

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 дипломної роботи
магістра
(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему:

«Проект дитячо-юнацької спортивної школи на 200 осіб в Борщові»

Виконав: студент (ка) 2 курсу, групи МБд-2

спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Паночко В.М.

(прізвище та ініціали)

Керівник

к.т.н., доцент Бодрова Л.Г.

(наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

Рецензент

(наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

м. Тернопіль, 2019

Зміст

	Ст.
Вступ.....	7
1 Архітектурно-будівельний розділ.....	9
1.1 Загальна характеристика ділянки.....	10
1.1.1 Географічне розміщення майданчика	10
1.1.2 Інженерно-геологічні і гідрологічні умови майданчика	10
1.2 Генеральний план	11
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно планувальне рішення ділянки	11
1.3 Об'ємно-планувальне рішення	13
1.3.1 Описання функціонального процесу	13
1.3.2 Опис прийнятого планувального рішення	15
1.4 Конструктивні рішення	16
1.4.1 Несучі і огорожуючі конструкції	16
1.4.2 Теплотехнічний розрахунок стіни	17
1.5 Архітектурно-художнє рішення	19
1.6 Інженерно-технічне обладнання	20
2 Розрахунково-конструктивний розділ.....	22
2.1 Розрахунок збірної з/б ребристої плити перекриття	23
2.1.1 Матеріали для виготовлення плити	23
2.1.2 Визначення навантажень і зусиль	24
2.1.3 Розрахунок міцності плити по перерізу нормальному до повздожньої осі	28
2.1.4 Розрахунок міцності плити по перерізу похилому до повздожньої осі	33
2.1.5 Розрахунок полицки плити на міцність	35
2.1.6 Розрахунок поперечного ребра плити.....	36
2.1.7 Розрахунок ребристої плити по граничним станам другої групи.....	38

2.1.7.1	Визначення геометричних характеристик приведенного поперечного ребра.....	38
2.1.7.2	Визначення втрат попереднього натягу арматури.....	39
2.1.7.3	Розрахунок плити по утворенню тріщин, нормальних до повздовжньої осі.....	41
2.1.7.4	Розрахунок прогину плити.....	42
2.2	Розрахунок збірного залізобетонного ригеля перекриття.....	43
2.2.1	Вихідні дані для розрахунку ригеля.....	43
2.2.2	Визначення навантажень і зусиль.....	44
2.2.3	Розрахунок міцності ригеля по перерізу, нормальному до повздовжньої осі.....	47
2.2.4	Розрахунок міцності ригеля Р-1 крайнього прольоту по перерізу, похилому до повздовжньої осі.....	50
2.2.5	Розрахунок міцності ригеля Р-2 середнього прольоту по перерізу, похилому до повздовжньої осі.....	52
2.2.6	Розрахунок ригеля Р-1 крайнього прольоту по граничним станам другої групи.....	54
2.2.6.1	Визначення геометричних характеристик приведенного поперечного перерізу.....	54
2.2.6.2	Визначення втрат попереднього натягу арматури.....	55
2.2.6.3	Розрахунок ригеля по утворенню тріщин нормальних до повздовжньої осі.....	57
2.2.6.4	Розрахунок прогину ригеля.....	58
2.2.7	Розрахунок ригеля Р-2 середнього прольоту по граничним станам другої групи.....	59
2.2.7.1	Визначення геометричних характеристик приведенного поперечного перерізу.....	59
2.2.7.2	Визначення втрат попереднього натягу арматури.....	60
2.2.7.3	Розрахунок ригеля по утворенню тріщин нормальних до повздовжньої осі.....	61

2.2.7.4	Розрахунок прогину ригеля.....	62
3	Технологія і організація будівельного виробництва.....	63
3.1	Об'єми робіт	64
3.2	Визначення терміну будівництва	64
3.3	Технологія виробництва робіт	67
3.3.1	Роботи підготовчого періоду	67
3.3.2	Земляні роботи	67
3.3.3	Бетонні роботи	68
3.3.4	Монтаж збірних з/б конструкцій	68
3.3.5	Покрівельні роботи	68
3.4	Методи виконання робіт в зимовий період	69
3.4.1	Штукатурні, малярні і покрівельні роботи	69
3.5	Технологічна карта на влаштування перекриття	70
3.5.1	Ділянка використання	70
3.5.2	Технологія і організація виробництва робіт	70
3.5.3	Матеріально-технічні ресурси	72
3.6	Розробка технологічної карти на кладку цегляних стін	73
3.6.1	Галузь застосування	73
3.6.2	Організація і технологія будівельного процесу	73
3.6.3	Техніко-економічні показники	74
3.6.4	Матеріально-технічні ресурси.....	74
3.7	Технологічна карта на влаштування покрівлі із рулонних матеріалів	75
3.7.1	Область застосування	75
3.7.2	Технологія і організація виконання робіт	75
3.7.3	Техніко-економічні показники	78
3.7.4	Потреба в матеріально-технічних ресурсах.....	78
3.8	Проектування сіткового графіка.....	79
3.9	Проектування будівельного генерального плану.....	80
3.9.1	Споруди адміністративного і побутово-санітарного призначення....	80

3.9.2	Приоб'єктні склади.....	81
3.9.3	Водопостачання будівельного майданчика.....	82
3.9.4	Енергопостачання будівельного майданчика.....	84
4	Спеціальна частина.....	85
4.1	Техніко-економічне порівняння варіантів кранів	86
5	Організаційно-економічна частина.....	93
5.1	Кошторисні розрахунки.....	94
5.2	Техніко-економічні показники за проектом.....	96
6	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	97
6.1	Техніка безпеки при виконанні земляних робіт	98
6.2	Розрахунок кріплення котловану	99
6.2.1	Розрахунок анкерних паль	99
6.2.2	Розрахунок обшивки бокових стінок.....	101
6.2.3	Розрахунок анкерних схваток.....	102
6.3	Техніка безпеки при монтажі плит перекриття.....	102
6.4	Пожежна безпека при експлуатації будівлі.....	104
7	Екологія.....	107
7.1	Актуальність охорони навколишнього середовища	108
7.2	Види забруднень та заходи щодо екологічної безпеки на об'єкті	108
7.3	Заходи охорони навколишнього середовища	111
	Висновки.....	113
	Бібліографія.....	114

Вступ

Спортивний комплекс, що проектується 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 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 гімнастичних вправ.

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 та ін.

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 спорт корпусу 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 квартирки.

В будівлі, що проектується 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 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.

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

Розділ 1
Архітектурно-будівельний розділ

1.1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ДІЛЯНКИ

1.1.1. Географічне розміщення майданчика

Кліматичні умови

Ділянка відведена під будівництво спортивно корпусу розташована в м. Борщові. Спортивний корпус розміщено на відстані 15 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.

1.1.2. Інженерно - геологічні і гідрологічні умови майданчика

Рельєф ділянки характеризується як спокійний від відмітки 223.0 м до відмітки 224.0 м (рис. 1.1).

На майданчику пробурено три свердловини.

Лабораторними дослідженнями зразків ґрунту було встановлено, що основу для фундаментів складає суглинок м'якопластичний.

Ґрунтові води зустрічаються на відмітці 217.5 м.

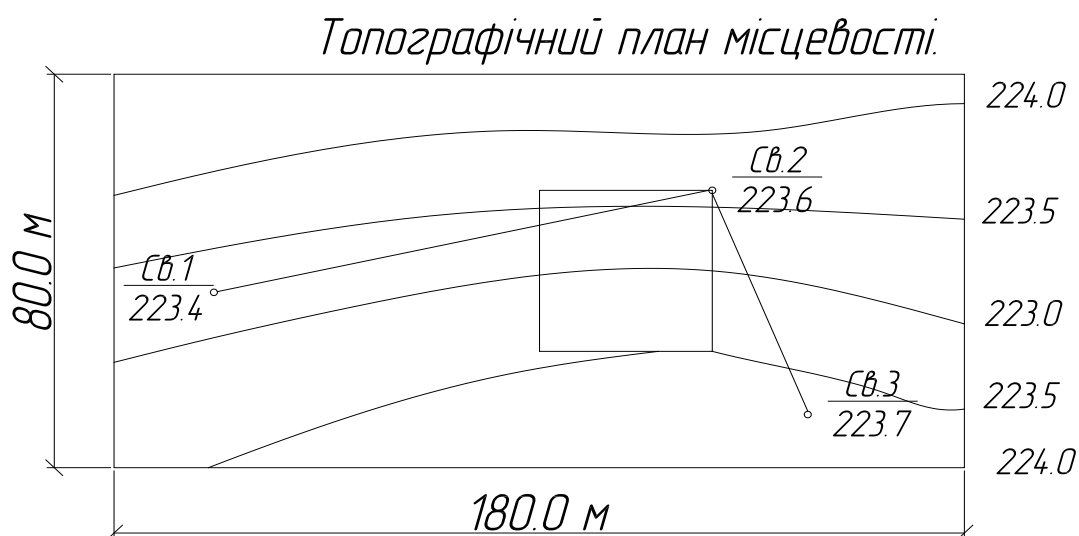


Рис. 1.1. План будівельного майданчика

1.2. ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН

1.2.1. Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно планувальне рішення ділянки

Будівництво спортивного корпусу на околиці міста Борщова прийнято згідно архітектурно-планувального завдання з врахуванням генерального плану забудови міста, вимог норм по інсолідації, захисту від шуму, санітарних і протипожежних вимог.

Спортивний корпус розташований на ділянці з відступом від червоної лінії 15 м.

На території спортивного комплексу передбачено відкриті спортивні майданчики для баскетболу, волейболу, тенісу (табл. 1.1.).

Озеленення у вигляді кущів, дерев розміщених по периметру пішохідних доріжок та периметру відведеної ділянки (табл. 1.2, 1.3).

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.

Таблиця 1.1

Відомість тротуарів, доріжок, майданчиків

№ з/п	Найменування	Довжина, м	Ширина, м	Площа покриття, м ²	Вид покриття	Бордюр із порт. каменю.	
						вид	к-сть.
1	Пішохідні доріжки	260	5	1300	асфальт		
2	Майданчик для волейболу	15	10	150	асфальт		
3	Майданчик для баскетболу	20	10	200	асфальт		
4	Майданчик для тенісу	25	7.5	187.5	асфальт		

Таблиця 1.2

Відомість елементів озеленення

№ з/п	Найменування породи та виду насадження	Вік ростків	Кількість шт.	Примітки
1	Береза бородавчата	3	11	саджанець
2	Липа мілко зерниста	5	22	саджанець
3	Дуб	8	3	саджанець
4	Бузок звичайний	3	375	саджанець
5	Туя східна	5	-	саджанець
6	Глід червоний	3	-	саджанець
7	Одерновка відкосів		-	м'ятник луговий
8	Квітник		359	Багаторічні посівні трави
9	Газон			

Відомість озеленення ділянки

№ з/п	Найменування показників	Одиниця виміру	Кількість	Примітки
1	Площа ділянки	га	1.55	
2	Площа ділянки в межах благоустрою	га	1.55	
3	Площа ділянки з інженерними спорудами	га	1.55	
4	Площа забудови	м ²	2304	
5	Процент забудови	%	14.8	
6	Площа покриття в межах благоустрою	м ²	6494	
7	Площа озеленення в межах благоустрою	м ²	6425.5	
8	Процент озеленення в межах благоустрою	%	41.4	

1.3. ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ**1.3.1. Описання функціонального процесу**

Спортивні зали, що проектуються призначені для навчально-тренувальних занять і змагань зі спортивних ігор (волейбол, баскетбол, бадмінтон, гандбол) або по гімнастиці (з комплектом устаткування для одночасних занять чоловіків і жінок), з можливістю поперемінного проведення занять зі спортивних ігор і гімнастиці.

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

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

вправ.

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.

Експлікація всіх приміщень спорткомплексу приведена в таблиці 1.4.

Таблиця 1.4

Експлікація приміщень

<i>Номер по листу</i>	<i>Найменування приміщення</i>	<i>Площа м²</i>	<i>Примітка</i>
1	Спортзал	872.4	
2	Вестибюль	422.8	
3	Приймальня	32.9	
4	Кабінет директора	48	
5	Бухгалтерія	63.5	
6	Кладова господарчого інвентаря	18.6	
7	Інвентарна	200.5	
8	Склад переносних труб	71.6	
9	Тренувальний зал	1001.4	
10	Санвузол	68.8	
11	Душова	52.8	
12	Роздягальня	128.7	
13	Кімната відпочинку персоналу	35.28	
14	Медпункт	35.28	
15	Бар	221.5	
16	Конференц-зал	256.6	
17	Кімната відпочинку спортсм.	72.9	

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 спорт корпусу 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 квартирки.

В проєтованій будівлі передбачені туалети і душові.

Сходова площадка проєктується з природнім освітленням через прорізи в зовнішній стіні.

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

Вентиляція, передбачена згідно з нормами притоковитяжна з механічною і природною спонукливістю. Свіже 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 запроєктоване згідно правил влаштування електроустановок і інструкцій по проектуванню електрообладнання громадських будівель масового будівництва.

1.4. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

1.4.1. Несучі і загороджувальні конструкції

Зовнішні стіни і перегородки виконані з звичайної глиняної цегли пластичного пресування (ДСТУ Б В.2.7-61:2008) 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 (ДСТУ Б В.2.7-61:2008) марки "75" на розчині марки "25", товщина перегородок 120 мм.

Зовнішні і внутрішні стіни, перегородки цокольного поверху виконують із глиняної цегли пластичного пресування (ДСТУ Б В.2.7-61:2008) марки "100" на розчині марки "50".

В якості прийнятих технічних рішень при розробці проекту на будівництво спортивного корпусу 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.

Перекрыття 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 за ДСТУ Б В.2.6-66:2008.

Шви між плитами перекрыття 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 $\gamma = 100$

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 ($\delta_2 = 0,02 \text{ м}$).

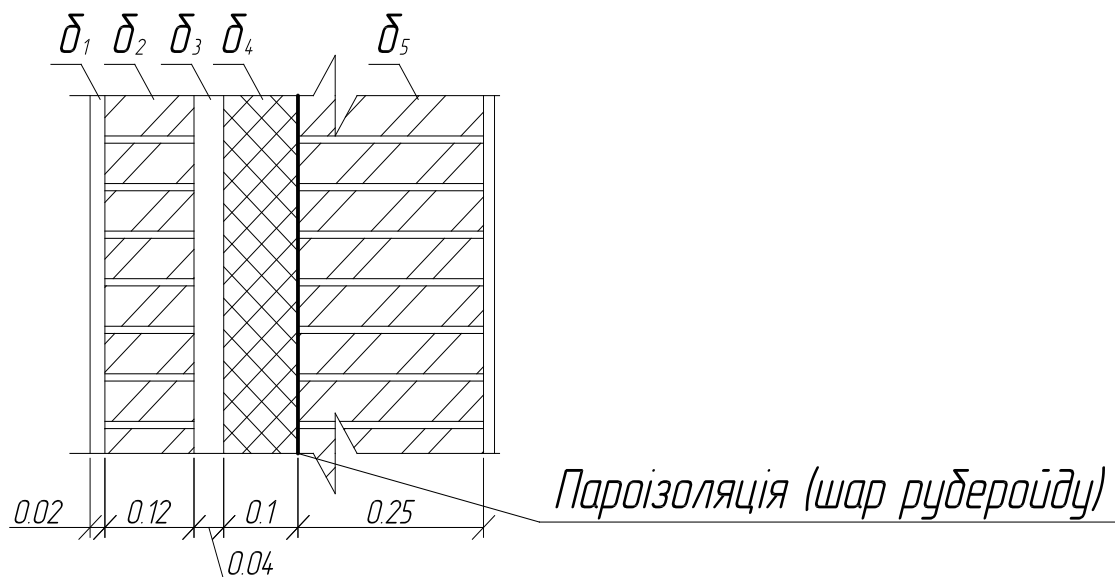


Рис. 1.2. Розрахункова схема стіни

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

Вибрані величини заносимо в таблицю 1.5.

Таблиця 1.5

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:

$$R_0 = 1/\alpha_B + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + \delta_4/\lambda_4 + 1/\alpha_n = 1/23 + 0.02/0.75 + 0.12/0.7 + 0.1/0.041 + 0.25/0.7 + 0.02/0.7 + 1/8.7 = 3.18 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}.$$

Нормативний опір теплопередачі визначається по додатку 1;2 [20]. Згідно карти температурних зон України (додаток 2) м. Борщів розташоване в 1-й зоні, для якої нормативне значення опору теплопередачі для стін з повнотілої цегли з утеплювачем $R^{\text{н}}_0 = 2.5 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$,

$$R_0 = 3.18 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт} > R^{\text{н}}_0 = 2.5 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$$

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

1.5. АРХІТЕКТУРНО-ХУДОЖНЄ РІШЕННЯ

Будівля, що проектується, двоповерхова. Легкість вигляду спортивної споруди підкреслюється великою площею вікон, а також підібраною 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 по ГОСТ 3262-75.

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 по ДСТУ Б В.2.5-25:2005.

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 ізолювані 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 ГОСТ 10704-91. ввід теплоносія 2 діаметри 76.

Згідно ДБН В.2.5-28-2006 в спортзалах передбачено:

1. Електроосвітлення робоче, аварійне, ремонтне. В якості освітлювальних щитів прийнятий щит типу ЕРЩ. В якості освітлювальних приладів прийняті лампи розжарювання 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 ИП-104-1 і димові оповісники типу ДИП-2.

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

Розділ 2

Розрахунково-конструктивний розділ

2.1. РОЗРАХУНОК ЗБІРНОЇ З/Б РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

2.1.1. Матеріали для виготовлення плити

Потрібно спроектувати і розрахувати ребристу плиту перекриття по ригелям із 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 дрової 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: (табл. 1.2-1.7 [18])

- нормативна призмова 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:

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

де $p = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 12 = 60$ мПа,

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

$G_{sp} - p = 588 - 60 = 538$ мПа $> 0.3R_{sn} = 0.3 \times 980 = 294$ мПа - 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 м² перекриття зводимо в табл. 2.1.

Збір навантаження на перекриття

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, H/m^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, H/m^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

Задаємо розміри 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.

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

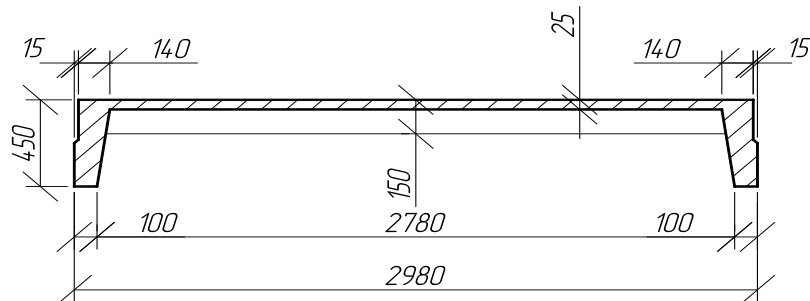


Рис. 2.1. Дійсний переріз ребристої плити

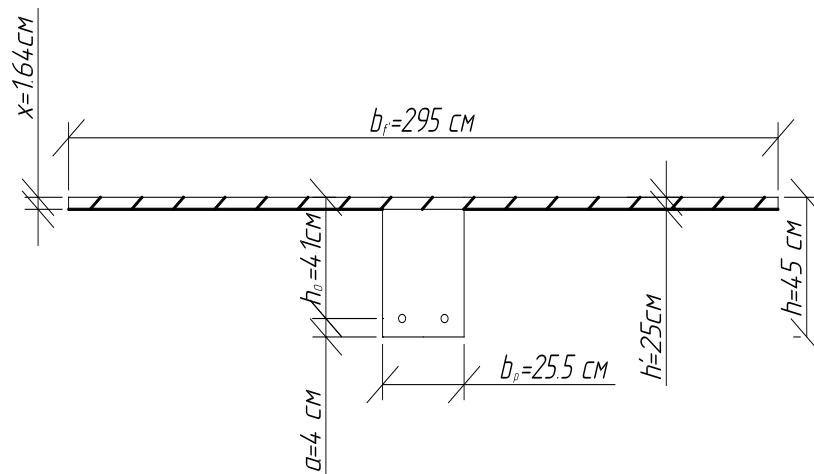


Рис. 2.2. Приведений переріз ребристої плити

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 $p_{ld}^n = 2600 \times 3 \times 1 = 7800$ H/m ;
- тимчасове розрахункове довготривале $p_{ld} = 3120 \times 3 \times 1 = 9360$ H/m ;
- тимчасове короткочасне характеристичне $p_{cd}^n = 1400 \times 3 \times 1 = 4200$ H/m ;
- тимчасове короткочасне розрахункове $p_{cd} = 1680 \times 3 \times 1 = 5040$ H/m ;
- повне: розрахункове $(q + p) = 11943 + 14400 = 26343$ H/m ;
- характеристичне $(q^n + p^n) = 10305 + 12000 = 22305$ H/m ;
- характеристичне постійне і довготривале $(q^n + p_{ld}^n) = 10305 + 7800 = 18105$ H/m .

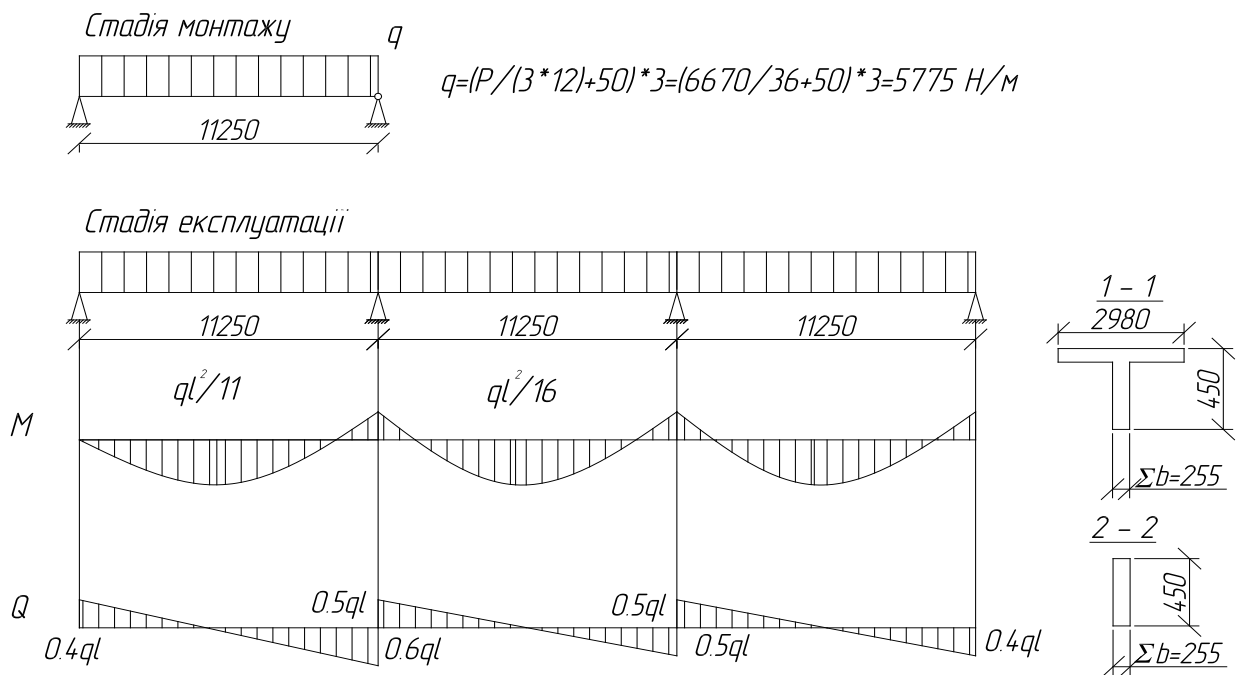


Рис. 2.3. Розрахункові схеми плити в стадії монтажу і експлуатації

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 полицкою 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 $\alpha_m = 0.039$,

$$\eta = 0.98, \zeta = 0.04,$$

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

Перевіряємо умову $\zeta < \zeta_R$ - гранична висота стиснутої зони:

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

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

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

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

$\xi = 0.04 < \xi_R = 0.502$ – умова виконується.

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

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1.1 - (1.1 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0.04}{0.502} - 1 \right) = 1.18 \text{ f } \eta = 1.1$$

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

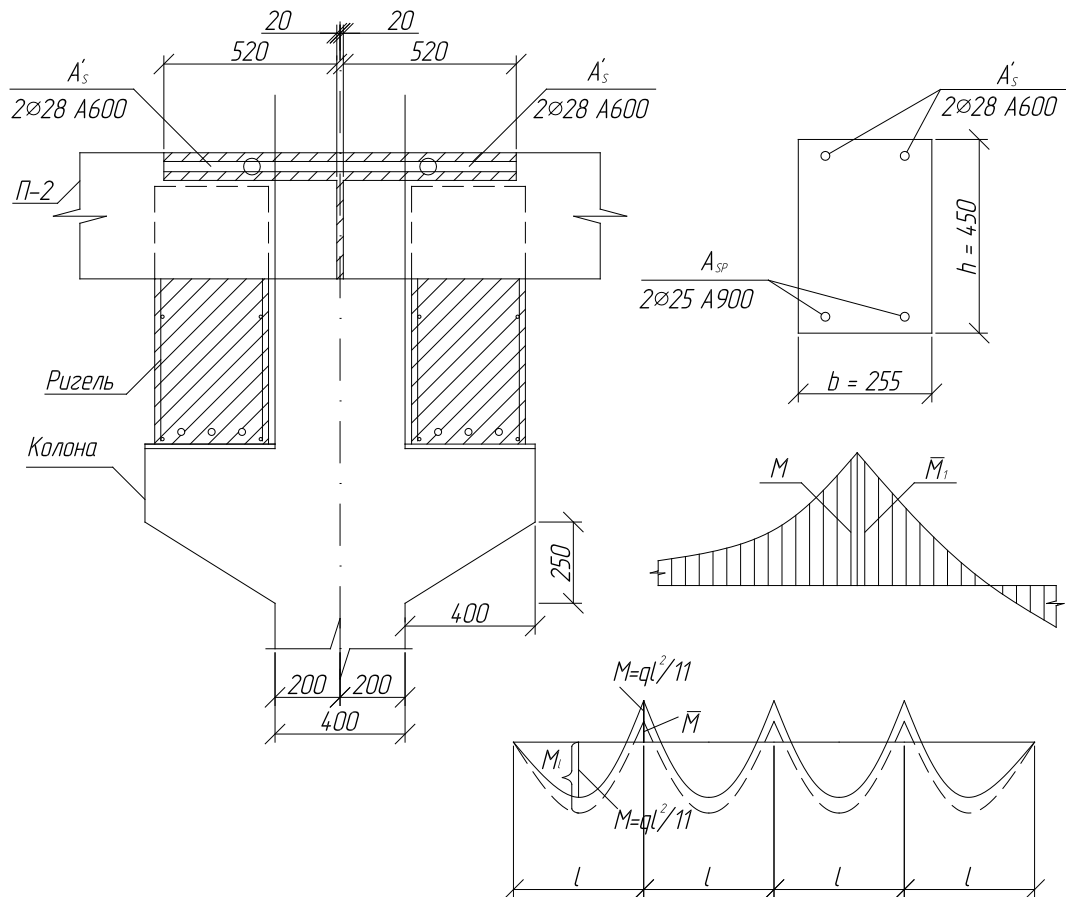


Рис.2.4. До розрахунку площі попередньо-напруженої арматури плити.

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 $\zeta < \zeta_R$, $\zeta < 0.61 > \zeta_R = 0.502$ 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 $\xi = 0.37$.
По табл. 2.12 [6] 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

$$\overline{M} = \overline{M}_1 + Q \frac{b_p}{2} = 192.6 + 177.82 \frac{0.35}{2} = 223.66 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

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 А500 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:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2} = \frac{320.94 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 295.41^2} = 0.0423$$

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

Площа перерізу розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{\overline{M}_1}{\gamma_{s5} R_s h_0 \eta} = \frac{320.94 \cdot 10^5}{1.1 \cdot 815 \cdot 100 \cdot 0.98 \cdot 41} = 8.92 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2 \emptyset 25 А500 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 \emptyset 5 Вр-І (рис. 2.5.).

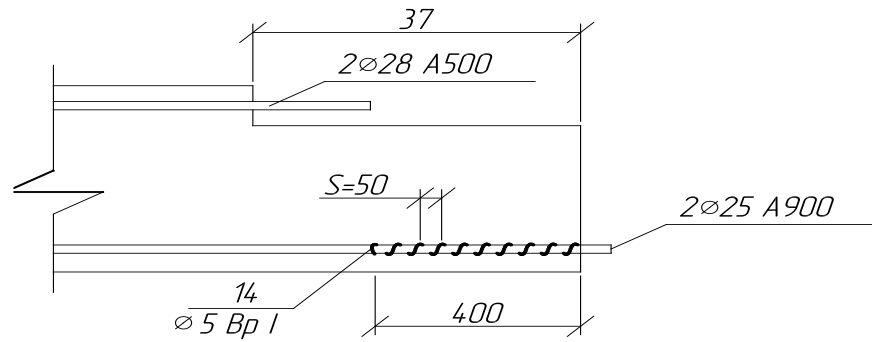


Рис. 2.5. Анкерування нижньої напруженої арматури

Визначаємо довжину зони передачі напружень l_p напружуваної арматури на бетон по формулі [18] ДБН В.2.6-98:2009:

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

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

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

$G_{sp} = R_s = 815 \text{ МПа}$,

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

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,

$R_s = 510 \text{ МПа}$ – для арматури класу А 500.

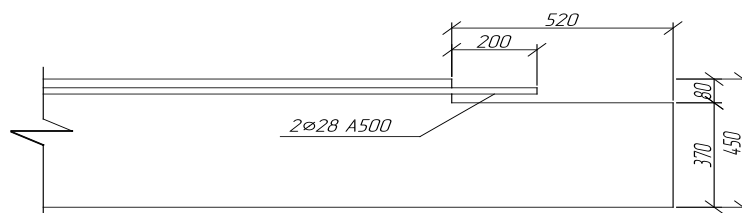


Рис.2.6. Анкерівка верхньої арматури

2.1.4. Розрахунок міцності плити по перерізу похилому до повздовжньої осі

Вплив повздовжнього зусилля обтиснення:

$$\gamma_n = \frac{0.1N}{\gamma_{b2} R_{bt} b h} = \frac{0.1 \cdot 424.98 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 1.2 \cdot 100 \cdot 25.5 \cdot 41} \cdot 0.376 \text{ р } 0.5,$$

де $N = P_2 = 424.98 \text{ кН}$.

Перевіряємо чи потрібна поперечна арматура по розрахунку виходячи з умови

$$Q_{max} < 2.5 R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2:$$

$$Q_{max} = 177.82 < 2.5 R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2.5 \times 0.9 \times 1.2 \times 100 \times 25.5 \times 41^2 = 115.74 \text{ кН}.$$

Умова не виконується. Отже поперечна арматура потрібна по розрахунку.

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

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

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

$$\text{Друга умова: } Q = Q_{max} - q_1 c = 177.49 \times 10^3 - 190. \times 102.5 = 157.92 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} \varphi_{b4} (1 + \varphi_h) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 / c &= 1.5 \cdot (1 + 0.376) \cdot 1.2 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 25.5 \cdot 41.1^2 / 102.5 = \\ &= 93.22 \text{ Н f } Q_{max} = 157.92 \text{ Н} \end{aligned}$$

Умова не виконується, отже поперечна арматура потрібна по розрахунку.

На припорній ділянці довжиною $l/4 - 1125/4 = 285 \text{ см}$ встановлюють в кожному

ребрі плити поперечні стержні $\emptyset 6$ 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:

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

$$R_{sw} = 285 \text{ МПа};$$

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

Вплив звисів стиснутих полицок (при двох ребрах):

Умова $q_{sw} = 1452.7 \text{ Н/см} > Q_{b,min} / 2h_0 = 94.85 \times 10^3 / (2 \times 41) = 1156.7 \text{ Н/см}$ - 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 $q_1 = -190.9 \text{ Н/см} < 0.56 q_{sw} = 0.56 \times 1452.7 = 813.5 \text{ Н/см}$, обчислюємо значення c по формулі:

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

$$c = 136 \text{ см}.$$

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

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

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:

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

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

Власна вага плити:

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

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

Сумарне рівномірно розподілене навантаження на плиту:

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

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

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 $R_s = 360 \text{ МПа}$ - для арматури $\emptyset 5 \text{ ВрІ}$;

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

0.892

Приймаємо плоску зварну сітку з арматури $\varnothing 5$ 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 защемленими 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.

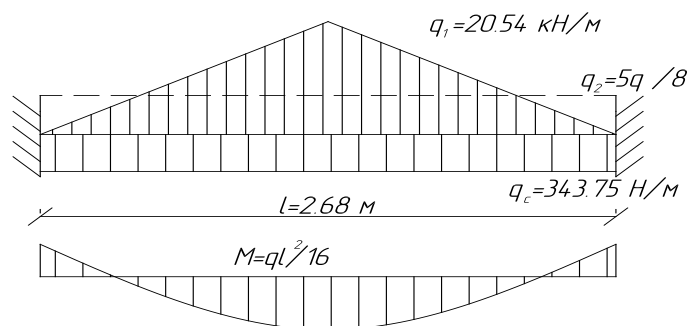


Рис. 2.7. Розрахункова схема поперечного ребра і епюра згинних моментів.

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 ($M_c = M_0 = M$):

$$M = \frac{q l_1^2}{16} = \frac{13207.33 \cdot 2.68^2}{16} = 5916.43 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

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

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

$$b_f = 83 \text{ см} .$$

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

Визначаємо положення нейтральної осі:

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

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

Нейтральна вісь проходить в полчці.

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 $R_s = 365 \text{ МПа}$ - для арматури $\emptyset 10 \dots 20 \text{ А400}$.

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

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

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

Середнє ребро плити армуємо аналогічно.

2.1.7. Розрахунок ребристої плити по граничним станам другої групи

2.1.7.1. Визначення геометричних характеристик приведенного поперечного ребра

Відношення модулів пружності

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{29 \cdot 10^3} = 6.55$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = A + \alpha A_s;$$

$$A_{red} = b'_f h'_f + b(h - h'_f) + \alpha A_s = 295 \times 2.5 + 25.5(45 - 2.5) + 6.55 \times 9.82 = 1885.57 \text{ см}^2$$

Статичний момент площі приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = \sum A_i y_i = b'_f h'_f y_1 + b(h - h'_f) y_2 + \alpha A_s a = 295 \times 2.5 \times 43.75 + 25.5(45 - 2.5) \times 21.25 + 6.55 \times 9.82 \times 4 = 55552.6 \text{ см}^3$$

$$\text{де } y_1 = h - \frac{h'_f}{2} = 45 - \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ см};$$

$$y_2 = \frac{h - h'_f}{2} = \frac{45 - 2.5}{2} = 21.25 \text{ см}.$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги приведенного перерізу:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{55552.6}{1885.57} = 29.47 \text{ см}$$

Момент інерції:

$$I_{red} = \sum [I_i + A_i (y_0 - y_i)^2] = \frac{295 \cdot 2.5^3}{12} + 295 \cdot 2.5(29.46 - 43.75)^2 + \frac{25.5 \cdot 42.5^2}{12} + 25.5 \cdot 42.5 \cdot (29.46 - 21.25)^2 + 6.55 \cdot 9.82(29.46 - 4)^2 = 269565.7 \text{ см}^4$$

Момент опору приведенного перерізу по нижній зоні:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{269565.7}{29.46} = 9150.23 \text{ см}^3$$

Момент опору приведенного перерізу по верхній зоні:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{(h - y_0)} = \frac{269565.7}{45 - 29.46} = 17346.6 \text{ см}^3$$

Відстань від центральної точки:

найбільш віддаленої від розтягнутої зони (*верхньої*) до центра ваги приведенного перерізу

$$r = \frac{\varphi W_{red}}{A_{red}} = \frac{0.85 \cdot 9150.23}{1885.57} = 4.12 \text{ см}$$

найменш віддаленої від розтягнутої зони (*нижньої*) до центра ваги приведенного перерізу:

$$r_{inf} = \frac{\varphi W'_{red}}{A_{red}} = \frac{0.85 \cdot 17346.6}{1885.57} = 7.82 \text{ см}$$

$$\text{тут } \varphi = 1.6 - \frac{\sigma_{bp}}{R_{b,ser}} = 1.6 - 0.75 = 0.85$$

Відношення напружень в бетоні від характеристичних навантажень і зусиль обтиску до розрахункового опору для граничних станів другої групи попередньо приймаємо 0.75.

Пружно пластичний момент опору по розтягнутій зоні:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1.75 \times 9150.23 = 16012.9 \text{ см}^3,$$

де $\gamma = 1.75$ - для таврового перерізу з полицкою в стиснутій зоні.

Пружно пластичний момент опору по розтягнутій зоні в стадії виготовлення і обтиснення елемента:

$$W_{pl} = \gamma W'_{red} = 1.75 \times 17346.6 = 26019.9 \text{ см}^3,$$

де $\gamma = 1.5$ - для таврового перерізу з полицкою в розтягнутій зоні при $b_f/b > 2$ і $h_f/h < 0.2$.

2.1.7.2. Визначення втрат попереднього натягу арматури

Коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_p = 1$.

Втрати від релаксації напружень в арматурі при електротермічному способі натягу:

$$\sigma_1 = 0.03 \sigma_{sp} = 0.03 \times 588 = 17.64 \text{ МПа.}$$

Втрати від температурного перепаду між напруженою арматурою і упорами $\sigma_2 = 0$ так як при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з виробом. Зусилля обтискування:

$$P_1 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 9.82 (588 - 17.64) \times 100 = 560093.5 \text{ Н.}$$

Ексцентриситет цього зусилля відносно центра ваги приведенного перерізу:

$$e_{op} = y - a = 29.46 - 4 = 25.46 \text{ см.}$$

Напруження в бетоні при обтискуванні:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_0}{I_{red}} = \left(\frac{560093.5}{1885.57} + \frac{560093.5 \cdot 25.46 \cdot 29.46}{269565.7} \right) \cdot \frac{1}{100} = 18.55 \text{ МПа.}$$

Визначаємо передаточну міцність бетону з умови $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0.75$:

$$R_{bp} = \frac{\sigma_{bp}}{0.75} = \frac{18.55}{0.75} = 24.7 \text{ МПа} \text{ f } 0.5\text{В}30 = 15 \text{ МПа};$$

приймаємо $R_{bp} = 25 \text{ МПа}$.

Тоді

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{18.55}{25} = 0.74 < 0.75$$

Стискуєче напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від зусилля обтиснення P_1 з врахуванням згинального моменту від ваги плити:

$$M = \frac{2500 \cdot 2.55 \cdot 11.25^2}{8} = 100.85 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Тоді

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 e_{op} - M) e_{op}}{I_{red}} = \left(\frac{560093.5}{1885.57} + \frac{(560093.5 \cdot 25.46 - 100850) \cdot 25.46}{269565.7} \right) \frac{1}{100} = 16.38 \text{ МПа}$$

Втрати від швидкоплинної повзучості при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{16.38}{25} = 0.655$ і при $\alpha < 0.8$

складають

$$\sigma_b = 0.85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0.85 \cdot 40 \cdot 0.655 = 22.27 \text{ МПа.}$$

Перші втрати $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_b = 17.64 + 22.27 = 39.91 \text{ МПа}$.

З врахуванням втрати σ_{los1} напруження:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 e_{op} - M) e_{op}}{I_{red}} = \left(\frac{538224.4}{1885.57} + \frac{(538224.4 \cdot 25.46 - 100850) \cdot 25.46}{269565.7} \right) \frac{1}{100} = 15.73 \text{ мПа}$$

де $P_1 = A_s (\sigma_{sp} + \sigma_{los1}) = 9.82 (588 - 39.91) \times 100 = 538224.4 \text{ Н}$.

Втрати від усадки бетону $\sigma_8 = 35 \text{ мПа}$.

Втрати від повзучості бетону при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{15.73}{25} = 0.63$ складають :

$$\sigma_9 = 150 \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0.85 \cdot 0.63 = 80.3 \text{ мПа}$$

де $\alpha = 0.85$ – при тепловій обробці при атмосферному тиску.

Другі втрати $\sigma_{los1} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 80.3 = 115.3 \text{ мПа}$.

Повні втрати $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 39.91 + 115.3 = 155.21 \text{ мПа} > 100 \text{ мПа}$.

Зусилля обтискування з врахуванням повних втрат:

$$P_2 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 9.82 (588 - 155.23) \times 100 = 424980.14 \text{ Н}$$

2.1.7.3. Розрахунок плити по утворенню тріщин, нормальних до повздовжньої осі

Розрахунок проводимо для визначення необхідності проведення перевірки по розкриттю тріщин.

$$M < M_{crc}$$

Обчислюємо момент утворення тріщин по наближеному методу ядрових моментів:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 1.8(100) \times 16012.9 + 11565235 = 14447557 \text{ Н}\cdot\text{см} = 144.5 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

де ядровий момент зусилля обтиснення при $\gamma_{sp} = 0.92$

$$M_{rp} = \gamma_{sp} P_{02} (e_{op} + r) = 0.92 \times 424.98 \times 10^3 (25.46 + 4.12) = 11565235 \text{ Н}\cdot\text{см} = 115.6 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Оскільки $M = 256.63 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{crc} = 278.5 \text{ кН}\cdot\text{м}$ то розрахунок по утворенню тріщин не проводимо.

2.1.7.4. 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 поздовжня 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:

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

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:

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

де $\psi_b = 0.9$ і $\nu = 0.15$ – 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 ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО РИГЕЛЯ ПЕРЕКРИТТЯ

2.2.1. Вихідні дані для розрахунку ригеля

Потрібно спроектувати і розрахувати ригель перекриття спортивного корпусу 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: (табл. 1.2 – 1.7 [18]):

Характеристики міцності бетону і арматури.

Бетон В 30: (табл. 1.2 – 1.7 [18])

- нормативна призмова 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 $R_s = 815 \text{ МПа}$.

Арматура класу А 400:

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

Попереднє напруження арматури приймаємо рівним:

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

Перевіряємо виконання умови:

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

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

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

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

виконується.

Визначаємо максимальне відхилення попереднього напруження у формулі:

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

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 обтиснеш:

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

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:

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

- 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:

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

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

- характеристичне постійне і довготривале:

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

- розрахункове:

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

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 полочкою в стиснутій зоні (рис. 2.8).

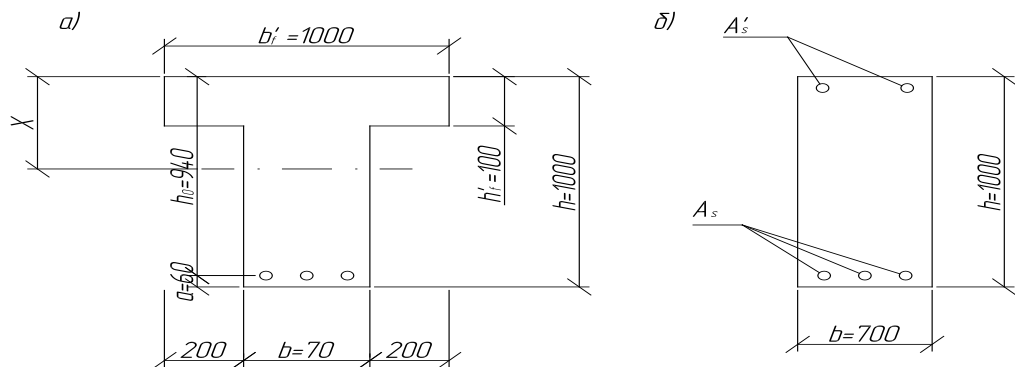


Рис. 2.8 Приведений розрахунковий переріз ригеля: а) в прольоті, б) на опорі

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;
- монолітуємо 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	$q l^2$, 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 $O_A = 0.4ql = 0.4 \times 128.28 \times 12 = 615.74 \text{ кН}$.

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

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

2.2.3. Розрахунок міцності ригеля по перерізу, нормальному до повздожньої осі

Підбираємо арматуру в першому прольоті.

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

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

де $M = 1680.9 \text{ кН}\cdot\text{м}$. $h_0 = h - a = 100 - 6 = 94 \text{ см}$, $\alpha_m = 0.113 \Rightarrow \eta = 0.94$. $\xi = 0.12$. Гранична висота стиснутої зони:

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

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

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

$\Delta\sigma_{sp} = 0$ – 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.

Приймаємо $\gamma_{s6} = 1.05$ (з врахуванням вимог ДБН В.2.6-98:2009).

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 $M = 1680.9$ кН·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 Ø 18 А 900 з $A_s = 15.27$ см².

Перша опора.

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

$$a = 100 - 4 = 96 \text{ см}$$

Згинаючий момент по грані опори:

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

де $b_k = 40$ см – ширина колони;

$Q_B^a = 923.62$ 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.

Згинний 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 $A_s = 19.63 \text{ см}^2$.

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

Перері з	Арматура, позиція	A_{st} , см^2	h_{0i} см	ξ_i	η_i	M_i , $\text{кН}\cdot\text{м}$	$M_{\text{розрах.}}$ $\text{кН}\cdot\text{м}$
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:

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

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

Визначаємо довжину анкерівки арматури поз 2 перерізу 3-3.

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

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

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

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

Вплив повздовжнього зусилля обтиснення:

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

де $N = P_2 = 1084 \text{ кН}$.

Перевіряємо чи потрібна поперечна арматура по розрахунку виходячи з умови

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

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

Умова не виконується. Отже поперечна арматура потрібна по розрахунку.

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

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

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

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

$$b_4 (1 + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h^2_0 / c = 1.5 (1 + 0.154) \times 12 \times 100 \times 0.9 \times 70 \times 94^2 / 235 = \\ = 492.05 \text{ кН} > Q = 689.84 \text{ кН}.$$

Умова не виконується, отже поперечна арматура потрібна по розрахунку.

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

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

приймаємо

$N = 50$ см.

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

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

$$R_{sw} = 285 \text{ МПа};$$

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

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

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

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

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

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

Для розрахунку міцності визначаємо:

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

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 $c = 314$ см.

Тоді

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

Поперечна сила в вершині похилого перерізу

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

Довжина проекції розрахункового похилого перерізу

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

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:

$$\mu_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{bS} \right) = \left(\frac{2.01}{70 \cdot 20} \right) = 0.00143;$$

$$\alpha = \left(\frac{E_s}{E_b} \right) = \left(\frac{20 \cdot 10^4}{29 \cdot 10^3} \right) = 6.9;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 6.9 \cdot 0.00143 = 1.05;$$

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

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 міцності ригеля Р-2 середнього прольоту по перерізу, похилому до повздовжньої осі

Вплив повздовжнього зусилля обтиснення:

$$\gamma_n = \frac{0.1N}{\gamma_{b2}R_{bt}bh} = \frac{0.7 \cdot 745.2 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 1.2 \cdot 100 \cdot 70 \cdot 94} = 0.105 < 0.5;$$

де $N = P_2 = 745.2 \text{ кН}$.

Перевіряємо чи потрібна поперечна арматура по розрахунку виходячи з
умови $Q_{\max} < 2.5R_{bt}\gamma_{b2}bh^2_0$

$$Q_{\max} = Q = 769.7 \text{ кН} < 2.5 \times 0.9 \times 1.2 \times 100 \times 70 \times 94^2 = 1670 \text{ кН}.$$

Умова не виконується. Отже поперечна арматура потрібна по розрахунку.

При $q_1 = 994.8 \text{ Н/см}$:

$$0.16\varphi_{b4}(1 + \varphi_m) R_{bt}\gamma_{b2}b = 0.16 \times 1.5 \times (1 + 0.105) \times 1.2 \times 100 \times 0.9 \times 70 = \\ = 535.92 \text{ Н/см} > 994.8 \text{ Н/см}.$$

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

Друга умова: $Q = Q_{max} - q_1 c = 769.7 \times 10^3 - 99.48 \times 2.35 = 535.92 \text{ кН}$;
 $\varphi_{b4}(1 + \varphi_h) R_{bf} \gamma_{b2} b h^2_0 / c = 1.5(1 + 0.105) \times 1.2 \times 100 \times 0.09 \times 70 \times 94^2 / 235 =$
 $= 471.15 \text{ кН} < Q = 535.92 \text{ кН}$.

Приймаємо поперечну арматуру $\varnothing 8$ А400 з кроком $s = 20 \text{ см}$ в приопорній зоні і $S = 50 \text{ см}$ в середній частині.

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

$$R_{sw} = 285 \text{ МПа};$$

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

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

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

$$1 + \varphi_h + \varphi_f = 1 + 0.064 + 0.105 = 1.169 < 1.5;$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bf} \gamma_{b2} b h^2_0 = 0.6 \times 0.9 \times 1.2 \times 100 \times 70 \times 94 \times 1.169 = 498.44 \text{ кН}.$$

$$\text{Умова} = 2864.2 \text{ Н/см} > Q_{b,min} \quad 2h_0 = 498.44 \times 10^3 / (2 \times 94) =$$

 $= 2651.3 \text{ Н/см} - \text{виконується}.$

Для розрахунку міцності визначаємо:

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bf} \gamma_{b2} b h^2_0 = 2 \times 1.169 \times 1.2 \times 100 \times 0.9 \times 70 \times 94^2 =$$

 $= 15617.88 \times 10^4 \text{ Н/см}.$

Оскільки $q_1 = 994.8 \text{ Н/см} < 0.56 q_{sw} = 0.56 \times 2864.4 = 1604.1 \text{ Н/см}$, обчислюємо значення c по формулі:

$$c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{15617.88 \cdot 10^4 / 994.8} = 396.2 \text{ см} > 3.33 h_0 = 3.33 \cdot 94 = 314 \text{ см},$$

приймаємо $c = 314 \text{ см}$.

Тоді

$$Q = M_b / c = 15617.88 \times 10^4 / 314 = 497.4 \text{ кН} < Q_{b,min} = 498.44 \text{ кН}.$$

Поперечна сила в вершині похилого перерізу

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 769.7 \times 10^3 - 994.8 \times 314 = 457332.8 \text{ Н}.$$

Довжина проекції розрахункового похилого перерізу

$$c = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{162992.2 \cdot 10^4 / 2864.2} = 238.5 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 94 = 188 \text{ см},$$

приймаємо $c_0 = 188 \text{ см}$.

При цьому

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

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:

$$\mu_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{bS} \right) = \left(\frac{2.01}{70 \cdot 20} \right) = 0.00143;$$

$$\alpha = \left(\frac{E_s}{E_b} \right) = \left(\frac{20 \cdot 10^4}{29 \cdot 10^3} \right) = 6.9;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 6.9 \cdot 0.00143 = 1.05;$$

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

Умова міцності

$$0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}bh_0 = 0.3 \cdot 1.05 \cdot 0.85 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 70 \cdot 94 = 2695.5 \text{ кН} > Q_{\max} = 769.7 \text{ кН}.$$

Умова виконується.

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

2.2.6.1. Визначення геометричних характеристик приведенного поперечного перерізу

Відношення модулів пружності:

$$\alpha = \frac{E_G}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{29 \cdot 10^3} = 6.55$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = bh'_f + b(h - h'_f) + \alpha A_s = 110 \times 10 + 70 \times (100 - 10) + 6.55 \times 22.81 = 7549.4 \text{ см}^2.$$

Статичний момент площі приведенного перерізу відносно нижньої грані.

$$S_{red} = \sum A_i y_i = h'_f b'_f y_1 + b(h - h'_f) y_1 + \alpha A_s a = 110 \times 10 \times 95 + 70 \times (100 - 10) \times 45 + 6.55 \times 22.81 \times 6 = 388896.4 \text{ см}^3,$$

$$\text{де } y_1 = h - \frac{h'_f}{2} = 100 - \frac{10}{2} = 95 \text{ см};$$

$$y_2 = \frac{h - h'_f}{2} = \frac{100 - 10}{2} = 45 \text{ см}.$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги приведенного перерізу.

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{388896.4}{7549.4} = 51.5 \text{ см.}$$

Момент інерції:

$$I_{red} = \Sigma [I_i + A_i (y_0 - y_i)^2] = \frac{110 \cdot 10^3}{12} + 110 \cdot 10 (51.5 - 95)^2 + \frac{70 \cdot 85^2}{12} + 70 \cdot 85 (51.5 - 45)^2 + 6.55 \cdot 22.81 (51.5 - 6)^2 = 6233731.7 \text{ см}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу по нижній зоні:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{6233731.7}{51.5} = 121043.3 \text{ см}^4$$

Момент опору приведенного перерізу по верхній зоні:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{(h - y_0)} = \frac{6233731.7}{100 - 51.5} = 128530.6 \text{ см}^4$$

Відстань від центральної точки:

найбільш віддаленої від розтягнутої зони (верхньої) до центра ваги приведенного перерізу

$$r = \frac{\varphi W_{red}}{A_{red}} = \frac{0.85 \cdot 121043.3}{7549.4} = 13.6 \text{ см,}$$

найменш віддаленої від розтягнутої зони (нижньої) до центра ваги приведенної перерізу:

$$r_{inf} = \frac{\varphi W'_{red}}{A_{red}} = \frac{0.85 \cdot 128530.6}{7549.4} = 14.5 \text{ см,}$$

$$\text{тут } \varphi = 1.6 - \frac{\sigma_{bp}}{R_{b,ser}} = 1.6 - 0.75 = 0.85$$

Пружно-пластичний момент опору по розтягнутій зоні:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1.75 \times 121043.3 = 211825.8 \text{ см}^3,$$

де $\gamma = 1.75$ перерізу з полчкою в стиснутій зоні.

2.2.6.2. Визначення втрат попереднього натягу арматури

Коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_p = 1$.

Втрати від релаксації напружень в арматурі при електротермічному способі

натягу:

$$\sigma_1 = 0.03\sigma_{sp} = 0.03 \times 588 = 17.64 \text{ мПа.}$$

Зусилля обтискування:

$$P_1 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 22.81(588 - 17.64) \times 100 = 1300991.1 \text{ Н.}$$

Ексцентриситет цього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$e_{0p} = y - a = 51.5 - 6 = 45.5 \text{ см.}$$

Напруження в бетоні при обтискуванні:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p} y_0}{I_{red}} = \left(\frac{1300991.1}{7549.4} + \frac{1300991.1 + 45.5 + 51.5}{6233731.7} \right) \frac{1}{100} = 6.6 \text{ мПа.}$$

Визначаємо передаточну міцність бетону з умови $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0.75$:

$$R_{bp} = \frac{\sigma_{bp}}{0.75} = \frac{6.6}{0.75} = 8.8 \text{ мПа} > 0.5B30 = 15 \text{ мПа};$$

приймаємо $R_{bp} = 15 \text{ мПа}$.

Тоді

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8.8}{16} = 0.55 \leq 0.75.$$

Момент від ваги плити:

$$M = \frac{20.99 \cdot 0.7 \cdot 12^2}{8} = 264.47 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Тоді

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 e_{0p} - M) e_{0p}}{I_{red}} = \left(\frac{1300991.1}{7549.4} + \frac{(1300991.1 \cdot 45.5 - 264.47 \cdot 10^3) \cdot 45.5}{6233731.7} \right) \frac{1}{100} = 6.02 \text{ мПа}$$

Втрати від швидкоплинної повзучості при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{6.02}{16} = 0.38$ і при

$$\alpha = 0.25 + 0.0025R_{bp} = 0.25 + 0.0025 \times 16 = 0.29 < 0.8 \text{ складають}$$

$$\sigma_b = 0.85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0.85 \cdot 40 \cdot 0.38 = 12.92 \text{ мПа.}$$

$$\text{Перші втрати } \sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_b = 17.64 + 12.92 = 30.56 \text{ мПа.}$$

З врахуванням втрати σ_{los1} напруження:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 e_{0p} - M) e_{0p}}{I_{red}} = \left(\frac{1271520.6}{7549.4} + \frac{(1271520.6 \cdot 45.5 - 264.47 \cdot 10^3) \cdot 45.5}{6233731.7} \right) \frac{1}{100} = 5.88 \text{ мПа}$$

$$\text{де } P_1 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 22.81 \times (588 - 30.56) \times 100 = 1271520.6 \text{ Н} = 1271.5 \text{ кН}.$$

Втрати від усадки бетону $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$.

Втрати від повзучості бетону при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{5.88}{16} = 0.37$ складають :

$$\sigma_9 = 150\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0.85 \cdot 0.37 = 47.2 \text{ МПа}$$

де $\alpha = 0.85$ – при тепловій обробці при атмосферному тиску.

$$\text{Другі втрати } \sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 47.2 = 82.2 \text{ МПа}.$$

$$\text{Повні втрати } \sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 30.56 + 82.2 = 112.76 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.$$

Зусилля обтискування з врахуванням повних втрат:

$$P_2 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 22.81(588 - 112.76) \times 100 = 1084022 \text{ Н} = 1084 \text{ кН}.$$

2.2.6.3. 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 центральних моментів:

$$M_{crc} = R_{bser} W_{pl} + M_{rp} = 1.8 \times 100 \times 211825.8 + 1241.9 = 162314292 \text{ Н}\cdot\text{см} =$$

$$= 1623.1 \text{ кН}\cdot\text{м}, \text{ де центральний момент зусилля обтиснення при } \gamma_{sp} = 0.92$$

$$M_{rp} = \gamma_{sp} P_{02}(e_{op} + r) = 0.92 \times 1084 \times 10^3(45.5 + 13.6) = 124185648 \text{ Н}\cdot\text{см} =$$

$$= 1241.9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

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:

$$P_1(e_{op} - r_{inf}) - M = < R_{bt} W_{pl};$$

$$\gamma_{sp} P_1(e_{op} - r_{inf}) - M = 1.07 \times 1300991.1(45.5 - 14.5) - 264470 = 42889404 \text{ Н}\cdot\text{см};$$

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

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

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

Умова виконується, початкові тріщини не утворюються.

2.2.6.4. 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.

Згинний момент рівний згинному 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:

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

Визначаємо прогин по формулі:

$$f = \frac{5}{48} I_0^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} 1180^2 \cdot 0.62 \cdot 10^{-5} = 0.9 \text{ см} < 4.72 \text{ см}.$$

2.2.7. Розрахунок ригеля Р-2 середнього прольоту по граничним станам другої групи

2.2.7.1. Визначення геометричних характеристик приведенного поперечного перерізу

Відношення модулів пружності:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{29 \cdot 10^3} = 6.55$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = b_f h'_f + b(h - h'_f) + \alpha A_s = 110 \times 10 + 70(100 - 10) + 6.55 \times 15.27 = 7500 \text{ см}^2$$

$$\text{де } A_s = 15.27 \text{ см}^2$$

Статичний момент площі приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = \sum A_i y_i = b'_f h'_f y_1 + b(h - h'_f) y_2 + \alpha A_s a = 110 \times 10 \times 95 + 70(100 - 10) \times 45 + 6.55 \times 22.81 \times 6 = 388896.4 \text{ см}^3,$$

де

$$y_1 = h - \frac{h'_f}{2} = 100 - \frac{10}{2} = 95 \text{ см};$$

$$y_2 = \frac{h - h'_f}{2} = \frac{100 - 10}{2} = 45 \text{ см}.$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги приведенного перерізу:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{388896.4}{7549.4} = 51.5 \text{ см}.$$

Момент інерції:

$$I_{red} = \sum [I_i + A_i (y_2 - y_1)^2] = \frac{110 \cdot 10^3}{12} + 110 \cdot 10 (51.5 - 95)^2 + \frac{70 \cdot 90^3}{12} + 70 \cdot 90 \cdot (51.5 - 45)^2 + 6.55 \cdot 22.81 (51.5 - 6)^2 = 6815645.4 \text{ см}^4$$

Момент опору приведенного перерізу по нижній зоні:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{6815645.4}{51.5} = 131576.16 \text{ см}^3$$

Момент опору приведенного перерізу по верхній зоні:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{(h - y_0)} = \frac{6815645.4}{100 - 51.5} = 141403.4 \text{ см}^3$$

Відстань від ядрової точки:

найбільш віддаленої від розтягнутої зони (верхньої) до центра ваги приведенного перерізу

$$r = \frac{\varphi W_{red}}{A_{red}} = \frac{0.85 \cdot 131576.16}{7500} = 14.91 \text{ см.}$$

найменш віддаленої від розтягнутої зони (нижньої) до центра ваги приведенного перерізу:

$$r_{inf} = \frac{\varphi W'_{red}}{A_{red}} = \frac{0.85 \cdot 141403.4}{7500} = 16.03 \text{ см.}$$

Пружно-пластичний момент опору по розтягнутій зоні в стадії виготовлення і обтиснення елемента:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1.75 \times 121043.3 = 230258.28 \text{ см}^3,$$

Пружно-пластичний момент опору по розтягнутій зоні:

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1.75 \times 141403.4 = 247455.9 \text{ см}^3.$$

2.2.7.2. Визначення втрат попереднього натягу арматури

Визначаємо втрати попереднього натягу арматури:

$$\sigma_1 = 0.03 \sigma_{sp} = 0.03 \times 588 = 17.64 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтиснення:

$$P_1 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 15.27 (588 - 17.64) \times 100 = 870939.7 \text{ Н.}$$

Ексцентриситет цього зусилля відносно центра ваги приведенного перерізу.

$$e_{0p} = y - a = 51.5 - 6 = 45.5 \text{ см.}$$

Напруження в бетоні при обтисненні:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p} y_0}{I_{red}} = \left(\frac{870939.7}{7500} + \frac{870939.7 \cdot 45.5 \cdot 51.5}{6815645.4} \right) \frac{1}{100} = 4.2 \text{ МПа.}$$

Визначаємо передаточну міцність бетону з умови $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0.75$:

$$R_{bp} = \frac{\sigma_{bp}}{0.75} = \frac{4.2}{0.75} = 5.6 \text{ мПа} > 0.5B30 = 15 \text{ мПа}.$$

приймаємо $R_{bp} = 16 \text{ мПа}$.

Тоді

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{4.2}{16} = 0.263 < 0.75$$

$$\sigma_{bp} = \left[\frac{P_1 e_{0p} \gamma_0}{I_{red}} \right] = \left[\frac{(870939.7 \cdot 45.5 - 264.47 \cdot 10^3) \cdot 45.5}{6815645.1} \right] \frac{1}{100} = 3.77 \text{ мПа}.$$

Втрати від усадки бетону $\sigma_8 = 35 \text{ мПа}$.

Втрати від ПОВЗУЧОСТІ бетону при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{3.77}{16} = 0.236$ складають :

$$\sigma_9 = 150\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0.85 \cdot 0.236 = 30.09 \text{ мПа}.$$

де $\alpha = 0.85$ - при тепловій обробці при атмосферному тиску.

Другі втрати $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 30.09 = 65.09 \text{ мПа}$.

Повні втрати $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 30.56 + 65.09 = 90.9 \text{ мПа} < 100 \text{ мПа}$.

Приймаємо $\sigma_{los} = 100 \text{ мПа}$.

Зусилля обтискування з врахуванням повних втрат:

$$P_2 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 15.27(588 - 100) \times 100 = 745176 \text{ Н} = 745.2 \text{ кН}.$$

2.2.7.3. 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:

$$M_{crc} = R_{bser} W_{pl} + M_{rp} = 1.8 \times 100 \times 230258.28 + 62074215 = 103520705.4 \text{ Н}\cdot\text{см} = 1035.2 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

де ядровий момент зусилля обтиснення при $\gamma_{sp} = 0.92$

$$M_{rp} = \gamma_{sp} P_{02}(e_{op} + r) = 0.92 \times 745.2 \times 10^3 (45.5 + 14.91) = 62074215 \text{ Н}\cdot\text{см} = 620.74 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Оскільки $M = 983.64 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{crc} = 1035.2 \text{ кН}\cdot\text{м}$, 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 $\gamma_{sp} = 1.07$.

Розрахункова умова:

$$P_1(e_{op} - r_{inf}) - M = < R_{btp} W_{pl};$$

$$\gamma_{sp} P_1(e_{op} - r_{inf}) - M = 1.07 \times 870939.7(45.5 - 16.03) - 264470 = \text{Н}\cdot\text{см};$$

$$R_{btp} W_{pl} = 1.8 \times 247455.9 \times 100 = 44542064 \text{ Н}\cdot\text{см};$$

$$P_1(e_{op} - r_{inf}) - M = 256634.4 \text{ Н}\cdot\text{см} < R_{btp} W_{pl} = 44542064 \text{ Н}\cdot\text{см}$$

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

Умова виконується, початкові тріщини не утворюються.

2.2.7.4. 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 $M = 833.69 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Сумарна поздовжня сила рівна зусиллю попереднього обтиснення з врахуванням всіх втрат і при $\gamma = 1$: $N_{tot} = P_2 = 745.2 \text{ кН}$.

$$\text{Ексцентриситет } e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{833.69}{745.2} = 1.119 \text{ м}.$$

Коефіцієнт φ_m знаходимо за формулою:

$$\text{Визначаємо прогин по формулі: } f = \frac{5}{48} I_0^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} 1180^2 \cdot 0.99 \cdot 10^{-5} = 1.44 \text{ см} < 4.72 \text{ см}.$$

Розділ 3

Технологія будівельного виробництва

3.1. ОБ'ЄМИ РОБІТ

Об'єми робіт розраховані згідно креслень і по загальновідомим формулам. Відомість об'ємів робіт суміщена з калькуляцією трудових витрат (табл. 3.1.).

3.2. ВИЗНАЧЕННЯ ТЕРМІНУ БУДІВНИЦТВА

Визначаємо термін будівництва спорткомплексу. Він складає 18 місяців, в тому числі 1 місяць підготовчого періоду.

Таблиця 3.1

Калькуляція трудових витрат

Обґрунтування норм	Назва роботи	Один. вимір.	К-сть одиниць	Витрати праці	
				На один. люд-год	На весь об'єм люд-днів
1	2	3	4	5	6
1-17-1	<u>I. Земляні роботи.</u> Зрізання рослинного шару бульдозером з переміщенням у відвал до 50 м.	1000 м ²	4.8	0.39	1.0
1-13-5	Розробка ґрунту II-ї категорії у котловані: - у відвал.	1000 м ³	6.24	84.66	66
1-24-6 1-24-14	Переміщення ґрунту II-ї категорії з відвала у резерв до 50 м бульдозером.	1000 м ³	6.24	48.22	37.6
1-24-6 1-24-14	Переміщення ґрунту II-ї категорії з резерву у відвал	1000 м ³	6.24	48.22	37.6
1-163-2	Ручна доробка	100 м ³	1.4	396.1	69.3
1-27-5	Зворотна засипка котловану бульдозером	1000 м ³	6.24	30.37	23.9
1-134-2	Ущільнення ґрунту пневмотрамбівками	100 м ³	21.3	18.36	48.9
	Всього по розділу				260.4
6-1-5	<u>II. Фундаменти.</u> Влаштування монолітних з/б фундаментів	100 м ³	2.1	963.93	253
	Всього по розділу				253

7-43-3	<u>III. Надземна частина.</u> Монтаж колон масою до 4 т.	100 шт.	0.25	1069.4	33.4
7-43-6	Нарощування колон масою до 8т.	100 шт.	0.2	1676.75	41.9
8-19-10	Цегляна кладка стін з повітряним прошарком заповненим утеплювачем.	м ³	1672.8	9.47	1980.2
8-19-10	Кладка внутрішніх стін і перегородок	м ³	531.4	9.47	629
8-35-1	Влаштування і розбирання риштувань		16	68.57	137
7-44-10	Укладення перемичок	100 шт.	4.12	36.7	77.9
7-44-8	Монтаж ригелів	100 шт.	0.32		
	Заробка монолітних ділянок ригелів				
7-15-6	Монтаж плит перекриття площею:				
	- шириною 1.5 м ²	100 шт.	0.6	440.45	33
1-15-7	- шириною 3 м ²		0.08	721.3	7.2
7-21-1	Монтаж елементів сходів	100 шт.	0.08	329	3.3
7-12-29	Монтаж ферм	100 шт.	0.05	3442.9	21.5
7-15-36	Монтаж плит покриття	100 шт.	0.32	504.41	20.2
	Всього по розділу				3026
	<u>Покрівля</u>				
12-20-1	Влаштування пароізоляції з руберойду на бітумній мастиці	100 м ²	23.04	24.49	71.7
12-19-2	Укладка утеплювача	100 м ³	276.5	4.28	148
12-22-1	Цементна стяжка 15 мм	100 м ²	23.04	38.39	111
12-2-2	Влаштування покрівлі з 3-ох шарів руберойду	100 м ²	23.04	41.55	120
	Всього по розділу				450.7
	<u>Підвісна стеля</u>				
15-35-1	Монтаж стелі	100 м ²	8.72	578.9	631
	Всього по розділу				631
	<u>Вікна, двері</u>				
10-26-1	Заповнення дверних прорізів	100 м ²	1.08	142.04	19.2
10-18-1	Заповнення віконних прорізів	100 м ²	4.2	259.12	136
	Всього по розділу				155.2
	<u>Скління</u>				
15-20-2	Скління віконних прорізів	100 м ²	8.4	70.95	74.5
	Всього по розділу				74.5

Продовження табл. 3.1

11-1-2	<u>Підлоги</u> Ущільнення ґрунту з втопленням щебеню	100 м ²	23	10.76	30.9
11-4-1	Влаштування гідроізоляції з пергаменту на бітумній мастиці	100 м ²	23	65.73	189
11-11-4	Влаштування бетонної підготовки	100 м ²	23	57.83	166.3
11-18-1	Влаштування мозаїчної підлоги	100 м ²	13.16	34.94	57.5
11-33-1	Влаштування підлоги з дошок	100 м ²	13.76	86.43	148.7
11-36-1	Влаштування підлоги з лінолеуму	100 м ²	1.75	60.36	13.2
11-27-3	Влаштування підлоги з керамічної плитки	100 м ²	0.415	167.48	8.9
	Всього по розділу				394.6
	<u>Штукатурні роботи</u> Штукатурення:				
15-61-2	- зовнішніх стін	100 м ²	18.3	112.2	256.7
15-51-1	- перегородок	100 м ²	20.16	100.81	254
15-61-1	- внутрішніх стін	100 м ²	19.4	107.25	260
15-53-1	- відкосів	100 м ^п	2.1	52.8	13.9
	Всього по розділу				784.6
15-152-1	<u>Малярні роботи</u> Вапняне фарбування	100 м ²	59.44	15.18	113
15-151-1	Клейове фарбування	100 м ²	18.6	9.4	22
15-17-1	Облицювання стін плиткою	100 м ²	1.44	330	59.4
15-163-7	Масляне фарбування віконних та дверних блоків	100 м ²	5.3	23.43	15.5
	Всього по розділу				210
15-157-1	<u>Опорядження фасаду</u> Фарбування фасаду з риштувань	100 м ²	18.3	6.7	15.3
8-35-1	Влаштування і розбирання риштувань	100 м ²	8.0	68.57	68.6
	Всього по розділу				83.9
11-19-3	<u>Відмостка</u> Влаштування бетонної відмостки	100 м ²	2.9	46.5	16.9
	Всього по розділу				16.9
	РАЗОМ				6305.5

3.3. ТЕХНОЛОГІЯ ВИРОБНИЦТВА РОБІТ

3.3.1. Роботи підготовчого періоду

Рослинний шар ґрунту товщиною 0.3м зрізується бульдозером ДЗ-18 на базі трактора Т-100 і екскаватором з ємністю ковша 0.25 м³ навантажується на автосамоскиди і вивозиться в відвал за межі будмайданчика. Виконується вертикальне планування майданчика з врахуванням відведення дощових вод за межі котловану і будмайданчика.

Влаштується тимчасове огороження майданчика дерев'яними щитами висотою 2.0 м. Проводиться розміщення, згідно будгенплану, тимчасових споруд: диспетчерська, приміщення для робочих, туалет і т.д. Прокладаються тимчасові лінії електропостачання, водопостачання, зв'язку. Готуються внутрішньо майданчикові проїзди і майданчики для складування будівельних матеріалів, виробів, конструкцій.

Готуються механізми необхідні для проведення земляних, монтажних і загальнобудівельних робіт.

3.3.2. Земляні роботи

До початку проведення земляних робіт необхідно зрізати і вивезти за межі будівельного майданчика родючий ґрунт, який не буде використаний для озеленення після закінчення будівництва.

Розробку ґрунту в котловані виконуємо екскаватором марки Э-652. обладнаного зворотною лопатою. Частину ґрунту відвозять автосамоскидами за межі будмайданчика у відвал, а частину перемішують бульдозером у тимчасовий відвал з метою подальшого використання для зворотної засипки котловану і підсипки при плануванні майданчика.

Вертикальне планування майданчика проводиться бульдозером ДЗ-18 на базі трактора Т-100.

При влаштуванні основи необхідно прийняти міри, для забезпечення відведення атмосферних опадів за межі котловану і будівельного майданчика.

3.3.3. Бетонні роботи

Через те, що об'єми бетонних робіт порівняно з іншими великі, приготування бетонної суміші здійснюється на будівельному майданчику в тимчасовому бетонозмішувачі.

Транспортування бетонної суміші в межах будівельного майданчика здійснюється вантажопідйомними механізмами і автосамоскидами.

Вкладання бетонної суміші ведуть шарами, ретельно ущільнюючи кожен шар. Для ущільнення бетону використовують електричні та механічні вібратори.

3.3.4. Монтаж збірних з/б конструкцій

Монтаж збірних з/б конструкцій виконується краном КВ-160.2. Вузли стикування збірних з/б конструкцій необхідно виконувати відразу після встановлення. Збірні з/б конструкції привозять на будмайданчик автотранспортом, розвантаження і складування здійснюється за допомогою монтажних кранів. Елементи великих розмірів монтують безпосередньо з транспортних засобів.

3.3.5. Покрівельні роботи

Для проведення робіт потоковим методом площу покрівлі розбивають на окремі карти (ділянки), на яких послідовно виконують роботи по влаштуванню пароізоляції, укладання утеплювача, влаштування стяжки, гідроізолюючого килима, влаштування захисного шару.

Влаштування покрівлі починають з підготовки основи під пароізоляцію, включаючи влаштування опор під воронки внутрішнього стоку.

Пароізоляція – шар руберойду на гарячій бітумній мастиці. На затверділу поверхню пароізоляції вкладають утеплювач (керамзитобетон). Зверху

влаштується цементна стяжка товщиною 15 мм.

Гідро ізолюючий килим починають вкладати з пониженого місця воронки внутрішнього водостоку; спочатку перший шар по всій площині захватки, після його перевірки і приймання - другий шар, а потім третій. Влаштування захисного шару механізується за допомогою навішування на клейочну машину бункера, який завантажується гравійною крошкою.

3.4. МЕТОДИ ВИКОНАННЯ РОБІТ В ЗИМОВИЙ ПЕРІОД

3.4.1. Штукатурні, малярні і покрівельні роботи

Штукатурні роботи проводять за температури в приміщенні вище +10°C; із розчином температурою не нижче +8°C.

При цьому вологість кам'яних заштукатурених конструкцій повинна бути нижчою 8%.

Нанесену штукатурку витримують за температури вище +5 °C поки вологість не досягне 8%.

Внутрішньо-малярні роботи проводять в утеплених і опалюваних приміщеннях. Температура фарбованих поверхонь повинна бути вищою ніж +8°C.

Роботи із облаштування покрівлі дозволяється проводити за умов сухої ясної погоди за температури навколишнього середовища вище 0°C.

Напередодні до наклеювання рулонних матеріалів основу під неї, очищають від обледеніння і висушують. Стяжку рекомендується вкладати задовго до наклеювання рулонних матеріалів.

Руберойд своєчасно підігрівають і доставляють до місця вкладання утепленим.

3.5 ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА ВЛАШТУВАННЯ ПЕРЕКРИТТЯ

3.5.1. Ділянка використання

Карта складена на монтаж плит перекриття спорткомплексу, з одночасним влаштуванням монолітних ділянок ригелів.

Роботи проводяться в одну зміну.

Для проведення монтажу будинок розбивають на два захвати, на яких роботи ведуться послідовно з допомогою баштового крана БК-160.2.

3.5.2. Технологія і організація виробництва робіт

1. До початку монтажу плит необхідно виконати наступні роботи:

- визначити монтажний горизонт;
- перевірити винесені розбивочні осі;
- виконати розбивку установочних рисок;
- підготувати робочі місця монтажників;
- підготувати опалубку для влаштування монолітних ділянок ригелів.

2. Монтаж веде ланка монтажників в складі, монтажник 4-го розряду-I(M₁); Зр-2(M_{2,3}); 2р-1(M₄); машиніст крану бр-1. Монтажник 4-го розряду повинен мати другу спеціальність - електрозварник 5р.

3. До початку виконання робіт ланку необхідно забезпечити комплектом монтажної оснастки, інструментом і обладнанням, а також засобами індивідуального захисту (каска, монтажні пояси та інше).

4. Розчин і бетон, які використовуються при монтажі конструкцій виготовляють на майданчику.

5. Всі з/б конструкції-які постачаються на будівництво повинні відповідати ДСТУ і ТУ, мати паспорт і клеймо заводу-виробника. Плити складають в зоні дії крана в штабелях. Максимальна висота штабеля - 2.5 м. Плити перекладаються

дерев'яними прокладками.

6. До початку монтажу плит, ригелі обладнують опалубкою згідно занесених рисок.

7. Монтажники стоячи на пересувних майданчиках готують місце встановлення плити, наносять установочні риси, потім приймають плиту і слідкують за плавним опусканням її на підготовлене місце.

8. Закінчивши вивірення плити її приварюють до закладних деталей ригеля і розстроповують.

9. Заробку швів між плитами виконують монтажники 4р-1 і 2р-1. бетонну суміш подають на перекриття баштовим краном. Вкладання бетону виконується вручну.

10. Калькуляція трудових витрат приведена в табл. 3.2.

11. Графік виконання робіт приведений в графічній частині проекту (лист № 7).

Таблиця 3.2

Калькуляція трудових витрат

Обґрунтування норм	Назва роботи	Один. виміру	К-сть один.	Витрати праці	
				на один. люд-год	на весь об'єм люд.-дні
8-35-1	Влаштування і розбирання риштувань	100 м ²	2.2	68.57	18.9
6-18-1	Встановлення опалубки з окремих щитів	100 м ²	0.69	127.6	10.9
6-18-1	Розбирання опалубки	100 м ²	0.69	127.6	10.9
6-8-1	Вкладання бетону	100 м ³	0.295	159.5	5.9
7-15-7	Монтаж плит перекриття: - шириною 3 м;	100 шт.	0.6	440.5	33.0
7-15-6	- шириною 1.5 м.		0.08	721.3	7.2
6-12-1	Електрозварювальні роботи	100 ст	2.72	20.59	7

3.5.3. Матеріально-технічні ресурси

Таблиця 3.3

Потреба в машинах обладнанні, інвентарі і приладах

Найменування	Тип	Марка	Кількість	Технічні характеристики
Монтажний кран	баштовий	КБ-160.2	2	Виліт стріли-25м Вантажопід.-9т
Захват кільцевий		655-2.00.000	2	
Строп		4СКЦНИИОМТП	2	Вантажопід.-10т
Анкер щілевий		323-4.00.000	16	
Горілка газова		808.00.000	1	
Зварювальний трансформатор		ТД-306,	1	
Ящик сталевий		ЦНИИОМТП	2	V=0.24м ³
Лопата скребкова			4	
Лом монтажний			2	НМ-24
Скребок			2	
Площадка для зварювання і монтажу			2	Висота 2580мм
Теодоліт		ДБН В.1.3-2:2010	1	
Нівелір		ДБН В.1.3-2:2010		
Рейка – відвіс		3286.03.000	2	
Рейка з рівнем		3295.10.000	2	
Рулетка металева		ДСТУ 4179-2003	2	
Пояс монтажний		ДСТУ 4304:2004	4	
Каска будівельна		ГОСТ 12.4.087-84	4	
Щиток захисний лицевий			1	
Вишка з прожектором		ЦНИИОМТП	4	

3.6 РОЗРОБКА ТЕХНОЛОГІЧНОЇ КАРТИ НА КЛАДКУ ЦЕГЛЯНИХ СТІН

3.6.1. Галузь застосування

До початку мурування цегляних стін "Двоповерхового спортивного комплексу" потрібно закінчити роботи нульового циклу, тобто підземної частини будівлі.

Процес кам'яної кладки розбивається на процеси: доставка та розвантаження цегли і розчину, подача матеріалів до робочого місця, кладку цегляну, а також допоміжні операції, такі як перестановка підмості, зведення підмостей в першого та другому ярусів, очистка робочого місця муляра від листя. Дані по організації робочого місця муляра, тобто технологічну схему процесу (див. лист № 8 креслення).

3.6.2. Організація і технологія будівельного процесу

Процес цегляної кладки складається із наступних процесів:

1. встановлення і перестановка підмосток;
2. подача цегли та складання її по стіні;
3. влаштування цегли в конструкцію;
4. розшивка швів;
5. перевірка правильності вкладання кладки.

Робоче місце муляра є частиною загального, фронту робіт, ланки в межах якого розташовані елементи конструкцій, що зводяться, матеріали, інструмент і пристрої, і переміщуються робітники. Робоче місце складається із трьох зон: робочої, матеріалів і допоміжної. У робочій зоні – смузї завширшки 0.6...0.7 м між кладкою і матеріалами 0.9 м.

Організація праці бригади мулярів полягає у визначенні рівня спеціалізації окремих ланок, їх кваліфікаційного і чисельного складу. Робочі операції, що становлять процес кам'яної кладки неоднакові за складністю. Викладати маяки, кріпити порядовки, встановлювати шнур-причалку, класти верстові ряди облицьовувати стіни і контролювати їхню якість повинен муляр високої

кваліфікації, а подавати розчин, камені і класти забутку можуть менш кваліфіковані муляри (підсобники).

Процес кам'яної кладки можна організувати потоково-розчленованим або потоково-конвеєрним (кільцевим) методом.

3.6.3 Техніко-економічні показники

Таблиця 3.4

Техніко-економічні показники

№ з/п	Найменування показників	Одиниця виміру	Величина
1	Загальна трудомісткість	люд.-дн.	2609.2
2	Загальна тривалість	дн.	109
3	Максимальна кількість робітників	люд.	20
4	Середня кількість робітників	люд.	11
5	Коефіцієнт нерівномірності руху трудових ресурсів	-	2.0
6	Загальна машиноємність	маш.-зм.	366,39
7	Зарплата робітників-будівельників	грн	72598

3.6.4. Матеріально-технічні ресурси

Необхідність в інструментах, інвентарі і пристосуваннях приведено в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5

Матеріально-технічні ресурси

Назва	Марка	К-сть	Призначення
Монтажні крани	КС-8162	1	Подача цегли ,перемичок , підмостів , розчину.
Рівень будівельний.	ТМП УС-2, ДСТУ Б В.2.8-19:2009	1	Перевірка встановлення елементів даху.
Висок будівельний.	ОТ-400, ДСТУ Б В.2.8-18:2009	2	Перевірка встановлення елементів даху.

Метр складний.	РСТ 149-76	2	Обмірювання конструктивних елементів.
Рулетка металева.	РС-20 ДСТУ 4179-2003	1	Обмірювання конструктивних елементів.
Електрична дріль.	BOSCH	1	Для свердління отворів і закручування саморізів.
Електричний різак (ножиці).	BOSCH	1	Для різання металу.
Кельма	НБ-9533-91	12	Виконання кладки.
Розшивка	РВ-12603-93	12	Розшивка швів.
Пояс безпеки	ВМ	12	Безпеки роботи.
Нівелір	НВ-10526-99	1	Перевірки.

3.7. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА ВЛАШТУВАННЯ ПОКРІВЛІ ІЗ РУЛОННИХ МАТЕРІАЛІВ

3.7.1. Область застосування

Технологічна карта складена на влаштування 3-х шарової рулонної покрівлі спортивного комплексу.

До складу робіт, які розглядаються в даній техкарті входять: влаштування пароізоляції; влаштування утеплювача з плитних неорганічних матеріалів; влаштування основи із цементно-піщаного розчину; наклейка 3-х шарових рулонних шарів; нанесення захисного шару.

3.7.2 Технологія і організація виконання робіт

1. Технологічна карта передбачає влаштування покрівлі з рулонних

матеріалів.

2. Роботи по влаштуванню покрівлі виконувати у відповідності з нормами.

3. До початку робіт повинні бути підготовлені необхідні машини, механізми, пристрої і підвезені всі необхідні матеріали.

4. Влаштування покрівлі здійснювати по захваткам, на кожній з них послідовно виконувати роботи по влаштуванню пароізоляції, вкладання утеплювача, влаштування стяжки і наклеїці рулонного килиму.

5. Подачу матеріалів на покрівлю проводити з допомогою підйомника Т-37, подачу і нанесення розчину здійснювати з допомогою розчинонасоса, подачу і нанесення мастики проводити з допомогою пересувної установки.

6. Вкладання утеплювача проводити по маячним рейкам.

7. Влаштування стяжки проводити полосами (через одну) шириною 3 м по маячним рейкам; влаштування стяжки в суміжних полосах проводити після затвердіння розчину в раніш вкладених полосах. В місцях примикання стяжки до вертикальних поверхонь відкоси виконувати за допомогою шаблонів.

8. Наклейку рулонного килима проводити на зустріч подачі матеріалів. Перед наклеюванням полотнище рулонного килиму очищують від мінеральної присипки і з допомогою СОТ-2 переміщують на іншу сторону. При наклеюванні килиму розкочування і нахлест полотнищ виконувати за допомогою рулонного катка. Величина нахлесту полотнищ у всіх випадках повинна бути не менше 100 мм. По довжині у всіх шарах полотнища повинні мати нахлест не менше 100 мм.

9. При влаштуванні захисного шару гарячу мастику розливають по ковру, і розрівнюють грібками, одночасно втоплюючи в мастику щебінь і прокочуючи її ручними катками.

Калькуляція трудових витрат наведена в таблиці 3.6.

Таблиця 3.б.

Калькуляція витрат праці і зарплат

№ з/п	Нормативне джерело ДБН	Найменування робіт	Один. виміру	Об'єм робіт	Норма часу люд.год маш.год	Середній розряд	Тарифна ставка	Розцінка грн..	Працесмн. люд.дні маш.зм	Сума зарплати грн..
	12-20-4	I захватка Влаштування пароізоляції	100 м ²	11,52	24,49	3,2	3,35	4,77	71,7	1346
	11-11-1	Влаштування цементної стяжки	100 м ²	11,52	38,39	2,2	3,03	3,92	11	1733
	12-1-1	Влаштування 4* шарового руберойдного покриття	100 м ²	11,52	41,44	3,8	3,6	4,77	120	2283
	12-22-1	Влаштування захисного шару	100 м ²	11,52	32,2	1,9	2,96	15,3	85	2301
	12-20-4	I захватка Влаштування пароізоляції	100 м ²	11,52	24,49	3,2	3,35	4,77	71,7	1346
	11-11-1	Влаштування цементної стяжки	100 м ²	11,52	38,39	2,2	3,03	3,92	11	1733
	12-1-1	Влаштування 4* шарового руберойдного покриття	100 м ²	11,52	41,44	3,8	3,6	4,77	120	2283
	12-22-1	Влаштування захисного шару	100 м ²	11,52	32,2	1,9	2,96	15,3	85	2301

3.7.3. Техніко-економічні показники

Таблиця 3.7

Техніко-економічні показники

№ з/п	Назва	Один. вимір.	К-сть
1	Загальна працездатність	люд. дні	450,7
2	Працездатність на 1 м ² покрівлі	люд.дн/м ²	4,39
3	Виробіток на 1 люд.-дні	м ² /люд.дн	0,32
4	Тривалість робіт	днів	38

3.7.4. Потреба в матеріально-технічних ресурсах

Таблиця 3.8

Машини, механізми, інвентар і пристрої

№ з/п	Назва	Марка	К-сть, шт.	Примітка
1	Кран	КБ-160.2	1	
2	Модернізований розчинонасос	СО-50	1	
3	Установка для транспортування і нанесення мастики	ПКУ-35	1	
4	Компресор	ВКС-6	1	
5	Авто гудронатор	Р-251	1	
6	Універсальна ручна теліжка		2	
7	Форсунка		1	
8	Мастилкопровід		1	
9	Віброрейка	Н-52	1	
10	Станок	СОТ-2	1	
11	Доска-шаблон		2	
12	Каток розкочувальний ручний		2	
13	Маячна рейка		4	
14	Гребок		2	
15	Шпатель-ніж		2	
16	Жорстка щітка		2	

3.8. ПРОЕКТУВАННЯ СІТКОВОГО ГРАФІКА

Для побудови моделі сіткового графіка складаємо картку визначник (табл. 3.9.) робіт і ресурсів сіткового графіка.

Розрахунок графіка здійснюємо на ПЕОМ.

ТЕП графіка приведений в графічній частині диплому.

Таблиця 3.9

Картка визначник

№ події		Назва процесу	Од. виміру	К-сть	Витрати праці <i>люд-дні</i>	К-сть робоч. в змін <i>чол.</i>	К-сть змін на добу	Тривал. виконання робіт
п-ку	з-ня							
1	2	Підготовчий період	-	-	132	6	1	22
2	4	Земляні роботи	1000 м ³	6.91	260.4	6	2	18
4	5	Влаштування фундаментів	100 м ³	2.1	253	6	2	21
5	6	Зворотна засипка	1000 м ³	6.2	72.8	6	2	6
6	7	Монтаж колон	100 шт.	0.45	75.3	5	2	8
7	13	Цегляна кладка стін і перегородок	м ³	2204	2609.2	12	2	109
8	13	Влаштування і розбирання риштувань	100 м ²	16	137	2	2	69
9	13	Укладання збірних елементів	100 шт.	5.26	184.2	5	1	37
12	13	Заробка стиків бетоном і влаштування монолітних ділянок	100 м ³	0.297	35	2	2	9
13	14	Монтаж плит покриття	100 шт.	0.32	20.2	5	1	4
14	17	Влаштування покрівлі	100 м ²	23	450.7	6	2	38
15	17	Заповнення прорізів	100 м ²	5.3	155.2	6	1	26
16	17	Скління	100 м ²	8.4	74.5	6	1	7
19	25	Влаштування стелі	100 м ²	8.72	631	8	1	79

Продовження таблиці 3.9

18	22	Влаштування підлог	100 м ²	23.9	394.6	6	1	63
17	22	Штукатурні роботи	100 м ²	65.6	784.6	6	2	65
22	25	Малярні роботи	100 м ²	70.9	210	4	2	27
24	25	Опорядження фасаду	100 м ²	18.3	83.9	6	1	21
23	25	Влаштування відмостки	100 м ²	2.9	16.9	4	1	5
					6400			
11	17	Сантехнічні роботи: - I етапу	5%	-	320	6	2	37
21	26	- II етапу	2%	-	128	3	1	21
10	17	Електромонтажні роботи: - I етапу	3%	-	192	3	2	32
20	26	- II етапу	2%	-	128	3	2	21
25	26	Благоустрій території	6%	-	384	4	2	48
3	27	Непередбачені роботи	-	-	560	2	2	140
26	27	Здача об'єкту	-	-	15	5	1	3
		Всього			8059			

3.9. ПРОЕКТУВАННЯ БУДІВЕЛЬНОГО ГЕНЕРАЛЬНОГО ПЛАНУ

3.9.1. Споруди адміністративного і побутово-санітарного призначення

Необхідна площа споруд адміністративного і побутово-санітарного призначення визначається по формулі:

$$N_{розр.} = N_{max} (1.05 \div 1.1) = 32 \cdot 1.1 = 35$$

де N_{max} – максимальна кількість робочих на будмайданчику (визначається по графіку руху робітників);

(1.05...1.1) – коефіцієнт, що враховує ІТР, молодший обслуговуючий персонал.

Таблиця 3.10

Назва споруди	Нормат. площа <i>м²/чол</i>	Розрахункова кількість робочих	Потрібна площа, <i>м²</i>	Шифр проекту споруди	Розміри в плані, <i>м</i>	Корисна площа, <i>м²</i>
Диспетчерська	4	4	16	420-13-1	6x3x2.5	16.7
Гардеробна	0.6	25	21	420-01-13	9x2.7x2.6	22
Душова	0.82	35	28.7	420-04-21	6x2.7x2.6	48.8
Приміщення для обігріву робочих	0.1	35	3.5	420-01-13	9x2.7x2.6	22
Сушилка	0.2	35	7	420-13-1	6x3x2.5	16.7
Приміщення для прийому їжі	0.25	35	8.75	420-13-1	6x3x2.6	16.7
Туалети:						
- чол.	0.14	24	3.36	420-04-23	6x2.7x2.7	14.3
- жін.	0.7	11	7.7			

3.9.2. Приоб'єктні склади

Проектування складів проводиться наступним чином:

- визначається необхідні запаси ресурсів, що зберігаються;
- вибирається тип складів для зберігання;
- розраховується необхідна площа складів.

Розрахунок необхідної площі складів проводимо в табличній формі (табл. 3.11).

Таблиця 3.11

Назва матеріалу	Од. вим.	Витрати за добу	Норма збер. днів	К-сть	Норма склад. на м ²	Коеф. нерівн викор.	Потріб на площа м ²	Коеф. викор. площі	Площ. склад. м ²	Вид складу
Цегла	м ³	13.5	10	135	0.8	1.5	253	0.6	421	Відкр.
Плити перекриття і покриття	м ³	120	5	600	1.2	1.5	750	0.7	1071	Відкр.
Утеплювач	т	2.5	1.1	27.5	1.4	1.2	82.5	0.8	103.1	Навіс
Руберойд	рул.	22	11	232	22	1	11	0.7	15.7	Навіс
Віконні блоки	м ²	6.1	4	24.4	25	1	1	0.7	1.5	Закр.
Фарба масляна	кг	15	10	150	30	1.2	6	0.6	10	Закр.
Скло	м ²	25	1	25	200	1.2	0.2	0.6	1	Закр.

3.9.3. Водопостачання будівельного майданчика

Для забезпечення будівельного майданчика водою проектуємо об'єднану систему водопроводу для задоволення виробничих, протипожежних і господарсько-питних потреб.

Питомі витрати води:

- на виробничі потреби

$$q_v = \frac{Sk_i A}{3600n} \text{ л/с};$$

- на господарсько-питні потреби

$$q_z = \frac{bNk_i}{3600n} \text{ л/с};$$

- на душові установки

$$q_d = \frac{cN_d}{60m} \text{ л/с};$$

де S – об'єм будівельно-монтажних робіт чи кількість машин, що

споживають воду;

A – питомі витрати води на виробничі потреби;

n – тривалість зміни (8.0 год.);

b – питома витрата води на господарсько-питні потреби;

N – розрахункова кількість робочих, чол.;

c – витрати води на одного робітника, що приймає душ;

N_d – кількість робочих, що приймають душ;

t – тривалість роботи душової установки;

k_i – коефіцієнт нерівномірності споживання води.

Розрахунок потреби води проводимо в табличній формі (табл. 3.12).

Таблиця 3.12

Розрахунок потреби водії

Назва споживача	Одиниця виміру	К-сть	Норма водоспоживання	Витрати води, л/с
1. Виробничі потреби:				
- догляд за бетоном	m^3	70	400	1.42
- заправка машин	<i>шт.</i>	2	700	0.11
- цегляна кладка	m^3	13.5	430	0.28
2. Господарсько-питні потреби:				
- питні потреби	<i>чол.</i>	35	25	0.03
- приймання душу	<i>чол.</i>	14	40	0.21
3. Протипожежні потреби	<i>л/с</i>			10
Разом	<i>л/с</i>			12.05

Розраховуємо діаметр водогону:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{1000\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 12.05}{3.14 \cdot 1.5 \cdot 1000}} = 0.093 \text{ м} = 9.3 \text{ см.}$$

Приймаємо водогін з азбестоцементних труб $\varnothing 100 \text{ мм}$.

3.9.4. Енергопостачання будівельного майданчика

Для проектування енергопостачання будмайданчика розраховуються електричні навантаження, визначається число і потужність трансформаторних підстанцій, розмішується на будмайданчику освітлювальні та силові мережі, трансформаторні підстанції.

Розрахункове електричне навантаження визначають по встановленій потужності електроспоживачів та коефіцієнтів попиту з диференціюванням по видам споживачів по формулі:

$$P = k \left(\frac{k_c P_c}{\cos} + \frac{k_c P_m}{\cos} + k_c P_{ov} + P_{oz} \right), \text{ кВт},$$

де k – коефіцієнт, що враховує витрати в мережі в залежності від довжини, перерізу і інш ($k=1.1$);

k_c – коефіцієнт попиту, що залежить від типу споживача;

P_c – потужність силових споживачів, кВт;

P_m – потужність технологічних споживачів кВт;

P_{ov} – потужність внутрішнього освітлення;

P_{oz} – потужність зовнішнього освітлення;

\cos – коефіцієнт потужності.

Споживачами електроенергії на майданчику є:

- баштовий кран;
- зварювальний трансформатор;
- вібратор;
- лебідка;
- зовнішнє і внутрішнє освітлення.

Таким чином:

$$P = 1.1 \left(\frac{25 \cdot 0.35}{0.4} + \frac{22 \cdot 0.2}{0.5} + \frac{2 \cdot 5.6 \cdot 0.15}{0.5} + \frac{25 \cdot 0.35}{0.4} + 144.5 \cdot 0.015 + 600 \cdot 0.015 \right) = 73.8 \text{ кВт}.$$

на основі розрахунку приймаємо пересувну трансформаторну підстанцію УКТПН-72М-160 з потужністю трансформатора 160 кВт.

Розділ 4

Спеціальна частина

4.1 Техніко-економічне порівняння варіантів кранів

Вибір найбільш ефективного монтажного крану проходить в два етапи. Спочатку підбір двох - трьох кранів ведуть по технічних характеристиках, а вже далі ці крани порівнюються в економічному плані.

Доцільніше вибирати крани з різною ходовою частиною і обладнанням. Наприклад, краще порівнювати стрілові крани на гусеничному ході зі стріловими кранами на пневмоколісному ході; приставні баштові крани з самохідними баштовими кранами. Вибрані по технічних характеристиках крани повинні бути близькі по вантажопідйомності.

Порівняння по економічних параметрах різних монтажних кранів проводиться по величині питомих приведених витрат на 1 т змонтованих конструкцій.

Основні показники техніко-економічного порівняння кранів:

- тривалість монтажних робіт;
- трудомісткість монтажу конструкцій;
- кошторисна собівартість монтажу конструкцій;
- питомі капітальні вкладення на придбання кранів;
- приведені витрати монтажу конструкцій.

В нашому випадку ми розглядаємо варіант монтажу залізобетонних колон.

Кількість колон крайнього ряду в будівлі 10 шт. Кількість колон середнього ряду в будівлі 15 шт.

Довжина залізобетонної колони $l = 3.1$ м. Вага колони – 11 т, витрата бетону – 0.5 м^3 , витрата арматури – 0.21 т.

Для монтажу конструкцій підбираємо за технічними параметрами для порівняння два крани:

- **баштовий кран марки КБ – 160.2**, згідно ДСТУ Б Д.2.7-1:2012. Ресурсні елементні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів, шифр 202-1243 стр.25 [40];

- **кран баштовий КБ-403А**, згідно ДСТУ Б Д.2.7-1:2012. Ресурсні елементні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів, шифр 202-1438 стр.27 [40];

Всі розрахунки на монтаж колон виконуємо згідно ДСТУ Б Д.2.2-7:2012 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи, збірник 7 “Збірні залізобетонні конструкції”. Номер позиції нормативу вибираємо по наших вихідних даних на колону: 7-43-3 „Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів будівель при глибині закладання більше 0.7 м, масі колон до 4 т”;

вимірник – 100 шт. збірних конструкцій.

Використовуємо всі необхідні дані зі збірника згідно вибраного нормативу.

Кошторисна собівартість монтажу конструкцій (без вартості матеріалів та конструкцій) визначаємо за формулою:

$$B_{\text{монт.}} = B_{\text{е.кр}} + 3П^{р.б.} + 3ВВ$$

де $B_{\text{е.кр}}$ – вартість експлуатації крана на монтажі конструкцій визначається за формулою :

$$B_{\text{е.кр}} = B_{\text{е.ш.}} \times T_{\text{кр}},$$

де $B_{\text{е.ш.}}$ – вартість експлуатації однієї машино-години згідно шифру механізму, гривень; [2] стр. 96-151

$T_{\text{кр}}$ – час роботи крана на монтажі (визначається на стадії розробки технологічної карти або згідно ДСТУ Б Д.2.2-7:2012), маш – год.

Вартість експлуатації КБ 160.2 при монтажі 25 колон

$$B_{\text{Е.кр}}^{\text{КБ-160.2}} = B_{\text{Е.кр.}}^y \cdot T_{\text{кр.}} = 34.77 \cdot 40.6 = 1411.66 \text{грн},$$

де $B_{\text{Е.кр.}}^y = 34.77 \frac{\text{грн}}{\text{маш} - \text{год}}$ - усереднена вартість експлуатації 1 маш-год. крану в поточних цінах (станом на 01.01.2019 року), гривень згідно шифру

$$С 202-1243 \text{ стр. 103 гр.2 [2]}$$

$T_{\text{кр}} = 162,4 \cdot 0.25 = 40.6 \text{ маш} - \text{год}$ - тривалість роботи гусеничного крану при монтажу 25 колон, де 162,4 маш – год - нормативний час роботи крану на монтажі

100 шт колон згідно ДСТУ Б Д.2.2-7:2012 позиція 7-5-12 (або $T_{кр}$ - тривалість роботи крану визначається на стадії розробки технологічної карти).

Для розрахунку загальновиробничих витрат (ЗВВ) необхідно визначити заробітну плату робітників, зайнятих на обслуговуванні крана. Заробітну плату робітників, зайнятих на обслуговуванні крана визначаємо згідно шифру вибраного механізму С 202-1243 стр. 103 гр.3+гр.12+ гр.14 [2],

Тобто вона складається зі заробітної плати машиністів, заробітної плати робітників, зайнятих на ремонті та технічному обслуговуванні механізму, а також зі заробітної плати робітників, зайнятих на перебазуванні крана.

$$ЗП_{мех}^Y = ЗП_{маш} + ЗП_{рем} + ЗП_{перобаз.} = 11,15 + 5,13 + 4,13 = 20,76 \text{ грн/люд-год}$$

$$ЗП_{мех.} = ЗП_{мех}^Y \times T_{кр} = 20,76 \times 40,6 = 842,85 \text{ грн}$$

Вартість експлуатації КБ 403А на монтажі 25 колон

$$B_{E.кр}^{\hat{A}403A} = B_{E.кр.}^Y \cdot T_{кр.} = 65,31 \cdot 40,6 = 2462,2 \text{ грн}$$

$B_{E.кр}^Y = 65,31 \text{ грн/маш-год}$ - усереднена вартість експлуатації 1 маш.-год. крану в поточних цінах (станом на 1.01.2019.) згідно шифру С 202-1438 стр. 104 гр.2 [2].

$T_{кр} = 150,8 \cdot 0,25 = 40,6 \text{ маш-год}$ - тривалість роботи КБ 403А на монтажі 25 колон, де $150,8 \text{ маш-год}$ - нормативний час роботи крану на монтажі 100 шт. колон згідно ДБН Д.2.2-7-99 позиція 7-5-12 (або $T_{кр}$ – тривалість роботи крану визначається на стадії розробки технологічної карти).

Для розрахунку загальновиробничих витрат (ЗВВ) необхідно визначити заробітну плату робітників, зайнятих на обслуговуванні крана. Заробітну плату (усереднену вартість 1 люд.-год.) робітників, зайнятих на обслуговуванні крана вибираємо згідно шифру вибраного механізму

С 202-1243 стор. 104 [2] гр.3 + гр.12+ гр.14,

Тобто вона складається із заробітної плати машиністів, заробітної плати робітників, зайнятих на ремонті та технічному обслуговуванні механізму, а також зі заробітної плати робітників, зайнятих на перебазуванні крана.

$$ЗП_{мех}^Y = ЗП_{маш} + ЗП_{рем} + ЗП_{перобаз.} = 10,78 + 4,96 + 5,28 = 21,02 \text{ грн/люд-год}$$

$$ЗП_{мех.} = ЗП_{мех}^Y \times T_{кр} = 21,02 \times 84,45 = 1775,14 \text{ грн}$$

$ZP^{p.б.}$ - заробітна плата робітників зайнятих на будівельно-монтажних роботах визначається за формулою:

$$ZP^{p.б.} = V_{\text{люд-год}} \times T_{p.б.}$$

$V_{\text{люд-год}}$ – усереднена вартість 1 людино–години згідно розряду, гривень;
додаток 1 стр.157 [2]

$T_{p.б.}$ – витрати праці робітників – будівельників на монтажі, люд.-год

Заробітну плату робітників-будівельників за монтаж 25 шт. колон визначаємо за виразом:

$$ZP^{p.б.} = V_{\text{люд-год}} \times T_{p.б.} = 8,91 \times 323,71 = 2884,26 \text{ грн},$$

де $V_{\text{люд-год}} = 8,91 \text{ грн}$ – усереднена вартість людино–години по 3,7 розряду додаток 1 стр.157 [2]

$T_{p.б.} = 1294,85 \times 0,52 = 673,32 \text{ люд-год}$ - витрати праці робітників-будівельників для встановлення 52 шт колон згідно ДСТУ Б Д.2.2-7:2012 позиція 7-5-12 [41] (або $T_{p.б.}$ - трудовитрати робітників-будівельників визначаються на стадії розробки технологічної карти).

ЗВВ - загальновиробничі витрати , гривень;

Розрахунок загальновиробничих витрат (ЗВВ) проводимо в табличній формі (див. табл. 4.1);

Таблиця 4.1

Розрахунок загальноновиробничих витрат

Номер позиції л.к.	Шифр і номер позиції нормативу	Кількість	Нормативно-розрахункова коефіцієнтна трудомісткість робіт, що передбачені в прямих витратах (робітників-будівельників та робітників, що обслуговують машини),	Усереднені коефіцієнти перекоду від нормативної розрахункової кошторисної трудомісткості робіт, що обслуговують витрат працівників, заробітна плата яких враховується в загальноновиробничих витратах	Працевісткість в загальноновиробничих витратах,	Усереднена вартість людського праці в році	І блок. Заробітна плата в прямих витратах, (робітників-будівельників та робітників, що обслуговують машини),	Заробітна плата в прямих витратах, (робітників-будівельників та робітників, що обслуговують машини),	II блок. Відрахована на соціальні заходи згідно із законодавством,	Усереднені показники для визначення коефіцієнта на витрати статей виробничих витрат,	III блок. Кошти на покриття репери статей загальноновиробничих витрат,	Всього загальноновиробничих витрат,
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Е 7-5-12	25 шт.	786.92	0.120	94.43	12.35	1166.21	7752.46	3399.58	1.05	826.27	5592.06
2	Е 7-5-12	25 шт.	786.92	0.120	94.43	12.35	1166.21	7774.42	3608.44	1.05	826.27	5600.92
			люди-год	люди-год	гр. 4хгр.5	гр.	Гр. 6хгр.7	гр.	гр. (гр.8+гр.9)х 0,4036	гр./люди-год	гр. 4хгр.11	гр. 8+гр.10+гр.12

Крім того: Кошти на оплату перших п'яти днів непрацездатності внаслідок захворювання або травми

(графа 8 + графа 9) * 1,032% 1. (1166,21 + 7752,46) • 0,01032 = 92,04 грн 2. (1166,21 + 7774,44) • 0,01032 = 92,26 грн
Разом загальноновиробничі витрати - 1. 5592,06 + 92,04 = 5684,1 грн 2. 5600,92 + 92,26 = 5693,18 грн

Кошторисна собівартість монтажу конструкцій (без вартості матеріалів та конструкцій) визначаємо за формулою:

$$V_{\text{монт.}} = V_{\text{е.кр.}} + 3П^{р.б.} + 3ВВ$$

При монтажі КБ 160.2:

$$V_{\text{монт.}} = 1411,66 + 2884,26 + 5684,1 = 9980,02 \text{ грн.}$$

При монтажі КБ 430А:

$$V_{\text{монт.}} = 2462,2 + 2884,26 + 5693,18 = 11039,64 \text{ грн.}$$

Капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів) або механізмів для виконання монтажних робіт визначають за виразом:

$$K_{\text{мех}} = Ц_{\text{б}} \cdot t_{\text{необ}} / t_{\text{р}}^{\text{н}},$$

$Ц_{\text{б}}$ – балансова вартість монтажних засобів (кранів), грн.;

$t_{\text{необ}}$ – необхідний час роботи крану на будівельному майданчику, маш-год.;

$t_{\text{р}}^{\text{н}}$ – нормативний час роботи крану на протязі року (середньорічний робіток), маш-год.

Балансова вартість крану для монтажу конструкцій

$$Ц = V_{\text{в}} \times K_{\text{т.м.}},$$

де $V_{\text{в}}$ - відпускна вартість крану згідно прайс-листів;

$K_{\text{т.м.}} = 1.07$ - коефіцієнт, що враховує витрати на перевезення та монтаж крану від заводу-постачальника до будівельного майданчика.

Балансова вартість баштового крану марки КБ 160.2 для монтажу 25 шт. залізобетонних колон

$$Ц = 373360 \times 1,07 = 399495 \text{ грн.}$$

Балансова вартість баштового крану КБ 403А для монтажу 25 шт. залізобетонних колон

$$Ц = 248000 \times 1,07 = 265360 \text{ грн.}$$

Тоді капітальні вкладення на придбання:

КБ 160.2 для монтажу залізобетонних колон

$$K_{\text{Мех}}^{\text{Б160.2}} = (265360 \times 40,6) / 3000 = 3591,2 \text{ грн.}$$

КБ 403А для монтажу залізобетонних колон

$$K_{MEK}^{\text{EA403A}} = (399495 \times 40,6) / 3000 = 5406,5 \text{ грн.}$$

Техніко-економічна оцінка обраних для монтажу конструкцій механізмів – кранів проводиться за приведеними витратами.

Приведені витрати визначають на основі „Инструкции по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве” СН 423-71 за формулою:

$$V_{\text{пр}} = V_{\text{монт}} + E_{\text{н}} \times K_{\text{мех}},$$

де $V_{\text{пр}}$ – приведені витрати монтажу конструкцій по будівлі, споруді, грн.;

$V_{\text{монт}}$ – кошторисна собівартість монтажу конструкцій (без вартості матеріалів та конструкцій)

$E_{\text{н}} = 0,15$ - нормативний коефіцієнт економічної ефективності капітальних вкладень;

$K_{\text{мех}}$ – капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів), грн.;

При монтажі КБ 160.2 приведені витрати складуть:

$$V_{\text{пр}} = 9980,02 + 0,15 \times 3591,2 = 10518,7 \text{ грн.}$$

При монтажі КБ 403А приведені витрати складуть:

$$V_{\text{пр}} = 11039,64 + 0,15 \times 5406,5 = 11850,6 \text{ грн.}$$

Отже остаточно приймаємо кран баштовий КБ – 160.2.

Розділ 5

Організаційно-економічна частина

5.1 Кошторисні розрахунки

Організаційно-економічна частина дипломного проекту передбачає відображення кошторисної вартості будівництва будівлі спортивного комплексу.

Кошторисна вартість формується на основі ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва».

В процесі розрахунків за основу було прийнято:

- ДБН Д 2.2. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи;
- ДБН Д 2.3. Ресурсні елементні кошторисні норми на монтаж устаткування;
- ДБН Д 2.4. Ресурсні елементні кошторисні норми на ремонтно-будівельні роботи;
- ДБН Д 2.7. Ресурсні елементні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів.

Інформація про кошторисну вартість будівництва відображається у кошторисній документації.

Інвесторська кошторисна документація – це сукупність кошторисів (кошторисних розрахунків), відомостей кошторисної вартості пускових комплексів, черг будівництва, зведень витрат, пояснювальних записок до них та відомостей ресурсів, складених на стадії розроблення проектної документації.

Існують такі види інвесторської кошторисної документації:

1. Локальні кошториси є первинними кошторисними документами і складаються на окремі види робіт та витрат по будівлях і спорудах або по загальномайданчикових роботах на підставі обсягів, що визначилися при розробленні робочої документації (робочих креслень).

2. Локальні кошторисні розрахунки складаються також на окремі види робіт та витрат по будівлях і спорудах або по загальномайданчикових роботах замість локальних кошторисів у тих випадках, коли обсяги робіт і розміри витрат остаточно не визначилися і підлягають уточненню.

3. Об'єктні кошториси об'єднують у своєму складі на об'єкт у цілому дані з

локальних кошторисів. Ці кошториси, аналогічно до локальних, складаються також поточному рівні цін на ресурси.

4. Об'єктні кошторисні розрахунки об'єднують у своєму складі на об'єкт у цілому дані з локальних кошторисних розрахунків і локальних кошторисів та підлягають уточненню.

5. Зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва підприємств, будівель, споруд або їх черг – це кошторисний документ, що визначає повну кошторисну вартість будівництва всіх об'єктів, передбачених Проектом або Робочим проектом, включаючи кошторисну вартість будівельних і монтажних робіт, витрати на придбання устаткування, меблів та інвентарю, а також усі супутні витрати.

6. Зведення витрат складається у випадках, коли разом з будівництвом виробничих об'єктів передбачається будівництво об'єктів житлового та громадського призначення або бази будівельної індустрії, профтехучилищ, профілакторіїв, об'єктів підсобного сільського господарства та побутового обслуговування населення, міського наземного пасажирського транспорту, доріг, шляхопроводів та подібних інженерних споруд, та здійснення будівництва за чергами.

Кошторисний розрахунок вартості будівництва будівлі спортивного комплексу зроблений за допомогою програмного продукту «АВК», який дозволяє повністю автоматизувати складання кошторисів всіма існуючими методами розрахунку та випуск проектно-кошторисної документації на будь-які види робіт.

5.2 Техніко-економічні показники за проектом

Для більш детального обґрунтування доцільності проекту варто проаналізувати техніко-економічні показники, що приведені у таблиці 5.1

Таблиця 5.1

Основні техніко-економічні показники по проекту

<i>№ з/п</i>	<i>Показники</i>	<i>Одиниця виміру</i>	<i>Числові значення</i>
1	Корисна площа виробничих приміщень	м ²	4328,3
2	Будівельний об'єм приміщень	м ³	27728,6
3	Загальна кошторисна вартість (по договірній ціні)	тис. грн.	4028,7
4	Повна кошторисна вартість (за зведеним кошторисним розрахунком)	тис. грн.	4829,8
5	Прямі витрати на будівництво об'єкту	тис. грн.	2168
6	Загальновиробничі витрати на будівництво об'єкту	тис. грн.	245,6
7	Собівартість будівельно-монтажних робіт	тис. грн.	2413,6
8	Кошторисна трудомісткість робіт	тис. люд.-год.	78,13
9	Термін будівництва за нормами	днів	360
10	Фактичний термін будівництва	днів	381
11	Кошторисний прибуток	тис. грн.	290,99
12	Рентабельність підприємства	%	2,89
13	Загальна кількість робітників	чол.	32
14	Питома вартість 1м ² корисної площі	грн.	0,93
15	Питома вартість 1м ³ будівельного об'єму	грн.	0,17
16	Питомі витрати праці на 1м ² корисної площі приміщення	люд.-год.	18,1
17	Питомі витрати праці на 1м ³ будівельного об'єму приміщення	люд.-год.	2,82
18	Питомі витрати матеріалів на 1м ² корисної площі приміщення	м ²	0,56
19	Питомі витрати матеріалів на 1м ³ будівельного об'єму приміщення	м ³	0,25
20	Виробітка в грошовому виразі на один люд.-день	грн.	1004,6

Розділ 6

**Охорона праці та безпека в надзвичайних
ситуаціях**

6.1. ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ ПРИ ВИКОНАННІ ЗЕМЛЯНИХ РОБІТ

На майданчику, призначеному для будівництва спортивного корпусу залягають суглинки тугопластичні з $\gamma = 18.2 \text{ кН/м}^2$ і $\varphi = 17^\circ$. 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 ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення 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 від Держелектромережі та інших організацій;
- 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 Э – 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.

6.2. РОЗРАХУНОК КРІПЛЕННЯ КОТЛОВАНУ

6.2.1. Розрахунок 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. 6.1а). 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:

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

Тому в даному випадку палю можна розглядати як балку на двох опорах (рис. 6.1б).

Знайдемо зусилля R_A , яке сприймається анкерною схваткою:

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

Згинальний момент в перерізі С-С (рис. 6.1б):

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

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).

З ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Основні положення (табл.4 і б) допустиме напруження на зминання під шайбами $R'_{зми} = 40 \cdot 0.85 = 34 \text{ кг/см}^2$, що більше фактичного $R'_{зми} = 30.25 \text{ кг/см}^2$.

Перевіряємо роботу хомута на розтяг.

Площа хомута, що працює на розтяг під дією сили:

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

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

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
 $R'_p = 605 \text{ кг/см}^2$.

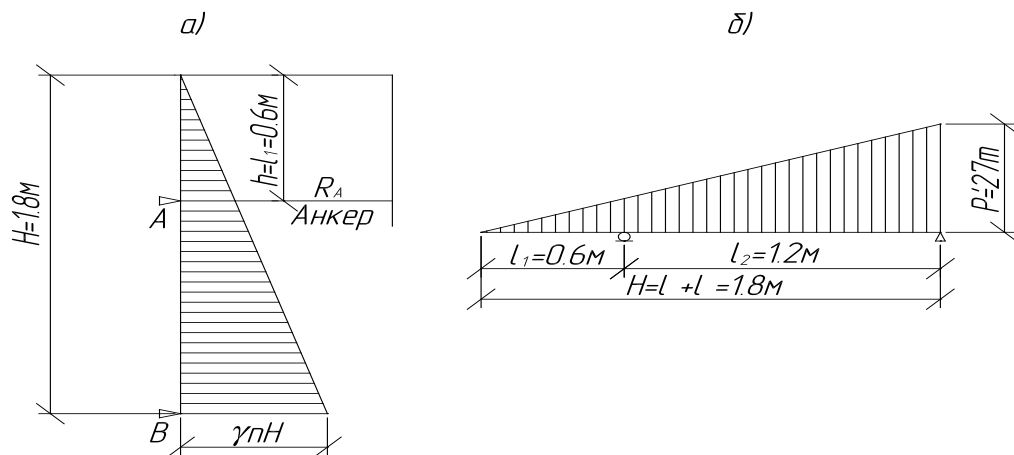


Рис. 6.1 До розрахунку анкерних паль

6.2.2. 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 $P = \sigma_{max} d$.

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:

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

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

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

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

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

6.2.3. Розрахунок анкерних схваток

Анкерні схватки з'єднуються з стіновими панелями хомутами з полосової сталі розмірами 5 x 40 мм і закріплюються двома болтами діаметром 20 мм. Найбільш слабе місце в схватці – місце зминання дерева болтами. Розтягуючи зусилля $R_A = 1.21$ т.

Площа зминання дерева болтами:

$$F_{зми} = 2dd_{схв} = 2 \cdot 2 \cdot 10 = 40 \text{ см}^2,$$

де $d_{схв}$ - діаметр круглої дерев'яної схватки (приймаємо $d_{схв} = 10$ см),

d – діаметр болтів.

Визначаємо напруження в дерев'яній схватці на зминання торця:

$$R'_{зми} = \frac{R_A}{F'_{зми}} = \frac{1210}{40} = 30.25 \text{ кг/см}^2.$$

Згідно ДБН В.2.6-161:2017 (Дерев'яні конструкції. Основні положення) розрахунковий опір деревини на стиск і зминання вздовж волокон $R_{зми} = 130$ кг/см². Приймаємо по табл. 6 коефіцієнт 0.85, що враховує умови роботи, визначаємо допустиме напруження на зминання:

$R_{зми} \cdot 0.85 = 130 \cdot 0.85 = 110$ кг/см², що значно перевищує розрахункове напруження $R'_{зми} = 30.25$ кг/см². Площа зминання палі сталевим хомутом:

$$F_{зми} = 4 \cdot 10 = 40 \text{ см}^2.$$

$$R_{зми} = \frac{R_A}{F'_{зми}} = \frac{1210}{40} = 30.25 \text{ кг/см}^2.$$

6.3. ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ ПРИ МОНТАЖІ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

При виконанні монтажу плит перекриття потрібно дотримуватись вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві». Монтаж перекриття ведеться баштовим краном КБ-160.2 з вильотом стріли $l = 25$ м. Радіус небезпечної зони $R_{н.з.} = l + 5 = 30$ м.

До початку БМР проектом передбачено:

- проведення інструктажу з працівниками задіяними при проведенні БМР з техніки безпеки;
- забезпечення працюючих захисними касками, спецодягом, монтажними поясами;
- видача схем стропування плит перекриття монтажникам і машиністам крана.

Організація системи сигналізації:

- всі сигнали машиністу крана подаються лише однією особою – такелажником;
- використання проміжних сигнальщиків забороняється;
- в місцях дії крана або можливого падіння вантажу необхідно встановити попереджувальні знаки.

На ділянках виконання монтажних робіт не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб.

Забороняється підйом плит, які не мають монтажних петель або міток, що забезпечують їх правильну строповку.

Після стропування плити перекриття машиніст крана по сигналу такелажника повинен підняти плиту на висоту 20-30 см над землею на деякий час для перевірки надійності стропування плити і цілості монтажних петель. Тільки після цього плавно, без ривків подає плиту до місця встановлення. Плити притримуються від розгойдування і обертання за допомогою канатів.

Не допускається перебування людей на плитах перекриття під час їх підйому і переміщенні.

Під час перерви в роботі забороняється залишати елементи конструкцій підвішеними в повітрі.

Забороняється виконання робіт, що пов'язані з знаходженням людей в секції, над якими проводиться переміщення, установка та тимчасове закріплення плит перекриття.

При переміщені плита перекриття повинна бути піднята не менш ніж на 0.5 м вище перешкод, що можуть зустрітись на шляху.

6.4. ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ПРИ ЕКСПЛУАТАЦІЇ БУДІВЛІ

Пожежна безпека повинна забезпечуватись шляхом проведення організаційних, технічних та інших заходів, спрямованих на попередження пожеж, забезпечення безпеки людей, зниження можливих майнових втрат і зменшення негативних екологічних наслідків у разі їх виникнення, створення умов для швидкого виклику пожежних підрозділів та успішного гасіння пожеж.

Для забезпечення вимог державних будівельних норм та правил щодо протипожежного захисту спортивного комплексу передбачити наступні інженерно-технічні та режимні заходи:

1. Приміщення спортивного комплексу обладнати системами пожежної автоматики:

- автоматичною пожежною сигналізацією – всі приміщення (крім приміщень з вологими процесами);

- передбачити виведення сигналу про спрацювання установок пожежної автоматики на пульт централізованого пожежного спостереження м. Борщів;

2. Передбачити систему оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей 3-го типу, яка включає:

- звуковий спосіб оповіщення (дзвінок, тонований сигнал та ін.);
- мовленнєвий запис і передача спеціальних текстів;
- світловий спосіб оповіщення:
 - а) світловий сигнал, що блимає;
 - б) світлові покажчики "Вихід";
 - в) світлові покажчики напрямку руху з включенням окремо для кожної зони;
- зв'язок зони оповіщення з диспетчерською;
- оповіщення виконувати спочатку обслуговуючого персоналу, а потім усіх

інших за спеціально розробленою черговістю;

3. Приймально-контрольні прилади пожежної автоматики встановити в приміщенні першого поверху, яке забезпечене природним і аварійним освітленням та має вихід безпосередньо назовні (або через коридор, вестибюль);

4. На першому поверсі спортивного комплексу встановити сигналізацію до вибухонебезпечних концентрацій газів з виведенням сигналу про спрацювання на об'єднаний диспетчерський пульт;

5. В приміщеннях спортивного комплексу виконати аварійне освітлення (евакуаційне освітлення та освітлення безпеки);

6. Шафи пожежних кранів укомплектувати рукавами довжиною 20 м та стволами відповідного діаметра, а також двома переносними вогнегасниками. На дверях пожежних шаф вказати після літерного індексу "ПК" порядковий номер крана та номер телефону для виклику пожежної охорони;

7. Забезпечити приміщення спортивного комплексу первинними засобами пожежогасіння (вогнегасниками) згідно Типових норм належності вогнегасників. Вогнегасники встановити у легкодоступних місцях (коридорах, біля входів або виходів з приміщень тощо), а також у пожежонебезпечних місцях, де найбільш вірогідна поява осередків пожежі (відстань між розташуванням вогнегасників не повинна перевищувати 20м);

Забезпечення пожежної безпеки покладається на власників спортивного комплексу, які зобов'язані:

- розробляти комплексні заходи щодо забезпечення пожежної безпеки;
- розробляти та затверджувати положення, інструкції, інші внутрішні нормативні акти;
- забезпечувати дотримання протипожежних вимог, стандартів, норм та правил, а також виконання вимог приписів і постанов органів державного пожежного нагляду;
- організовувати навчання працівників правилам пожежної безпеки;
- утримувати у справному стані засоби протипожежного захисту і зв'язку, пожежну техніку, обладнання та інвентар, недопускати використання не за

призначенням;

- подавати на вимогу державної пожежної охорони відомості та документи про стан пожежної безпеки об'єкту;
- своєчасно інформувати пожежну охорону про несправність систем протипожежного захисту, водопостачання.

В спортивному комплексі наказом встановити відповідний протипожежний режим і визначені:

- визначені місця для паління;
- порядок проведення тимчасових пожежонебезпечних робіт, в тому числі зварювальних;
- порядок відключення від мережі електрообладнання у разі пожежі;
- порядок проходження посадовими особами навчання та перевірки знань з питань пожежної безпеки, а також проведення з працівниками протипожежних інструктажів та знань з пожежно-технічного мінімуму з призначенням відповідальних за їх проведення;
- дії працівників у разі виявлення пожежі.

В приміщеннях спортивного комплексу розробити та вивісити на видних місцях плани евакуації людей на випадок пожежі, на доповнення до схематичного плану евакуації опрацювати інструкцію, що визначає дії персоналу щодо забезпечення швидкої евакуації людей, за якою не рідше одного разу на півроку проводити практичні тренування всіх задіяних працівників.

У приміщеннях на видних місцях біля телефонів вивісити таблички із зазначенням номера телефону для виклику пожежної охорони.

Евакуаційні шляхи і виходи утримувати вільними, нічим не захащувати.

Виконати інші заходи передбачені відповідними нормативними актами України з питань пожежної безпеки, які спрямовані на забезпечення безпечної евакуації людей під час пожежі, оперативну ліквідацію осередків пожежі, захист матеріальних цінностей.

Розділ 7

Екологія

7.1 Актуальність охорони навколишнього середовища

Будівництво - галузь народного господарства, що забезпечує зведення та реконструкцію житлових, громадських і виробничих будівель і споруд, створює базу для розвитку всіх галузей народного господарства. Воно базується на будівельній індустрії, яка є сукупністю підприємств і організацій та здійснюється в навколишньому природному середовищі, взаємодіє з ним і негативно на нього впливає. Початок третього тисячоліття знаменується завершенням формування світової ринкової економіки і водночас глобальним загостренням техно-економічних і екологічних проблем діяльності суспільства. Людство змушене перейти до ресурсозберігаючого виробництва і керуватися екологічними пріоритетами у взаємодії з природним середовищем.

Завдання та конструктивні програмні дії з охорони навколишнього середовища є невід'ємною складовою проектних робіт, починаючи від генеральної схеми розселення в масштабі країни, області, міста і закінчуючи проектами детального планування окремих елементів міста, реконструкції будівель і споруд. Це вимагає від містобудівника глибоких знань взаємозв'язків між об'єктами що проектуються, їхньої функціонально-просторової структури та екологічної ситуації, яка складається на території цих об'єктів.

Таким чином, еколого-економічні аспекти будівництва та архітектури стають актуальними і вимагають стратегічного бачення і врахування екологічного стану у всіх елементах міської екосистеми. Щоб не допустити руйнування навколишнього природного середовища, зберегти біологічне розмаїття і забезпечити пріоритет екології в усіх видах будівельної діяльності.

7.2 Види забруднень та заходи щодо екологічної безпеки на об'єкті

Під час будівництва будівлі спортивного комплексу ведуться попередні роботи з метою рекультивації землі - знімання та зберігання родючого шару ґрунту для подальшого його використання. Частину земель яка була використана

під час будівництва застосовують для благоустрою території, насадження дерев, квітів, чагарників, а частину використовують для дорожнього будівництва, залишки відправляються районним аграрним господарством за домовленістю.

Машини і механізми на будівельному майданчику

Як відомо жодне будівництво не може обійтися без використання різних видів машин і механізмів більшість з яких шкідливо впливає на навколишнє середовище. Шум безпосередньо супроводжує майже всі процеси які виконуються на будівельному майданчику. Оскільки будівля зводиться в межах житлової зони особливу увагу слід звертати на зниження шуму в джерелі його утворення. Шумове забруднення навколишнього середовища від транспортних засобів виходять далеко за межі будівельного майданчика (доставка до місця роботи матеріалів, конструкцій, обладнання і т.д). При перевезенні шум може з'явитися не тільки від самої машини, але й від недостатнього закріплення вантажу, із-за відсутності прокладок і т. д. Сильній шум чути з будівельної площадки, коли на ній працюють механізми з двигунами внутрішнього згорання, особливо компресори. Заходи які використовують для зниження шуму, це заміна пристроїв з двигунами внутрішнього згорання на електропровідні (компресори, екскаватори, бульдозери). При неможливості такої заміни встановлюють глушники на вихлопні труби машини з двигунами внутрішнього згорання, що знижує шум на 5 дБА в середньому.

Значною негативного впливу під час будівництва зазнає атмосферне повітря. Розглянемо деякі найбільш суттєві фактори його забруднення :

- пиління при розвантажувальних та завантажувальних роботах;
- робота автотранспорту з несправними двигунами;
- простоювання транспорту при завантажувальних та розвантажувальних роботах з ввімкненими двигунами;
- неорганізовані джерела викидів (в місцях зберігання сипучих будівельних матеріалів).

З метою зменшення впливу на атмосферне повітря, при будівництві, потрібно зводити до мінімуму дію всіх цих шкідливих факторів. Ефективність капітального будівництва залежить від суміжних підприємств, які поставляють сировину та продукцію, забезпечують будівництво електроенергією, водою, паром і т.д.

Всі види будівництва пов'язані один з одним єдиною технологічною ланкою та джерелами отримання сировини, це дозволяє краще вирішувати питання планування житлових районів, зведення автомобільних доріг, утилізації та переробки відходів. При цьому раціонально використовується сировина та матеріали, що веде до зменшення забруднюючих природу викидів. Самими ефективними та раціональними засобами по захисту повітряного середовища від викидів газу та пилу під час будівництва, являються технологічні заходи, які забезпечують виключення викидів шкідливих речовин, що досягається як покращенням самого технологічного процесу, так і герметизацію обладнання та апаратури. Герметичність обладнання - необхідна умова сучасного будівництва. При транспортуванні та збереженні сипучих будівельних матеріалів та порошкових будівельних матеріалів їх влаштовують в спеціально пристосованих складських приміщеннях.

Більшість будівельних механізмів і практично весь автотранспорт роблять на двигунах внутрішнього згорання. Склад вихлопних газів залежить від багатьох факторів, важливішим з яких являється вид та якість палива, тип двигуна, режим його роботи та навантаження, технічний стан та кваліфікація водія. Вважають, що справний, добре відрегульований двигун викидає в повітря в 10 раз менше окису вуглеводу, ніж несправний або не відрегульований. Також під час будівництва використовують механізми з дизельними двигунами замість карбюраторних бензинових. Це дозволяє використовувати більш дешеве паливо та знизити його витрати на 20-30 %. В нових дизельних двигунах відсутні характерні для цього типу двигунів задимленість, повільність та шумність.

Значною проблемою після будівництва є утилізація відходів

В теперішній час із всієї сировини, використаної для будівельних потреб лише декілька відсотків іде у відходи а інша частина переходить у продукцію, або використовується для будівництва доріг і т.д.

Під час будівництва будівлі спортивного комплексу, на території будівельного майданчика та поблизу нього не допускається злив відроблених машинних масел та інших шкідливих речовин. На час будівництва на будмайданчику відводиться зона санітарно-технічного обслуговування. Сміття побутового характеру не допускається закопувати або спалювати, необхідно підготувати яму для сміття, яку після закінчення будівництва вичищають, а сміття вивозять на смітник.

7.3 Заходи охорони навколишнього середовища

Охорона навколишнього середовища від забруднення та руйнування забезпечується :

- встановлення чітких розмірів і меж будівельного майданчика;
- своєчасне влаштування проїздів і майданчиків з твердим покриттям;
- зберігання, перевезення і навантажувально-розвантажувальні роботи маломірних матеріалів у спеціальних місткостях і контейнерах;
- здійснення перевезень і складування товарних бетонів і розчинів у герметичних місткостях;
 - організація механізованої заправки будівельної техніки і транспорту, а також збору відпрацьованого масла;
 - збір забруднених поверхневих стоків через грязевідстійник та бензомасловловлювач, фільтр з випуском в колектор дощової каналізації;
 - герметизація випусків систем господарсько-побутової та виробничої каналізації;

- максимальне збереження на території будівельного майданчика існуючих кущів, дерев і трав'яного покриву;
- завершення будівництва якісним прибиранням і благоустроєм території;
- влаштування газонів на вільній від забудови і мощення території;
- влаштування сміттєзбірника контейнерного типу;
- заключення відповідних угод на утилізацію відходів виробництва спеціалізованими підприємствами.

Висновки

Дипломна робота виконана згідно виданого завдання та повністю відповідає переліку питань, котрі необхідно було розробити.

В архітектурно-будівельному розділі відповідно до географічного розміщення будівельного майданчика та інженерно-геологічних і гідрологічних умов було розроблено генеральний план. У розділі розроблено об'ємно-планувальні та конструктивні рішення, а саме несучі і огорожуючі конструкції та проведено теплотехнічний розрахунок стіни.

Розрахунково-конструктивний розділ полягав у проведенні розрахунків на міцність, зокрема розрахунку збірної залізобетонної ребристої плити перекриття, збірного залізобетонного ригеля перекриття.

У розділі технології і організації будівельного виробництва визначено об'єми окремих видів робіт, терміни будівництва та технологію виробництва для робіт і зокрема методи виконання робіт в зимовий період. Розроблена технологічна карта на влаштування перекриття, технологічна карта на кладку цегляних стін та карта на влаштування покрівлі із рулонних матеріалів. Спроектовано сіткового графіка та будівельний генеральний план.

У розділі спеціальна частина проведено техніко-економічне порівняння варіантів кранів.

В організаційно-економічній частині дипломної роботи проведено кошторисний розрахунок та наведено техніко-економічні показники за роботою магістра.

Розділ охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях розглядає техніку безпеки при виконанні земляних робіт і при монтажі плит перекриття та пожежну безпеку при експлуатації будівлі.

У розділі екологія розглянуто види забруднень та заходи щодо екологічної безпеки на об'єкті і заходи з охорони навколишнього середовища.

Бібліографія:

1. "Спортивные сооружения" под редакц. Ю. А. Гагина. Учебник для ин-тов физической культуры. М. Физкультура и спорт, 1976. - 327с.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс: Учебник для вузов. - 5-е изд., перераб. и доп.- М.: Стройиздат, 1975.-214 с.
3. ГОСТ 10704-91 Труби сталеві електрозварні прямошовні. Сортамент
4. ГОСТ 10704-91 Труби сталеві електрозварні прямошовні. Сортамент
5. ГОСТ 12.4.087-84 Будівництво. Каски будівельні. Технічні умови
6. ГОСТ 3262-75 Труби сталеві водогазопровідні. Технічні умови (Перевидання (травень 1994 р.) зі Змінами № 1, 2, 3, 4, 5, 6
7. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.
8. ДБН В.1.1-7-2002 "Пожежна безпека об'єктів будівництва". Київ: Держбуд України, 2003. – 33 с.
9. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
10. ДБН В.1.3-2:2010 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві. Зміна № 1
11. ДБН В.2.1 – 10 – 2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ: Мінбуд України, 2010. – 98 с.
12. ДБН В.2.5-13-98 "Пожежна автоматика будівель і споруд".
13. ДБН В.2.5-28-2006. Інженерне обладнання будинків і споруд. Природне і штучне освітлення. Київ: Мінбуд України, 2006. – 65 с.
14. ДБН В.2.6-161:2017 Дерев'яні конструкції. Основні положення.
15. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель. Київ: Мінбуд України, 2006. – 71 с.
16. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції.
17. ДБН Д 1.1.1-2000 «Правила визначення вартості будівництва».
18. ДБН Д. 1.1-2-99. Указания по применению ресурсных элементных норм на строительные работы.

19. ДБН Д.2.2-11-99. Сборник 11. Полы.
20. ДБН Д.2.2-12-99. Сборник 12. Кровли.
21. ДБН Д.2.2-15-99. Сборник 15. Отделочные работы.
22. ДБН Д.2.2-1-99. Сборник 1. Земляные работы.
23. ДБН Д.2.2-6-99. Сборник 6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные.
24. ДБН Д.2.2-7- 99 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи, збірник 7 “Збірні залізобетонні конструкції”.
25. ДБН Д.2.2-7-99 Збірник 7. Бетонні і залізобетонні конструкції збірні.
26. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні елементні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів.
27. ДБН Д1.1-4-2000. Вказівки щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи
28. ДБН Д2.4-1-2000. Збірник I. Земляні роботи.
29. ДБН Д2.4-12-2000. Збірник 12. Малярні роботи.
30. ДБН Д2.4-15-2000. Збірник 15. Внутрішні санітарно-технічні роботи.
31. ДБН Д2.4-18-2000. Збірник 18. Благоустрій.
32. ДБН Д2.4-2-2000. Збірник 2. Фундаменти.
33. ДБН Д2.4-7-2000. Збірник 7. Підлоги.
34. ДБН Д2.4-8-2000. Збірник 8. Дахи, покрівлі.
35. ДСТУ 4179-2003. Рулетки вимірювальні металеві. Технічні умови.
36. ДСТУ 4304:2004 Пояс запобіжний монтерський. Загальні технічні умови
37. ДСТУ Б В.2.6-66:2008 Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні для житлових і промислових будівель. Технічні умови.
38. ДСТУ Б В.2.7-61:2008 Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови.
39. ДСТУ Б В.2.8-19:2009 Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент. Рівні будівельні. Технічні умови.
40. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Правила визначення вартості будівництва

41. ДСТУ Б Д.2.7-1:2012 Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів. Поправки.
42. ДСТУ Б.В.2.5-25:2005. Інженерне обладнання споруд, зовнішніх мереж Труби чавунні каналізаційні і фасонні частини до них Технічні умови.
43. ДСТУ-Н Б В.1.1–27: 2010. Строительная климатология. [Дата введения 2011-11-01]. / Мінрегіонбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 123 с.
44. Инженерные решения по охране труда в строительстве / Г.Г. Орлов, В.И. Булыгин, Д.В. Виноградов и др.; под ред. Орлова. - М.: Стройиздат, 1985.- 278с, ил. - (Справочник строителя).
45. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве. СН 423-71. -М.: Стройиздат, 1972 - 113с.
46. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебное пособие для техникумов. - М.: Стройиздат, 1989 - 560с.
47. Методичні вказівки до виконання дипломних проектів спеціаліста та дипломних робіт магістра для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 "Промислове і цивільне будівництво" денної і заочної форми навчання / Ковальчук Я.О., Конончук О.П., Дубіжанський Д.І. – Тернопіль: ТНТУ, 2014. – 51 с.
48. 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.
49. Н.С. Стригалина. Спортивные корпуса – М.: Стройиздат, 1976. – 153 ст.
50. НАПБ А.01.001-2004 "Правила пожежної безпеки України".
51. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов - Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов и др.; под редакцией Сорочана и Ю.Г Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985-480ст., ил. – (Справочник проектировщика).
52. Пихтарников Я.М., и др. Технико-экономические основы проектирования строительных конструкций.

53. Проектирование железобетонных конструкций.: Справочн. Пособие / А. Б. Гольшев, В. Я. Бачинский и др./.; под ред. Гольшева. - К.: Будівельник, 1985. – 496 с.

54. Руководство по перевозке унифицированных сборных железобетонных деталей и конструкций промышленного строительства автомобильным транспортом. (М.: Стройиздат, 1973г. 148с. Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт организации, механизации и технической помощи строительству Госстроя СССР)

55. Снежко А.П., Батура Г.М. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование. - К.: Выща шк., 1991.-200с.:ил.

56. Спортивные и физкультурно-оздоровительные сооружения. Нормы проектирования. ВСН 46-86. - М.: - Стройиздат, 1987. - 128 с.

57. Строительные краны: Справочник / В.П. Станевский, В.Г. Машеенко, Н.П.Колесник; Под общ. редакцией В.П.Станевского. - 2-е изд., перераб. и доп. - К: Будивэльник, 1989. - 296с: ил. - (Библиотека строителя).