченою і потребує додаткових досліджень. Саме малоциклові навантаження при проектуванні несучих конструкцій будівлі спортивної школи відіграють основну роль.

4. Розглянуто моделі розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу, що побудовані на основі деформаційного методу та проаналізовано шляхи можливого врахування при їх розрахунку малоциклових навантажень.

5. Більшість розрахункових моделей пропонує врахування малоциклового навантаження при розрахунку згинальних залізобетонних елементів за допомогою коефіцієнтів умов роботи γ_{cyc} .

6. Для розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового профілю слід розглядати напружено-деформований стан залізобетонного елемента на будь-якій стадії його роботи. Для встановлення напружено-деформованого стану залізобетонного згинального елемента необхідно використовувати деформаційну модель, яка дозволяє на будь-якому етапі роботи визначити основні характеристики стану елемента.

БІБЛІОГРАФІЯ:

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
2. ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ: Мінбуд України, 2018. – 98 с.
3. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція будівель. Київ: Мінбуд України, 2021. – 71 с.
4. ДБН В.2.5-28:2018. Інженерне обладнання будинків і споруд. Природне і штучне освітлення. Київ: Мінбуд України, 2018. – 65 с.
5. Снежко А.П., Батура Г.М. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование. - К.: Выща шк., 1991.-200с.:ил.
6. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проектів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 52 с.
7. ДБН В.1.1-7:2016 "Пожежна безпека об'єктів будівництва". Київ: Держбуд України, 2016. – 33 с.
8. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві
9. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
10. Методичні вказівки до практичних занять «Статичний аналіз напружено-деформованого консольного сталевго стержня» з дисципліни «Метод скінченних елементів в механіці споруд» для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Укладачі: Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2016. – 26 с.
11. Методичні вказівки до практичних занять «Моделювання згинальної

- залізобетонної балки методом скінченних елементів» з дисципліни «Метод скінченних елементів в механіці споруд» для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Укладачі: Ю.І. Пиндус, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2016. – 48 с.
12. Методичний посібник до виконання курсової роботи з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Розробник: О.П. Конончук – Тернопіль: Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2017. – 32 с.
 13. Конспект лекцій з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 133 с.
 14. Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 22 с.
 15. Конспект лекцій з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. Частина 1 / Укладачі: Й.Й. Лучко, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 221 с.
 16. Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладач: О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 23 с.
 17. Бабич Є.М., Гомон П.С., Філіпчук С.В. Робота і розрахунок несучої здатності згинальних залізобетонних елементів таврового профілю при дії повторних

- навантажень: Монографія. – Рівне: НУВГП, 2012. – 109 с.
18. BS 8110: Part 1. British Standard. Structural use of Concrete, Part 1. Code of Practice for design and Construction. London: British Standard Institution. 1985. – 210 pp.
 19. Coffin L.F. The cyclic straining and fatigue of metals / L.F. Coffin, J.F. Tavernelli // Transactions of the Metallurgical Society of AJME. – Oct. 1959. – V. 215. – P. 794-806.
 20. Sarja A. Two methods for analysing the stability of slender concrete columns and frames / A. Sarja // Nordicks Beton. – 1974. – V. 18. - №5. – S. 21-29.
 21. Shah S. Response of concrete to repeated loading. / S. Shah // Int. Symp. – 1966. – vol. 111.
 22. Меркин А. П. Кинетика разрушения бетона при циклических нагружениях / А. П. Меркин, Г. А. Фокин // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1982. – №1. – С. 75-77.
 23. Consider M. Influence des armatures metalligues sur. les. proprietes des mortiers et betons, l'ompte Rendue / M. Consider // L.Academie, 127. – 1898. – pp. 992-995.
 24. Корчинский И. Л. Несущая способность материалов при немногочисленных повторных нагружениях / И. Л. Корчинский // Бюлетень строительной техники. – 1958. – №3. – С. 19-22.
 25. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий / С. В. Поляков. – [2-е изд.]. – М.: Высшая школа, 1983. – 304 с.
 26. Маилян Л. Р. Работа бетона и арматуры при многократно повторных нагружениях / Л. Р. Маилян, М. Ю. Бектиев, Г. Р. Силь. – Нальчик, 1984. – 55 с.
 27. Бабич Е. М. Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / Е. М. Бабич, А. П. Погореляк // Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1976. – №4. – С. 33-36.

28. Бабич Е. М. Работа элементов на поперечную силу при многократно повторном нагружении / Е. М. Бабич, А. П. Погореляк, А. С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1981. – №6. – С. 8-9.
29. Корчинский И. Л. Несущая способность материалов при немногочисленных повторных нагружениях / И. Л. Корчинский // Бюлетень строительной техники. – 1958. – №3. – С. 19-22.
30. Барашиков А. Я., Шевченко Б. Н., Валовой А. И. Малоцикловая усталость бетона при сжатии / А. Я. Барашиков, Б. Н. Шевченко, А. И. Валовой // Бетон и железобетон. – 1985. – №4. – С. 27-28.
31. Руденко В. В. Внецентренное нагружение бетонных и железобетонных элементов с малым числом повторений нагрузки / В. В. Руденко // Изв. Вуз. Сер. Строительство и архитектура. – 1980. – №4. – С.12-13.
32. Яременко А. Ф. Применение полных диаграмм деформирования бетона и арматурных сталей для практических расчетов стержневых элементов железобетонных конструкций / А. Ф. Яременко, Н. Н. Сорока // Тез. докл. научн.-техн. конф., – Ровно, 1990, – С. 92-93.
33. Furlong R. Ultimate strength of square columns under biaxially exentric loads / R. Furlong // ACI Journal. – 1961. – Vol.32. - №9. – P.1129-1140.
34. Панчук Ю. М. Робота згинальних залізобетонних елементів зі змішаним армуванням при високих рівнях малоциклового навантаження. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Панчук Юрій Миколайович. – Рівне, 1999. – 256 с.
35. Бабич Є.М. Вплив тривалих та малоциклових навантажень на механічні властивості бетонів та роботу залізобетонних елементів: дис. ... доктора техн. наук: 05.23.01 / Бабич Євген Михайлович. – Одеса, 1995. – 392 с.
36. Гомон С. С. Прочность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов при многократно-повторных нагружениях и длительном воздействии влажной среды: дисс. ... кандидата техн. наук: 05.23.01 / Гомон Святослав Степанович. – Ровно, 1995. – 176 с.
37. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів посилення залізобетонних будівельних конструкцій / В.Б. Ігнат'єва, Н. В. Шинкляр // Логос: collection of scientific

papers with proceedings of the International Scientific and Practical Conference: Scientific discoveries: projects, strategies and development, 25 October 2019, Edinburgh, Scotland, UK. - European Scientific Platform, 2019. - Vol. 3. – С. 128-130. Режим доступу:

<https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/conferences/issue/view/2019-10-25/50>

38. Kovalchuk Y. Stress-strain state of a bottom chord of a welded roof truss / Yaroslav Kovalchuk, Natalya Shynhera, Natalya Chornomaz // Scientific Journal of TNTU. — Tern. : TNTU, 2019. — Vol 93. — No 1. — P. 41–46. — (Mechanics and materials science)
39. Розширення техноло-гічних можливостей вібраційно-відцентрового оброблення деталей / Гевко Б., Кондратюк О., Шаблій О., Підгурський М. // Вісник ТНТУ. — 2012. — Том 67. — № 3. — С.210-216. — (машинобудування, автоматизація виробництва та процеси механічної обробки)
40. Підгурський М.І. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 236 с.
41. Ясній П. В. Методи моніторингу та розрахунку експлуатаційних впливів і динаміки руху колісних транспортних систем при транспортуванні великогабаритних вантажів : навчальний посібник / П.В. Ясній , В.З. Гудь , Ю.І. Пиндус , М. І. Гудь та ін. – Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. – 168 с.
42. Кедик Т. Моделювання роботи каркасу будівлі складної геометричної форми при сукупній дії експлуатаційних навантажень / Т. Кедик, Михайло Іванович Гудь // Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій“, 10-11 листопада 2022 року. — Т. : ФОП Паляниця В. А., 2022. — С. 161–163. — (Нові та сучасні матеріали та технології)