

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 10-поверхового житлового будинку

в місті Тернополі

Виконав: студент _____ **6** курсу, групи МБд-2
напряму підготовки (спеціальності) **192 «Будівництво та
цивільна інженерія»**

(шифр і назва напрямку підготовки, спеціальності)

	_____	Кичка А.М.
	підпис	(прізвище і ініціали)
Керівник	_____	Каспрук В.Б.
	підпис	(прізвище і ініціали)
Нормоконтроль	_____	Данильченко С.М.
	підпис	(прізвище і ініціали)
Рецензент	_____	_____
	підпис	(прізвище і ініціали)

Зміст

Розділ 1. Архітектурно-будівельний розділ.....	5
1.1 Загальна характеристика ділянки	5
1.1.1 Географічне положення ділянки	5
1.1.2 Кліматичні умови	5
1.1.3 Транспортні зв'язки.....	6
1.1.4 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки	6
1.2 Генеральний план	7
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення	7
1.2.2 Розбивочний план вертикальне планування (план організації рельєфу).....	8
1.2.3 ТЕП генерального плану.....	10
1.3 Об'ємно-планувальні рішення	10
1.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального процесу	10
1.3.2 Описання прийнятого рішення та його обґрунтування	10
1.3.3 ТЕП об'ємно-планувального рішення	11
1.4 Конструктивні рішення.....	12
1.4.1 Несучі конструкції. Описання і обґрунтування їх вибору	12
1.4.2 Огороджувальні конструкції. Описання і обґрунтування їх вибору	12
1.4.3 Теплотехнічний розрахунок стін та над підвального перекриття	12
1.5 Архітектурно-художні рішення	16
1.6 Санітарно-технічне обладнання.....	18
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний розділ.....	22
2.1 Визначення навантажень на монолітне перекриття, складання розрахункової схеми	22
2.2 Визначення розрахункових зусиль в перерізах монолітної плити	24
2.2.1 Визначення розрахункових прольотів та зусиль	24
2.2.2 Визначення армування.....	24
2.2.3 Визначення площі робочих стержнів та розмірів сіток	27
2.3. Розрахунок другорядної балки.....	28
2.3.1 Визначення робочої висоти перерізу балки.....	28
2.3.2 Розрахунок перерізів другорядної балки на зріз за поперечною силою	33
2.4 Розрахунок головної балки	35
2.4.1 Розрахункова схема, розрахункові прольоти, навантаження.....	35
2.4.2 Постійні розрахункові навантаження	35
2.4.3 Розрахунок міцності нормальних перерізів	36
2.4.4 Підбір перерізу арматури.....	36
2.4.5 Площа перерізу і кількість поздовжньої робочої арматури	37
2.4.6 Розрахунок довжини анкерування	38

2.4.7 Розрахунок на зріз опорних перерізів головної балки, що армовані тільки поперечною вертикальною арматурою	39
2.4.8 Розрахунок на відрив.....	41
Розділ 3. Основи та фундаменти	43
3.1 Інженерно-геологічні умови будівельної ділянки.....	43
3.2 Визначення навантажень на фундаменти	44
3.3 Вибір типу фундаментів (порівняння варіантів фундаментів)	45
3.4 Визначення глибини закладання та розмірів підшви фундаменту.....	47
3.5 Розрахунок деформацій основ і фундаментів.....	50
Розділ 4. Технологія і організація будівельного виробництва.....	54
4.1 Вибір варіантів методів виконання робіт.....	54
4.2 Визначення трудомісткості	56
4.2.1 Визначення обсягів та трудомісткості загально будівельних робіт	56
4.2.2 Визначення термінів будівництва.....	59
4.2.3 Підбір монтажних механізмів і визначення їх кількості, підрахунок транспортних засобів і вибір схеми їх руху.....	60
4.2.4 Техніка безпеки при роботі із механізмами.....	61
4.3 Методи виконання основних робіт (вказується конкретний вид роботи)	62
4.3.1 Короткий опис виконання основних технологічних процесів (земляні роботи, улаштування фундаментів, стін, покрівлі, підлоги, опорядження приміщень і благоустрій території)	62
4.3.2 Охорона праці під час виконання основних технологічних процесів.....	67
4.4 Складання технологічної карти	69
4.4.1 Область застосування.....	69
4.4.2 Організація та технологія будівельного процесу	70
4.4.3 Техніко-економічні показники.....	72
4.4.4 Матеріально-технічні ресурси.....	73
4.4.5 Додатки.....	73
4.5 Сітковий графік (календарний план) будівництва	76
4.5.1 Обґрунтування прийнятого графіку виконання робіт	76
4.5.2 Складання карточки-визначника	78
4.5.3 Розрахунок графіку руху трудових ресурсів (основних матеріалів і механізмів)	78
4.5.4 Оптимізація сіткового графіку	79
4.5.5 Визначення техніко-економічних показників	80
4.6 Будівельний генеральний план	80
4.6.1 Розрахунок складських приміщень і площадок	80
4.6.2 Розрахунок тимчасових побутових приміщень.....	81
4.6.3 Визначення потреби у воді, електроенергії, парі, стиснутому повітрі	82
4.6.4 Опис буд генплану.....	86

Розділ 5. Спеціальна частина (порівняння варіантів)	88
5.1 Описання прийнятих до розгляду варіантів	88
Приймаємо до порівняння:	88
5.2 Порівняння варіантів.....	88
5.3 Аналіз варіантів	90
Розділ 6. Обґрунтування економічної ефективності.....	91
6.1 Об'єктний кошторис	91
6.2 Зведений кошторис.....	91
6.3 Визначення техніко-економічних показників	92
Висновок:	93
Загальні висновки	94
Бібліографія:.....	95

Розділ 1. Архітектурно-будівельний розділ

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1 Географічне положення ділянки

Будівництво 10 поверхового житлового будинку з творчими майстернями здійснюється на ділянці площею в 2,56 га в місті Тернопіль по вул. Тролейбусній, 4.

Будівля, що проектується, розташована з урахуванням напрямку панівних вітрів і природного освітлення. З метою досягнення хороших санітарно-гігієнічних умов, виконано правильне за формою і розмірами озеленення, що захищає від шуму і забруднення повітря. На ділянці є листяні дерева, набивні доріжки. Головний вхід в будівлю ні чим не загороджується, сполучення між головною будівлею та іншими здійснюється по набивних доріжках. При вирішенні проекту організації рельєфу забезпечені допустимі за нормами поздовжні і поперечні ухили, необхідні для розміщення забудови і руху транспорту.

Всі будівлі і споруди розраховані на підключення до зовнішніх інженерних мереж комунікацій. У проектуваному будинку передбачені системи опалення, вентиляції, гарячого і холодного водопостачання. Джерелом теплопостачання є зовнішні підземні теплові мережі.

1.1.2 Кліматичні умови

1. Будівельно-кліматична зона ПВ
2. Глибина промерзання ґрунту 0.8 (0.96 м)
3. Швидкісний напір вітру 55 кгс/м²
4. Снігове навантаження 140 кгс/м²
5. Розрахункова зимова температура:
 - найбільш холодної п'ятиденки -21 град С
 - найбільш холодної доби -25 град С
6. Середня температура опалювального періоду -0.5 град С
7. Літня розрахункова температура +24.1 град С

8. Зимова розрахункова температура для вентиляції - 9 град С
9. Тривалість опалювального періоду 190 днів
10. Середня швидкість вітру в січні 5.1 м/с
11. Зона вологості нормальна
12. Сейсмічність - до 6 балів

1.1.3 Транспортні зв'язки

У будівлю передбачено 2 роздільних підходи. Виділяються центральний вхід, розташований з боку головного фасаду, а так само вхід з внутрішньодворової території.

Для проїзду до будинку передбачений в'їзд з боку вул. Тролейбусній.

Для видалення сміття, а також для під'їзду пожежних машин до будівлі передбачений проїзд шириною 3,5 м. Радіуси заокруглень на поворотах не менше 5 м по осі дороги. Для проходу мешканців до під'їздів будинку передбачені тротуари шириною 1.5 м.

1.1.4 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

В результаті обстеження ділянки будівництва і на основі топографічної висотки виявлено наступне: рельєф ділянки відносно спокійний з ухилом в північному та північно-західному напрямку і перепадом відміток - 1.5м.

Ділянка будівництва багатоквартирного житлового будинку розташована в межах Тернопільського плато Волино-Подільської височини, безпосередньо на спланованому схилі. В минулому була забудована господарськими будівлями, які підлягають зносу. Категорія складності інженерно-геологічних умов - II. Підземні води на розвідувану глибину не зустрінуті. Ділянка не підтоплювана. Несприятливі для будівництва фізико-геологічні процеси та явища не спостерігаються. Проте, у зв'язку з тим, що на ділянці будівництва в минулому знаходилася заправка ПММ і ґрунти ними просякнуті та змінили свій природній колір, для засвідчення якості ґрунтів в котловані необхідно виконати відповідні геологічні заходи.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

На земельній ділянці запроектовано багатоквартирний житловий будинок з творчими майстернями, дитячий майданчик, майданчики для відпочинку дорослих, для сушіння білизни, розворотну площадку, майданчики для стоянки автомашин.

В'їзд на ділянку запропонований з проїзду до вул. Тролейбусної.

Пішохідні підходи передбачені з вулиці Тролейбусної.

Проектом передбачено мощення підходів і під'їздів, що при прийнятих нахилах забезпечує нормальний стік атмосферних вод.

Покриття під'їздів та тротуарів передбачені асфальтобетонні, частина тротуарів та майданчиків замощуються фігурними елементами мощення ФЕМ.

Вертикальне планування вирішується методом проектних горизонталей. В основу рішення вертикального планування закладено максимальне збереження існуючого рельєфу.

Територія ділянки, яка вільна від забудови та мощення, підлягає озелененню кущами і газонами з багаторічних трав з внесенням рослинного шару ґрунту.

Ділянка, надана під забудову, розташована по вул. Тролейбусній, в західній частині міста Тернополя.

Ділянка межує:

зі сходу - землі Тернопільської міської ради;

з півдня - землі ТФ ВАТ "Укртелеком";

з заходу - землі УМВС України в Тернопільській області та частково землі Тернопільської міської ради;

з півночі - землі ПП "Фаворит - 1".

Функціональне призначення земельної ділянки - будівництво багатоквартирного житлового будинку з творчими майстернями.

На земельній ділянці знаходяться споруди бувшого підприємства, які підлягають зносу. Зелені насадження, які знаходяться на ділянці, будуть детально обстежені. Самосів, сухостій та ті, що знаходяться в аварійному стані, підлягають зрізці. Підземні діючі інженерні мережі підлягають переносу. Незадіяні та ті, що вийшли з ладу, підлягають демонтажу, але діюча теплотраса, яка проходить через всю територію ділянки, залишається недоторканою.

1.2.2 Розбивочний план вертикальне планування (план організації рельєфу)

Мікрорайон, де планується будівництво багатоквартирного житлового будинку з творчими майстернями, знаходиться в структурі міста. Територія ділянки становить 2,56 га. У мікрорайоні передбачені школа, дитячі садки, Громадський центр. Мікрорайон обмежений трьома вулицями: 2 загальноміські, 1 житлова магістраль. За головну приймаємо загальноміську магістраль найбільшої протяжності і з найбільшим нахилом. Рельєф місцевості відображається на топографічних картах і планах горизонталями, що представляють собою проекції на горизонтальну площину перерізів поверхні горизонтальними площинами. Падіння рельєфу відбувається в південно-східному напрямку.

Розріджені горизонталі характерні для відносно рівних місць, зближення горизонталей показує підвищення крутизни місцевості. В даному мікрорайоні горизонталі розташовані близько один до одного, але досить рівно, тобто не маючи височин (пагорбів, горбів тощо). При вертикальному плануванні даного мікрорайону застосовувалися два методи:

- 1) метод профілів
- 2) метод проектних (червоних) горизонталей.

Вертикальне планування почали з ув'язки перехресть методом профілів. При розробці профілів позначки існуючої поверхні брали по топографічній основі в місцях перетину ліній сітки та у місцях зламів рельєфу, а проєктовані

визначали при побудові профілів в їх взаємній ув'язці. Поздовжній ухил на дорозі повинен знаходитися в межах від 0,005 до 0,08.

Вулиця Тролейбусна $i=0,0224$;

Вулиця Бережанська $i=0,0102$;

Вулиця С.Будного $i=0,0188$.

Після побудови профілів і визначення ухилів пов'язували вулиці більш високої категорії з більш низькою. Пару головної вулиці з лотком вулиці другорядного значення здійснюється на відстані 60 м. тобто від лотка головної вулиці відкладаємо 60 м з ухилом, знайденими між гребенями цієї вулиці.

Визначивши проектні поздовжні ухили по вулицях, приступили до детального опрацювання необхідної зміни існуючого рельєфу. Вона здійснюється методом проектних (червоних) горизонталей. Вирівнювання нерівностей території здійснюється засипанням западин і зрізанням горбів і пагорбів.

Для визначення положення на плані проектною горизонталі по проектних позначках двох точок розраховується відстань від горизонталі до однієї з точок. Далі пов'язуємо внутрішньомікрорайонні проїзди з головними вулицями. Внутрішньомікрорайонні проїзди проектують з односхилим профілем проїжджої частини. Поздовжній ухил приймають в інтервалі від 0,005 до 0,08. Поперечний ухил дорівнює 0,02. Максимальний ухил по проїздах $i=0,035$, мінімальний $i=0,004$.

Після ув'язки внутрішньомікрорайонних проїздів виробляємо вертикальну прив'язку будівель до рельєфу. Відлік прив'язки будівель ведеться від проектних позначок червоної лінії, осі або лотка проїзду. При прив'язці до проектною позначки червоної лінії відмітка кута будівлі або вимощення кута.

Відмітка чистої підлоги будинку встановлюється як мінімум на 0,5 - 0,8 м вище максимальної позначки вимощення в кутах будинку. У проекті відмітка чистої підлоги на 0,5 вище максимальної червоної позначки.

1.2.3 ТЕП генерального плану

Основні техніко-економічні показники по генплану наведені в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 - Основні техніко-економічні показники по генплану

№ п/п	Найменування	Од. вим.	Кількість
1	Площа земельної ділянки	м ²	2036
2	Площа асфальтобетонного покриття (тип 1)	м ²	543
3	Площа асфальтобетонного покриття (тип 2)	м ²	125
4	Площа мощення бетонною плиткою	м ²	90,50
5	Площа газонів	м ²	806
6	Довжина суцільної бетонної огорожі	п. м	26

1.3 Об'ємно-планувальні рішення

1.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального процесу

Основні функціональні вимоги до проектованої будівлі – створення сприятливих умов для всіх видів життєдіяльності. Будівля відноситься за призначенням до житлових будівель для посімейного заселення і постійного проживання.

У квартирах створені сприятливі умови для проживання сімей і відпочинку. Для забезпечення зручності проживання в квартирах є наступні функціональні групи приміщень: зона відпочинку (спальні); зона суспільно-робоча (загальна кімната); господарська зона (кухня); санітарно-гігієнічна (вбиральня, ванна кімната); допоміжна (коридори); вхідні, розподільна (передпокій). Зв'язки між приміщеннями квартири здійснюються за допомогою коридорів. Зв'язки між приміщеннями всієї будівлі здійснюється за допомогою ліфта, сходів і коридорів.

Розташування приміщень в квартирах влаштовано з урахуванням особливостей їх використання: спальні, як зони відпочинку, максимально віддалені від входу; ванн. Житлові кімнати і кухні проектуються з природним освітленням через вікна. Площа вікон становить не менше 1/8 площі освітлюваного приміщення.

1.3.2 Описання прийнятого рішення та його обґрунтування

На вказаній ділянці пропонується будівництво багатоквартирного житлового будинку. В межах 10-го поверху пропонується запроектувати

творчі майстерні. Проектний житловий будинок - односекційний з розташуванням шести однокімнатних квартир на кожному поверсі, окрім першого. На першому поверсі передбачено чотири однокімнатних квартири та одна двокімнатна. Набір приміщень квартир складають: загальні кімнати, кухні, суміщені санвузли, передпокої, комори, коридори.

Секція обладнана ліфтом, сходовою кліткою, сміттєзбірною камерою.

Ступінь вогнестійкості будівлі - II.

Ступінь довговічності будівлі - II.

Сейсмічність - 6 балів.

Категорія складності об'єкта - III

1.3.3 ТЕП об'ємно-планувального рішення

Основні техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення наведені в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 - Основні техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення

№ п/п	Найменування	Од. вим.	Кількість		
			1 кім. кв.	2 кім. кв.	всього
1	Площа забудови	м ²			375,88
2	Загальний будівельний об'єм, у тому числі:	м ³			12238
	- вище позначки 0,000	м ³			11185
	- нижче позначки 0,000	м ³			1053
3	Житлова площа	м ²	1035,99	36,32	1072,31
4	Площа квартир	м ²	2213,31	68,97	2282,28
5	Загальна площа квартир	м ²	2295,73	70,03	2365,76
6	Кількість поверхів	шт.			10
7	Кількість квартир, у тому числі:	шт.			53
	однокімнатних	шт.			52
	двокімнатних	шт.			1
8	Площа літніх приміщень	м ²	82,42	1,06	83,48
9	Умовна висота будинку	м			26,50
10	Площа житлового будинку	м ²			3549,01
11	Площа підвалу	м ²			306,14

1.4 Конструктивні рішення

1.4.1 Несучі конструкції. Описання і обґрунтування їх вибору

Конструктивна схема будинку - залізобетонний каркас із монолітних колон і діафрагм та безбалкових монолітних перекриттів.

В будинку прийняті наступні конструкції :

- фундаменти - окремі монолітні залізобетонні під з.б. колони та діафрагми;
- фундаментні стіни - монолітні залізобетонні;
- зовнішні стіни - із легких конструкцій питомою вагою до 600 кг/м³ із зовнішнім утепленням;
- перекриття - монолітне безбалкове;
- перемички - збірні залізобетонні, частково монолітні ділянки;
- сходові марші та перехідні площадки - монолітні залізобетонні;
- ліфтова шахта - монолітна залізобетонна;
- вікна, віконні вітражі, балконні двері - металопластикові білого кольору;
- підлога - керамічна плитка, паркетна, мозаїчний бетон.

1.4.2 Огороджувальні конструкції. Описання і обґрунтування їх вибору

Зовнішні стіни будинку виконуються з газобетонних блоків з наступним утепленням та штукатуркою і пофарбуванням по системі "Ceresit". Кольорове вирішення фасадів виконано у відповідності з паспортом зовнішнього опорядження. Внутрішні поверхні стін та перегородок - штукатурка, шпаклівка.

1.4.3 Теплотехнічний розрахунок стін та над підвального перекриття

Теплотехнічний розрахунок стін

Конструкція зовнішньої стіни (рис. 1.1):

- 1 – Цементно-піщана штукатурка ($\rho_1 = 1800 \text{ кг/м}^3$ $\delta_1 = 20 \text{ мм}$)
- 2 – Газобетонні блоки ($\rho_2 = 500 \text{ кг/м}^3$, $\delta_2 = 300 \text{ мм}$)
- 3 - Плити піно полістирольні ($\rho_3 = 20 \text{ кг/м}^3$)
- 4 – Клейова суміш ($\rho_4 = 1600 \text{ кг/м}^3$ $\delta_4 = 5 \text{ мм}$)
- 5 – Штукатурна маса ($\rho_5 = 1700 \text{ кг/м}^3$ $\delta_5 = 5 \text{ мм}$)

З ДСТУ-Н Б В.1.1-27 2010 [1] знайдемо необхідні для даного і подальшого розрахунків дані про використовувані матеріали - коефіцієнт теплопровідності λ , тепло засвоєння S і паро проникності μ - і зведемо їх в табл. 1.3.

Таблиця 1.3 - Теплотехнічні характеристики матеріалів стіни

Найменування матеріалу	Густина ρ , кг/м^3	Розрахункові коефіцієнти		
		теплопровідності λ , $\text{Вт/(м}\cdot^\circ\text{C)}$	теплозасвоєння s , $\text{Вт/(м}^2\cdot^\circ\text{C)}$	паропроникнення μ , $\text{мг/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па)}$
Цементно-піщана штукатурка	1800	0,76	9,6	0,09
Газобетонні блоки	500	0,18	2,81	0,17
Плити піно полістирольні	20	0,0295	0,348	0,0063
Клейова суміш	1600	0,7	8,69	0,12
Штукатурна маса	1700	0,7	8,95	0,098

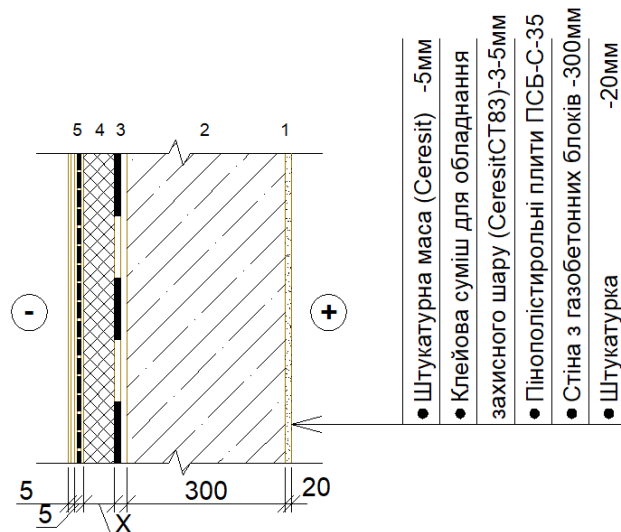


Рис. 1.1. Конструкція зовнішньої стіни

Шукана товщина утеплювача δ_2 для даної конструкції зовнішньої стіни буде дорівнювати

$$\delta_3 = \lambda_3 \left(R_{\text{т.норм}} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} - \frac{\delta_5}{\lambda_5} - \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \right)$$

З табл. 5.1 [1] для зовнішніх стін $R_{\text{т.норм}} = 3,20 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$.

З табл. 5.4 [1] для зовнішньої стіни маємо $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$ и $\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$.

Тоді товщина утеплювача складе

$$\delta_3 = 0,0295 \left(3,20 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,02}{0,76} - \frac{0,3}{0,18} - \frac{0,005}{0,7} - \frac{0,005}{0,7} - \frac{1}{23} \right) = 0,843 \text{ м}$$

Приймаємо кратне цілому сантиметру значення (з округленням в більшу сторону) $\delta_3 = 0,1 \text{ м}$ і розраховуємо дійсний опір теплопередачі стіни:

$$R_{\text{т}}^{\text{НС}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,3}{0,18} + \frac{0,1}{0,0295} + \frac{0,005}{0,7} + \frac{0,005}{0,7} + \frac{1}{23} = 3,66 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$$

Теплотехнічний розрахунок над підвального перекриття

Конструкція над підвального перекриття (рис. 1.2):

- 1 – залізобетонна плита товщиною $\delta_1 = 160 \text{ мм}$;
- 2 – шар утеплювача з плит піно полістирольні екструдовані теплоізоляційні товщиною δ_2 і щільністю $\rho_2 = 35 \text{ кг}/\text{м}^3$;
- 3 – деревоволокниста плита на бітумній мастиці м'яка щільністю $\rho_3 = 200 \text{ кг}/\text{м}^3$ і товщиною $\delta_3 = 13 \text{ мм}$;
- 4 – дубовий паркет товщиною $\delta_4 = 20 \text{ мм}$.

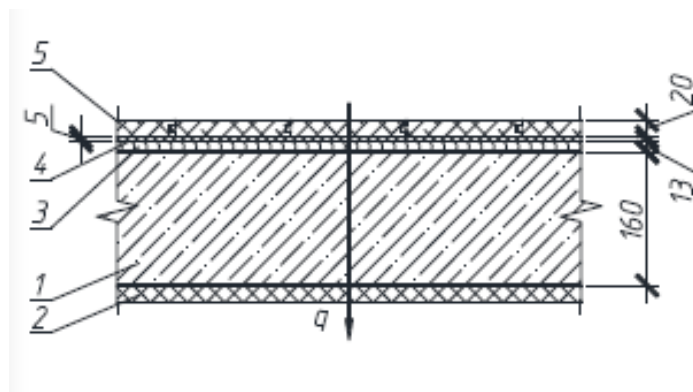


Рис. 1.2. Конструкція над підвального перекриття

З ДСТУ-Н Б В.1.1-27 2010 [1] знайдемо необхідні для даного і подальшого розрахунків дані про використовувані матеріали - коефіцієнт теплопровідності, тепло засвоєння і паро проникності та зведемо їх в табл. 1.4

Таблиця 1.4 - Теплотехнічні характеристики матеріалів над підвального перекриття

Найменування матеріалу	Густина ρ , кг/м ³	Розрахункові коефіцієнти		
		теплопровідності λ , Вт/(м·°C)	теплозасвоєння s , Вт/(м ² ·°C)	паропроникнення μ , мг/(м·ч·Па)
Залізобетон	2500	1,92	17,98	0,03
Плити пінополістирольні екструдовані	35	0,0295	0,318	0,0063
Плита деревоволокниста	800	0,07	1,67	0,12
Дубовий паркет	700	0,18	5,00	0,05

Опір теплопередачі перекриття над підвального перекриття попередньо приймають рівним необхідному опору теплопередачі $R_{тр}$, м²·°C/Вт, розрахованим за формулою

$$R_{тр} = \frac{n(t_b - t_n)}{\alpha_b \cdot \Delta t_b}$$

де n -коефіцієнт, що враховує положення зовнішньої поверхні огорожі по відношенню до зовнішнього повітря, що приймається по табл. 5.3 [1]; в даному випадку (безпосередній контакт з повітрям підпілля) $n = 1$;

t_n – розрахункова температура зовнішнього повітря, °C, в даному випадку це температура в технічному підпіллі, рівна відповідно до завдання $t_n = t_{п} = 5$ °C;

Δt_b – розрахунковий перепад температур між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожі, °C; $\Delta t_b = \Delta t_{вп} = 0,8$ °C.

Тоді при $\alpha_b = 8,7$ Вт/(м²·°C) отримаємо

$$R_{тр} = \frac{1(19 - 5)}{8,7 \cdot 0,8} = 2,01 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

Товщину утеплювача δ_2 знайдемо, враховуючи, що коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні $\alpha_n = 12$ Вт/(м²·°C)

$$\delta_2 = 0,0295 \left(2,01 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,16}{1,92} - \frac{0,013}{0,07} - \frac{0,02}{0,18} - \frac{1}{12} \right) = 0,042 \text{ м}$$

Приймаємо кратне цілому сантиметру значення (з округленням в більшу сторону) $\delta_2 = 0,04$ м і розраховуємо дійсний опір теплопередачі перекриття над технічним підпіллям:

$$R_{T}^{ПТП} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,16}{1,92} + \frac{0,04}{0,0295} + \frac{0,013}{0,07} + \frac{0,02}{0,18} + \frac{1}{12} = 1,93 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$$

1.5 Архітектурно-художні рішення

1. Приймаємо секцію за формулою: 1 секція - 1 кімн. квартира x 6 шт.
2. Визначаємо розрахункову кількість мешканців у залежності від площі квартири (за нормою 21 м² на людину плюс 10.5 м² на сім'ю).

Таблиця 1.5 – Характеристика квартир

№ п/п	Площа квартир, м ²	Кількість квартир на будинок, шт.	Загальна площа квартир на будинок, м ²	Розселення на квартиру (коефіцієнт заселення)	Розселення на будинок, чол.
1	43,23	1	43,23	1,55	1,6
2	42,33	1	42,33	1,52	1,5
3	44,47	2	88,94	1,62	3,2
4	70,03	1	70,03	2,84	2,8
5	42,08	12	504,96	1,50	18,0
6	44,62	20	892,40	1,62	32,4
7	45,24	16	723,84	1,65	26,4
	ВСЬОГО	53	2365,73		86,0

Кількість людей, які постійно перебувають у будинку дорівнює 86 (N). Об'єкт будівництва відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2 і належить до III категорії складності.

3. Визначаємо кількість людей, які періодично перебувають на об'єкті.

Кількість творчих майстерень - 6, отже, кількість жителів - 6 чол. (N).

Об'єкт будівництва відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1 і належить до I категорії складності.

4. Кількість осіб, які перебувають поза об'єктом (для спального району) визначаємо за формулою:

$$N = a \times N,$$

де коефіцієнт а приймається за табл.1 "Настанови".

Висота будинку більше 30м, а отже а = 1.5

$$N = 1.5 \times 86 = 129 \text{ осіб}$$

Відповідно до додатку 1 "Настанови" об'єкт відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2 і належить до III категорії складності.

5. За показниками "Можлива небезпека для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті" та "Можлива небезпека для життєдіяльності людей, які знаходяться ззовні об'єкта" будинок відноситься до III категорії складності. Тимчасове перебування людей у житловому будинку не нормоване, а в творчих майстернях кількість осіб відноситься до I категорії складності.

6. У відповідності з розрахунком кількість квадратних метрів у будинку - 2365.7. Розрахункова вартість приймається 7977 грн./м² площі квартири. Розрахункова вартість будинку складає :

$$2365.7 \times 7977 = 18871.0 \text{ тис. грн.}$$

Прогнозовані збитки визначаються за формулою:

$$\Phi = 0.225 \text{ Р } 0.225 \times 18871.0 = 4246 \text{ тис. грн.}$$

Обсяг можливого економічного збитку у мінімальних заробітних платах складає:

$$4246 : 1.378 = 3081 \text{ (м.р.з.п.)}$$

Відповідно до таблиці А.1 ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 об'єкт будівництва відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2 і належить до III категорії складності.

7. Будинок не розташований в охоронній зоні об'єктів культурної спадщини і не є об'єктом культурної спадщини.

8. Будинок не є об'єктом підвищеної екологічної небезпеки.

9. Приймаємо, що відмова будинку не впливає на припинення роботи об'єктів транспорту, зв'язку, енергетики.

За критеріями загальних вимог Закону України "Про регулювання містобудівної діяльності", Порядку віднесення об'єктів до III категорії складності, а також наведених розрахунків, багатоквартирний житловий будинок по вул. Тролейбусній,4 (поз.2) в м. Тернополі відноситься до класу

наслідків (відповідальності) СС2 і має III категорію складності об'єкта будівництва.

Проектом передбачені заходи по доступності мало мобільних груп населення в основному для категорії М1 відповідно до табл. А.1 ДБН В.2.2-17:2006 та для категорії М4. На самій території передбачено місця паркування автомобілів для інвалідів, опускання бордюрів з пониженою площадкою і пандусами в окремих місцях тротуарів, встановлюється необхідна візуальна інформація. Вхідні двері в будинок передбачено шириною 1.3м. Тамбур має достатню маневрову площу не менше 1.5м x 15м для розвороту крісла-коляски згідно з вимогами п.6.1.6 ДБН В.2.2-17:2006.

Підходи та входи позначаються міжнародними інформаційними логотипами. З боку просвіту між маршами поручень повинен бути безперервним і мати дотикове застережне позначення на початку та в кінці маршів (для сліпих). Східці повинні мати чітко позначені краї та бути неслизькими. Розміри сходових становлять 300x150(h)мм. Для пересування мало мобільних груп населення перед входом в будинок, на рівень площадки входу, передбачено пандус з нахилом згідно норм, а також пандус всередині будинку з доступом до ліфта мало мобільних груп населення категорії М4.

1.6 Санітарно-технічне обладнання

Опалення

Розрахункова зовнішня температура для опалення – 21 град С.

Проектом передбачається влаштування системи опалення багатоквартирного житлового будинку. Джерелами теплопостачання житлових квартир та творчих майстерень служать настінні газові котли, теплопродуктивністю 24 кВт кожний, які розміщені в кухнях кожної квартири.

Системи опалення запроектовані горизонтальні, двотрубні, з боковим підключенням радіаторів, з примусовим рухом теплоносія, з нижньою розводкою магістралей. В якості нагрівальних приладів передбачено сталеві радіатори PURMO типу 11,22. Для регулювання тепловіддачі нагрівальних

приладів передбачено установку перед ними термостатичних вентилів HERZ TS-90 з термостатичною головою HERZ MINI. Циркуляція теплоносія в системі опалення передбачена за допомогою насосу, вмонтованого в котел. Компенсація теплового розширення води передбачається за допомогою розширювального бачка об'ємом 7л, вмонтованого в котел. Випуск повітря із нагрівальних приладів здійснюється через повітровипускні крани типу Маєвського, які встановлюються на кожному радіаторі.

Розводка магістралей прийнята тупікова. Подаючі і зворотні трубопроводи прокладаються в конструкції підлоги і теплоізолюються обкладкою "ThermafleX". Трубопроводи для системи опалення запроектовано із металопластикових труб РЕ-Хс. Опалення сходових кліток передбачено панельними електричними обігрівачами "ENSA".

Вентиляція

Вентиляція квартир здійснюється через вентиляційні канали в стінах у кухнях, ванних кімнатах і санвузлах. Кратність повітрообміну прийняті згідно діючих норм. Повітропроводи виконуються із тонколистової покрівельної оцинкованої сталі. Приплив повітря - неорганізований, через віконні та дверні прорізи.

Холодне і гаряче водопостачання

Проектом передбачається влаштування систем холодного і гарячого водопостачання багатоквартирного житлового будинку для господарсько-питних потреб. У зв'язку з недостатнім напором в мережі водопостачання (28 м.вод.ст.) при необхідному - 46 м.вод.ст. запроектовано водопровідну станцію підкачки. У насосній станції встановлено насоси фірми "Grundfos" марки LPE 50-200|185 продуктивністю 13.0 м³/год; Н = 18 м.вод.ст. Для регулювання водоспоживання в приміщенні насосної встановлюється гідропневмобак V=800 літрів типу "Reflix D" фірми "Reflex".

Холодне водопостачання здійснюється від запроектованого вводу водопроводу Ø110 мм; гаряче - від двофункційних газових котлів, які встановлені у кухнях кожної квартири. На ввіді водопроводу в будинок

передбачається влаштування загальнобудинкового водомірного вузла з лічильником типу мокрохід з лічильним механізмом в метрологічному класі точності "С" Ø40 мм, з передавачем імпульсів та радіомодулем Scout P2, виробництва компанії Sensus.

Для обліку поквартирних витрат води на сходових клітках встановлюються водомірні вузли з лічильниками типу мокрохід з лічильним механізмом в метрологічному класі точності "С" Ø40мм з передавачем імпульсів та радіомодулем Scout P2 виробництва компанії Sensus.

По периметру будинку передбачені зовнішні поливальні крани в нішах через кожні 60-70 метрів.

Розводка водопровідних трубопроводів здійснюється відкрито над підлогою. Трубопроводи, прокладені в конструкції підлоги і в штрабах, підлягають теплової ізоляції обкладкою "Thermaflex".

Внутрішні мережі холодного і гарячого водопостачання запроектовані з поліетиленових труб, згідно ДСТУ Б В.2.5-17-2001. Трубопроводи, прокладені в підвалі, в штрабах та в сходових клітках підлягають теплової ізоляції обкладкою "Thermaflex".

Каналізація

Відвід господарсько-фекальних стоків запроектовано самотічно з випуском стічних вод через два випуски у дворовий колектор Ø150 мм.

Внутрішня каналізаційна мережа проектується із пластмасових каналізаційних труб Ø50-110мм, по ГОСТ 22689.3-89. Каналізаційні стоки відводяться від санітарно-технічних приладів, до яких підводиться вода. Відвідні каналізаційні трубопроводи прокладаються відкрито, стояки - в штрабах. Для чистки мережі від засмічень на ній передбачаються прочистки та ревізії. Вентиляція мережі здійснюється витяжними стояками, які виводяться вище даху на 0.5 м.

Дощові води з покрівлі відводяться внутрішніми водостоками з випуском на відмостку. На випуску передбачається гідравлічний затвор. Внутрішня мережа водостоків запроектована із ПВХ труб.

Газопостачання

Газопостачання житлового будинку по вул. Тролейбусній запроектовано від газопроводу низького тиску. Витрата газу на житловий будинок складає: 154.7м³/год. На виході газопроводу із землі на стіні будинку встановлюється фланцеве з'єднання, контрольна трубка на дренажній основі та відсікаючий кран. Газопроводи по зовнішній стіні будинку покрити двома шарами емалі ХВ - 124 ГОСТ 10114-74 по двох шарах ґрунту ХВ - 010 по ТУ 6-21-8-89 з додаванням пудри ПАК - 3 ГОСТ 5494-71. Газопроводи внутрішніх приміщень пофарбувати олійною фарбою два рази. Підводка газу прийнята до газових плит ПГ - 4 і настінних газових двофункційних котлів типу "турбо", які обладнані автоматикою безпеки і регулювання. Для обліку витрат газу запроектовано мембранні лічильники типу G - 4, які встановлюються в кухнях квартир. Перед лічильниками і газовими приладами передбачено встановлення запірної арматури. Діаметри газопроводів прийняті згідно гідравлічного розрахунку системи газопостачання. Газопроводи монтувати із труб сталевих електрозварних ГОСТ 10704-91*.

Розділ 2. Розрахунково-конструктивний розділ

2.1 Визначення навантажень на монолітне перекриття, складання розрахункової схеми

Головні балки розміщуються поперек будівлі по осям 3, 6, 9, а другорядні вздовж будівлі. Плита перекриття – семи прольотна (рис. 2.1).

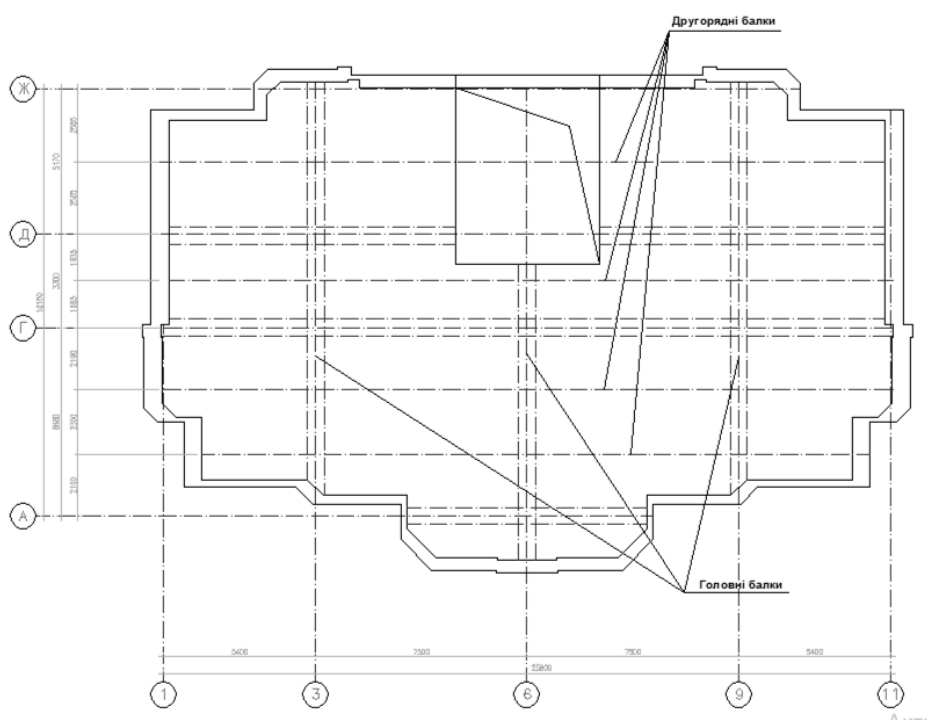


Рис. 2.1. Конструктивна схема перекриття

На перекриття діють нормативні навантаження, їх визначимо згідно вказівкам ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» [2].

Навантаження по дії бувають постійні і тимчасові. Нормативні навантаження від маси окремих елементів визначаються із добутку

$$V \cdot \rho \cdot g,$$

де V – об'єм матеріалу (конструкції), ρ – густина матеріалу, g – прискорення вільного падіння, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$. Навантаження від покриття, підлоги, плити перекриття та інші збираються з 1 м^2 перекриття.

Тимчасові навантаження приймаємо у відповідності з досвідом експлуатації аналогічних будівель з подальшим розподіленням їх на довготривалі та короткочасно діючі частини.

Розрахункове навантаження визначається як добуток нормального навантаження (q_n, x_n) на коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f . Значення коефіцієнтів надійності по навантаженню наведені в [2].

Для навантаження від покриття коефіцієнт надійності приймемо $\gamma_f = 1,2$.

Для тимчасових рівномірно розподілених навантажень на перекритті при $v_n < 2 \text{ кН/м}^2$ $\gamma_f = 1,3$, при $2 \text{ кН/м}^2 \leq v_n$ $\gamma_f = 1,2$, для снігового навантаження $\gamma_f = 1,14$ (100 років).

Навантаження визначаються з коефіцієнтом надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$.

$$V = t \cdot A,$$

де t – товщина шару, м;

A – площа, для розрахунків ми прийняли площу $A = 1 \text{ м}^2$.

Густина паркету $\rho = 0,5 \text{ т/м}^3$.

Густина важкого бетону $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$.

Таблиця 2.1 - Навантаження на 1 м^2 монолітної залізобетонної плити перекриття

Навантаження	Розрахункове навантаження при $\gamma_f = 1$, кН/м^2	Коефіцієнт $\gamma_f > 1$	Розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$, кН/м^2
<u>Постійне</u> Паркетна підлога товщиною $t = 18 \text{ мм}$ $t \cdot A \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_n = 0,02 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,093 1,398	1,3 1,1	0,121 1,538
Залізобетонна плита товщиною $h_f = 200 \text{ мм}$ $h_f \cdot A \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_n = 0,2 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95$			
Всього	1,491		1,659
<u>Корисне (тимчасове)</u> $v_n \cdot \gamma_n = 6,7 \cdot 0,95$ У тому числі короткочасне $v_n \cdot \gamma_n = 3 \cdot 0,95$	6,365 2,85	1,2 1,2	7,638 3,42
Повне	$q_n = 9,208$		$q = 10,448$

2.2 Визначення розрахункових зусиль в перерізах монолітної плити

2.2.1 Визначення розрахункових прольотів та зусиль

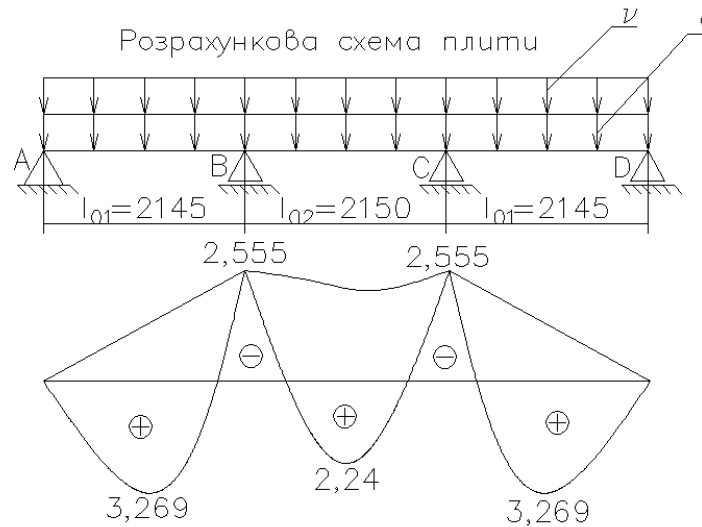


Рис.2.2 Розрахункова схема та еюра згинальних моментів плити

Визначаємо розрахункові прольоти плити. Для крайніх прольотів:

$$l_{02} = l_2 - b_w = 2300 - 150 = 2150 \text{ мм.}$$

Для середніх прольотів:

$$l_{01} = l_1 - \frac{b_w}{2} + \frac{h_f}{2} = 2190 - \frac{150}{2} + \frac{60}{2} = 2145 \text{ мм.}$$

Зусилля від розрахункових навантажень у крайніх прольотах:

$$M_I = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{10,45 \cdot 2,145^2}{11} = 3,269 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

на межі першої проміжної опори В, при армуванні зварними рулонними сітками з поздовжньою робочою арматурою:

$$M_B = -\frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = -\frac{10,45 \cdot 2,145^2}{11} = -3,269 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

при армуванні в'язаними чи зварними рулонними сітками з поперечною робочою арматурою:

$$M_B = -\frac{q \cdot l_{02}^2}{14} = -\frac{10,45 \cdot 2,15^2}{14} = -2,555 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в середніх прольотах та на гранях середніх опор незалежно від способу армування плити:

$$M_{II} = M_C = \frac{ql_{02}^2}{16} = \frac{10,45 \cdot 1,85^2}{16} = \pm 2,24 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

2.2.2 Визначення армування

Попередньо прийняту товщину плити уточняємо по найбільшому згинальному моменту. Для цього потрібно визначити робочу висоту перерізу:

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{\alpha_m f_{cd} b'}}$$

де M_{max} – максимальний момент, кН · м;

α_m – коефіцієнт;

f_{cd} – розрахункова міцність бетону на стиск, МПа;

b – розрахункова смуга плити, $b = 1000$ мм.

Для прийнятого класу бетону С25/30, якщо коефіцієнт надійності по бетону $\gamma_{b2} = 0,9$, розрахунковий опір стисканню:

$$f_{cd} = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа.}$$

Прийmemo $\xi = 0,15$

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,15 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,15) = 0,14$$

При згинальному моменті $M_B = -2,555$ кН · м та при армуванні плити зварними рулонними сітками з поздовжньою робочою арматурою із дроту діаметром 5 мм класу А240С $R_s = 225$ МПа.

$$d = \sqrt{\frac{3,269 \cdot 10^6}{0,14 \cdot 13,05 \cdot 1000}} = 42,3 \text{ мм}$$

При товщині захисного шару бетону 10 мм, попередньо прийнятому діаметру дроту 5 мм, відстань від його центру ваги до верхньої грані плити $a' = 10 + 5/2 = 12,5$ мм. Тоді товщина плити:

$$h_f = d + a' = 42,3 + 12,5 = 54,8 \text{ мм.}$$

Приймаємо $h_f = 60$ мм.

Тоді $d = h_f - a' = 60 - 12,5 = 47,5$ мм.

Коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{M_I}{f_{cd} b d^2} = \frac{3,269 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 47,5^2} = 0,111.$$

Коефіцієнту $\alpha_m = 0,111$ відповідає значення $\zeta = 0,940$.

Для смуги I площа перерізу поздовжньої арматури

$$A_{s1} = \frac{M_I}{f_{yd} \zeta d} = \frac{3,269 \cdot 10^6}{225 \cdot 0,94 \cdot 47,5} = 325 \text{ мм}^2.$$

На грані першої проміжної опори

$$\alpha_m = \frac{3,269 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 47,5^2} = 0,111.$$

Коефіцієнту $\alpha_m = 0,111$ відповідає значення $\zeta = 0,940$.

Площа перерізу поздовжньої арматури га грані проміжної опори В

$$A_{SB} = \frac{3,269 \cdot 10^6}{255 \cdot 0,94 \cdot 47,5} = 325 \text{ мм}^2.$$

В середніх прольотах і на гранях середніх опор

$$\alpha_m = \frac{2,555 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 47,5^2} = 0,087.$$

Коефіцієнту $\alpha_m = 0,087$ відповідає значення $\zeta = 0,957$.

Площа арматури в другому прольоті

$$A_{S2} = \frac{2,555 \cdot 10^6}{225 \cdot 0,957 \cdot 47,5} = 250 \text{ мм}^2.$$

Для смуги Ц, для плит, охоплених балками по периметру, площа перерізу поздовжньої арматури зменшується на 20%:

в крайніх польотах $A_{S1} = 325 \text{ мм}^2$;

на грані першої проміжної опори $A_{SB} = 325 \text{ мм}^2$;

в середніх прольотах і на гранях середніх опор $A_{S2} = 250 \cdot 0,8 = 200 \text{ мм}^2$.

Для варіанту армування плити зварними сітками з поперечною робочою арматурою рулонними, плоскими чи в'язаними сітками із окремих стержнів, прийнявши $\xi = 0,15$, коефіцієнт

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,15 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,15) = 0,14$$

Тоді

$$d = \sqrt{\frac{3,269 \cdot 10^6}{0,14 \cdot 13,05 \cdot 1000}} = 42,3 \text{ мм.}$$

При товщині захисного шару бетону 10 мм, попередньо прийнятому діаметру дроту 8мм

$$a = 10 + \frac{8}{2} = 14 \text{ мм.}$$

Тоді $h_f = 42,3 + 14 = 56,3 \text{ мм}$.

Приймаємо товщину плити $h_f = 60 \text{ мм}$, $d = 60 - 14 = 46 \text{ мм}$.

Площа перерізу поздовжньої робочої арматури для смуги I при арматурі класу A240C діаметром 8мм, $f_{yd} = 225$ МПа в крайніх прольотах

$$\alpha_m = \frac{3,269 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 46^2} = 0,118.$$

Коефіцієнту $\alpha_m = 0,118$ відповідає значення $\zeta = 0,938$.

$$A_{S1} = \frac{3,269 \cdot 10^6}{225 \cdot 0,938 \cdot 46} = 337 \text{ мм}^2.$$

Награні першої проміжної опори

$$\alpha_m = \frac{2,555 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 46^2} = 0,093.$$

Коефіцієнту $\alpha_m = 0,093$ відповідає значення $\zeta = 0,947$.

$$A_{SB} = \frac{2,555 \cdot 10^6}{225 \cdot 0,947 \cdot 46} = 261 \text{ мм}^2.$$

В середніх прольотах і на гранях середніх опор

$$\alpha_m = \frac{2,555 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 46^2} = 0,093.$$

Коефіцієнту $\alpha_m = 0,093$ відповідає значення $\zeta = 0,953$.

$$A_{S2} = \frac{2,555 \cdot 10^6}{225 \cdot 0,953 \cdot 46} = 259 \text{ мм}^2.$$

Для смуги II (плити, охопленої балками по периметру) в крайніх прольотах $A_{S1} = 337 \text{ мм}^2$, на грані першої проміжної опори $A_{SB} = 261 \text{ мм}^2$, в середніх прольотах і на гранях середніх опор $A_{S2} = 259 \cdot 0,8 = 207 \text{ мм}^2$.

2.2.3 Визначення площі робочих стержнів та розмірів сіток

Для смуги I. Розрахункова площа перерізу арматури в середніх прольотах $A_{S2} = 250 \text{ мм}^2$. По сортаменту приймаємо сітку C1 $\frac{6A240C-265}{6A240C-350}$.

Площа робочих стержнів сітки C1 – $A_{S2} = 270 > 250 \text{ мм}^2$.

В крайніх прольотах і над першими від стіни опорами приймаємо додаткову сітку. Робоча площа її арматури

$$A_{S, \text{дод}} = A_{SB} - A_{S2} = 325 - 250 = 75 \text{ мм}^2.$$

Згідно сортаменту додатково до сітки С1 укладаємо сітку С2 $\frac{6A240C-300}{6A240C-350}$, у якої площа робочих стержнів $A_{S, \text{дод}} = 75 \text{ мм}^2$, що задовольняє вимогам.

Для смуги II. Розрахункова площа робочої арматури в середніх прольотах $A_{S2} = 259 \text{ мм}^2$. По сортаменту приймаємо сітку С3 $\frac{6A240C-275}{6A240C-350}$.

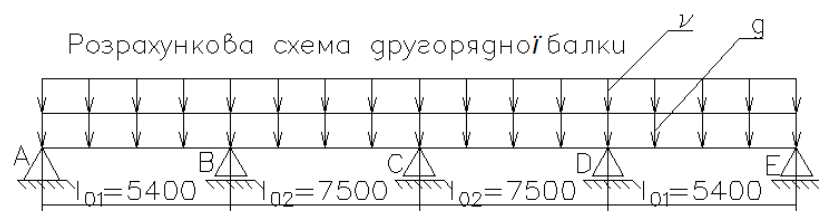
Площа робочих стержнів сітки С3 – $A_{S2} = 270 > 259 \text{ мм}^2$.

В крайніх прольотах і над першими від стіни опорами В приймаємо додаткову сітку. Розрахункова площа її арматури $A_{S, \text{дод}} = 325 - 259 = 66 \text{ мм}^2$.

Згідно сортаменту додатково до сітки С3 укладаємо сітку С4 $\frac{6A240C-150}{6A240C-350}$, у якої площа робочих стержнів $A_{S, \text{дод}} = 84 \text{ мм}^2$, тобто більше необхідної.

Визначаємо ширину рулонної сітки з поздовжніми робочими стержнями.

2.3. Розрахунок другорядної балки



2.3.1 Визначення робочої висоти перерізу балки

При компоюванні конструкції перекриття балки другорядні чотирипрольотні, навантажені рівномірно розподіленим навантаженням.

Крайніми опорами балок являються стіни будівлі, середніми – головні балки. Для перекриття варіанту 1:

розрахункові прольоти при ширині головної балки $b = 250 \text{ мм}$,

середні $l_{02} = 7500 - 2 \cdot 250/2 = 7250 \text{ мм}$,

крайні $l_{01} = 5400 - 250/2 + 250/2 = 5400 \text{ мм}$,

різниця між розрахунковими прольотами

$$\frac{7250 - 5400}{7250} \cdot 100\% = 6,47 < 10\%.$$

Розрахункове навантаження на 1м довжини балки зі смуги $l_2 = 2000 \text{ мм}$:

маса підлоги і залізобетонної плити: $g \cdot l_2 = 1,659 \cdot 2 = 3,318 \text{ кН/м}$,

ваги 1м довжини ребра другорядної балки

$$(h - h_f) \cdot b \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot 0,95 =$$

$$= (0,4 - 0,06) \cdot 0,15 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 1,31 \text{ кН/м}$$

Постійне навантаження $g = 3,318 + 1,31 = 4,628 \text{ кН/м}$,
 постійне (тимчасове) навантаження $v = 4,628 \cdot 2 = 9,256 \text{ кН/м}$.

Повне розрахункове навантаження на 1м довжини балки

$$q = 9,256 + 4,628 = 13,884 \text{ кН/м.}$$

Зусилля від розрахункових навантажень:

у крайніх прольотах

$$M_I = \frac{ql_{01}^2}{11} = \frac{13,884 \cdot 5,4^2}{11} = 53,33 \text{ кНм,}$$

на грані першої проміжної опори В

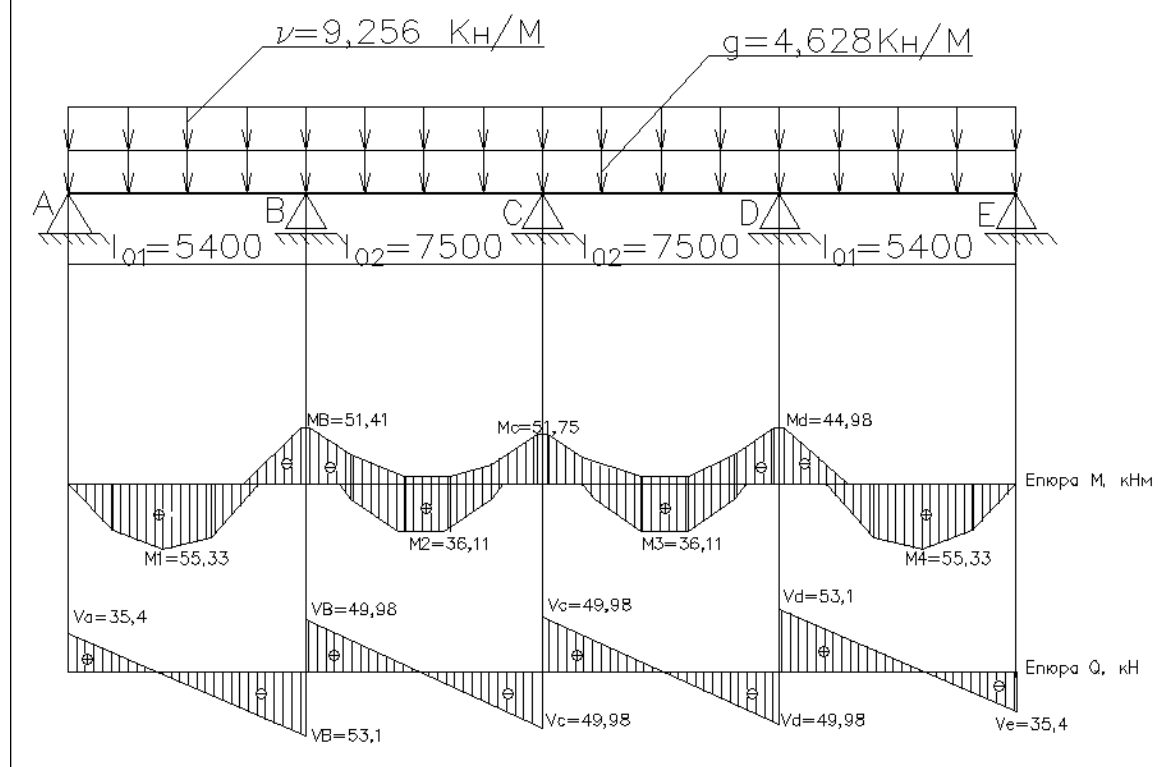
$$M_B = \frac{ql_{02}^2}{14} = \frac{13,884 \cdot 7,5^2}{14} = 51,41 \text{ кНм,}$$

в середніх прольотах і на гранях середніх опор при $l_{02} = 7,5\text{м}$

$$M_{II} = M_C = \pm \frac{13,884 \cdot 7,2^2}{16} = \pm 44,98 \text{ кНм.}$$

Ординати епюри огинаючих моментів визначаємо в перерізах через $0,2l_0$

$$M_{max}^{min} = \pm \beta(g + v)l_0^2 \text{ при умові } v/g = 9,256/4,628 = 2,0$$



Таблиця 2.3 - Ординати огинаючих епюр моментів

Номер прольоту	Номер перерізу	Відстань від лівої опори через 0,2	Коефіцієнти		$(g + v)l_0^2$	Розрахункові згинаючі моменти, кН·м	
			$+\beta$	$-\beta$		M_{max}	M_{min}
I	1	0,2	0,065	–	586,6	35,9	–
	2	0,4	0,090	–		49,7	–
	2'	0,4	0,091	–		50,3	–
	3	0,6	0,075	–		55,2	–
	4	0,8	0,020	–		11,1	–
	5	1,0	–	0,0715		–	39,5
II	6	0,2	0,018	-0,0313	719,7	11,20	19,5
	7	0,4	0,058	-0,0103		36,11	6,40
	7'	0,5	0,0625	–		44,98	–
	8	0,6	0,058	-0,0072		36,11	4,50
	9	0,8	0,018	-0,0253		11,20	20,95
	10	1,0	–	-0,0625		–	38,91

Нульові точки додатньої епюри моментів M_{max} при умові $v/g = 0,5 \dots 5,0$ розміщуються на відстані $0,15l_0$ від граней опор в прольотах:

$$\text{крайніх } 0,15l_{01} = 0,15 \cdot 5400 = 975\text{мм},$$

$$\text{середніх } 0,15l_{02} = 0,15 \cdot 7500 = 1080\text{мм}.$$

Нульова точка епюри M_{min} при $v/g = 2,00$ розміщується на відстані $0,2l_{01} = 0,2 \cdot 5400 = 1300\text{мм}$.

Ординати епюри поперечних сил на гранях опори:

$$\text{вільної } Q_A = 0,4 \cdot (9,256 + 4,628) \cdot (5,4 - 0,5 \cdot 0,25) = 35,4 \text{ кН},$$

$$\text{першої проміжної В зліва } Q_B^L = 0,6 \cdot 13,884 \cdot (5,4 - 0,5 \cdot 0,25) = 53,1 \text{ кН},$$

справа, середньої опори С зліва і справа

$$-Q_B^П = Q_C^L = -Q_C^П = \pm 0,5 \cdot 13,884 \cdot 7,2 = 49,98 \text{ кН}.$$

Розміри перерізу балки при згинальному моменті по грані опори В $M_B = -51,41 \text{ кНм}$.

Приймаємо $\xi = 0,35$, тоді

$$\alpha_m = 0,35 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,35) = 0,288.$$

Робоча висота перерізу при ширині ребра $b = 150\text{мм}$

$$d = \sqrt{\frac{51,41 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 150 \cdot 0,288}} = 302 \text{ мм.}$$

При армуванні другорядної балки в прольотах зварними каркасами і на опорах зварними сітками $a' = 20$ мм. Тоді її висота $h = 302 + 20 = 322$ мм.

Приймаємо $h = 350$ мм, $d = 350 - 20 = 330$ мм.

Міцність нормальних перерізів

Визначаємо робочу висоту перерізу у прольотах, приймаючи робочі стержні діаметром 20мм і захисний шар бетону 20мм.

При розміщенні робочих стержнів у два ряди

$$d = 350 - \left(20 + 20 + \frac{25}{2}\right) = 297,5 \text{ мм,}$$

в один ряд

$$d = 350 - (20 + 20/2) = 320 \text{ мм.}$$

Армування балки будемо виконувати в прольотах зварними каркасами а на опорах зварними каркасами, розміщеними горизонтально при поздовжніх робочих стержнях із арматури класу А400С з розрахунковим опором $f_{yd} = 365$ МПа.

Ширину полиці таврового профілю балки, що входить в розрахунок приймаємо із умови $h'_f > 0,1h$, $b'_f = 2000$ мм.

Площа поперечного перерізу поздовжніх робочих стержнів в крайніх прольотах

$$\alpha_m = \frac{M_l}{f_{cd} b'_f d^2} = \frac{53,33 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 2000 \cdot 320^2} = 0,020$$

Величині $\alpha_m = 0,020$ відповідає значення $\zeta = 0,986$.

$$A_s = \frac{M_l}{f_{yd} \zeta d} = \frac{53,33 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,986 \cdot 320} = 463 \text{ мм}^2$$

Приймаємо каркас $2\emptyset 18\text{A}400\text{C}$, $A_s = 254 \cdot 2 = 508 > 463 \text{ мм}^2$.

Верхні стержні каркасів крайніх прольотів приймаємо конструктивно $2\emptyset 10\text{A}400\text{C}$.

В середніх прольотах

$$\alpha_m = \frac{53,33 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 2000 \cdot 320^2} = 0,019.$$

Величині $\alpha_m = 0,019$ відповідає значення $\zeta = 0,991$.

$$A_s = \frac{53,33 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,991 \cdot 320} = 363 \text{ мм}^2$$

Приймаємо каркас 2Ø16A400С, $A_s \approx 402 > 363 \text{ мм}^2$.

Площу і кількість верхніх стержнів середніх прольотів визначаємо із розрахунку середнього значення від'ємного моменту у перерізах 6 і 7.

$$M_{min} = \frac{25,91 + 8,53}{2} = 17,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При $a' = 20 \text{ мм}$ $h_0 = 350 - 20 = 330 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{17,2 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 150 \cdot 330^2} = 0,081$$

Значення $\alpha_m = 0,081$ відповідає значенню коефіцієнта $\zeta = 0,958$.

$$A_s = \frac{17,2 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,958 \cdot 330} = 121 \text{ мм}^2$$

У кожному каркасі по одному стержню діаметром 10мм (всього два діаметра 10A400С), приймаємо $A_s = 157 > 121 \text{ мм}^2$.

На опорі В:

$$\alpha_m = \frac{53,33 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 150 \cdot 330^2} = 0,277.$$

Значення $\alpha_m = 0,277$ відповідає значенню коефіцієнта $\zeta = 0,834$

$$A_{sB} = \frac{53,33 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,834 \cdot 330} = 478 \text{ мм}^2$$

Розрахункову площу арматури A_{sB} розміщуємо у плиті на відрізьку, що дорівнює відстані між осями другорядних балок $l = 2,00 \text{ м}$.

Приймаємо каркас 5Ø12A400С.

Таким чином, на опорі В балку армуємо каркасом з робочою арматурою діаметром 12A400С, поперечні стержні приймаємо конструктивно із арматури Ø6A400С і розміщуємо з кроком 400мм. Площа робочої арматури

$$A_s = 565 > 478 \text{ мм}^2.$$

На опорі С

$$\alpha_m = \frac{53,33 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 150 \cdot 330^2} = 0,243.$$

Значенню $\alpha_m = 0,243$ відповідає $\zeta = 0,859$.

$$A_s = \frac{53,33 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,859 \cdot 330} = 405 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо каркас 4Ø12A400С.

Площа робочої арматури $A_s = 452 > 405 \text{ мм}^2$.

Поперечні стержні приймаємо конструктивно із арматури Ø6A400С і розміщуємо з кроком 400мм.

2.3.2 Розрахунок перерізів другорядної балки на зріз за поперечною силою

Максимальна поперечна сила на опорі В зліва $Q_{max} = V_{Ed} = 53,1 \text{ кН}$.

Робоча висота перерізу другорядної балки на опорі при армуванні двома сітками $d = h - a' = 350 - 50 = 300 \text{ мм}$.

$$v_{Rd.c} = C_{Rd.c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{300}} = 1,82 < [2,0]$$

Приймаємо $k = 1,82$; $\sigma_{cp} = 0$; $k_1 = 0$.

$$v_{Rd.c} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,82 \cdot (100 \cdot 0,0073 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} = 0,529 \text{ МПа}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w d} = \frac{53,1 \cdot 10^3}{150 \cdot 300} = 1,18 \text{ МПа}$$

Оскільки $v_{Ed} = 1,18 > v_{Rd.c} = 0,529 \text{ МПа}$, необхідно встановити поперечну розрахункову арматуру.

Коефіцієнт v :

$$v = 0,6 \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \right] = 0,6 \cdot \left[1 - \left(\frac{20}{250} \right) \right] = 0,522 < 0,6;$$

Максимальна міцність бетону на зріз при $\cot \theta = 2,5$; $tg = 0,4$; $\cot^2 \theta = 6,25$

$$v_{Rd.max} = v_{fcd} \left(\frac{\cot \theta + \operatorname{tg} \theta}{1 + \cot^2 \theta} \right) = 0,522 \cdot 14,5 \cdot \left(\frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25} \right) = 3,20 \text{ МПа}$$

Через те, що $\cot \theta = 2,5$ $v_{Rd.max} = 3,20 > v_{Ed} = 1,68$ МПа, то площу поперечної вертикальної арматури при її кроці $S_w = 150$ мм визначаємо:

$$A_{sw} = \frac{v_{Ed} S_w b_w}{0,8 \cdot f_{ywd} \cot \theta} = \frac{1,68 \cdot 150 \cdot 150}{0,8 \cdot 285 \cdot 2,5} = 66,3 \text{ мм}^2;$$

Приймаємо 2Ø8A400C з кроком $S_w = 150$ мм ($A_{sw} = 100,5 > 66,3$ мм²) в кожній 1/3 довжини прольоту.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w S_w} = \frac{100,5}{150 \cdot 150} = 0,0045 > \rho_{w.min} = 0,0009$$

Для зменшення діаметру поперечних стержнів користуються комбінацією відігнутих (похилих) стержнів з вертикальною поперечною арматурою.

Розрахунок проводимо за умови, що A_{sw} сприймає не менше $0,5V_{Ed}$.

$$V_{Rd.s} = 0,5V_{Ed} = 0,5 \cdot 53,1 = 26,55 \text{ кН}$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd.s} S_w}{0,9 d f_{ywd} \cot \theta} = \frac{26,55 \cdot 150}{0,9 \cdot 300 \cdot 285 \cdot 2,5} = 29,5 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 2Ø6A400C з кроком 150 мм, $A_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 56,6$ мм².

Уточнюємо величину $V_{Rd.s}$, яку можуть сприймати 2Ø6A400C:

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw} 0,8 f_{ywd} 0,9 d \cot \theta}{S_w} = \frac{56,6 \cdot 0,8 \cdot 285 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 2,5}{150} = 48 \text{ кН}$$

Зусилля, що передається на відігнуту арматуру

$$V_{Ed.inc} = V_{Ed} - V_{Rd.cs} = 53,1 - 48 = 5,1 \text{ кН}$$

$$A_{sw.inc} = \frac{V_{Ed.inc} \cdot S_w.inc}{z f_{ywd} \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta)} =$$

$$= \frac{5,1 \cdot 10^3 \cdot 150}{0,9 \cdot 365 \cdot 285 \cdot 0,707 \cdot (1 + 2,5)} = 10 \text{ мм}^2$$

Приймаємо:

- у першій площині – «утки» з 2Ø12A400C;
- у другій та третій площині – 2Ø8A400C з прольотів на опору.

2.4 Розрахунок головної балки

2.4.1 Розрахункова схема, розрахункові прольоти, навантаження

Головна балка трипрольотна, навантажена зосередженими навантаженнями. Крайніми опорами балки являються стіни будівлі, середніми – колони.

Розрахункові прольоти

Глибина обпирання головної балки на стіну $c = 380$ мм. Розрахункові прольоти при цьому:

$$\text{в крайніх прольотах } l_{01} = 6680 + \frac{380}{2} = 6870 \text{ мм};$$

$$\text{в середніх } l_{02} = 3300 \text{ мм.}$$

2.4.2 Постійні розрахункові навантаження

Масу головної балки приводимо до зосередженого навантаження, прикладеного в місцях обпирання другорядних балок. Якщо переріз головної балки $b \times h = 250 \times 600$, навантаження складає від маси:

$$\text{головної балки з ділянки довжиною } l_{02}/3 = 3300/3 = 1100 \text{ мм}$$

$$b(h - h_f) \frac{l_{02}}{3} \rho \cdot 9,81 \gamma_n \gamma_f =$$

$$= 0,25 \cdot (0,6 - 0,06) \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 7,1 \text{ кН};$$

другорядних балок

$$b_{д.б}(h_{д.б} - h_f) \rho \cdot 9,81 l_{д.б} \gamma_n \gamma_f =$$

$$= 0,15 \cdot (0,35 - 0,06) \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 7,5 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 7 \text{ кН};$$

конструкції підлоги і плити

$$gl_1 L = 2,81 \cdot 1,1 \cdot 7,5 = 36,1 \text{ кН.}$$

$$\text{Всього: } G = 7,1 + 7 + 36,1 = 50,2 \text{ кН.}$$

Тимчасові розрахункові навантаження, що передаються як зосереджені сили через другорядні балки

$$v = v_n l_{д.б} \frac{l_{гол.б}}{3} \gamma_n \gamma_f = 6,7 \cdot 7,5 \cdot \frac{3,3}{3} \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 98,2 \text{ кН.}$$

2.4.3 Розрахунок міцності нормальних перерізів

Попередньо прийняту висоту балки перевіряємо по згинаючому моменту біля грані опори В.

Значення моментів біля грані опори В:

від 3-ї комбінації навантажень

$$M_{B,гр} = -M_B + Q \frac{h_c}{2} = -215,1 + 170,2 \cdot \frac{0,4}{2} = -181,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

від 1-ї комбінації

$$M_{B,гр} = -162 + 50,2 \cdot \frac{0,4}{2} = -152 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

від 2-ї комбінації

$$M_{B,гр} = -162 + 76,7 \cdot \frac{0,4}{2} = -146,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Робоча висота перерізу балки при граничному положенні нейтральної осі перевіряється, виходячи з умови $\frac{x}{h_0} = \zeta = 0,35$ при значенні коефіцієнта $\alpha_m = 0,289$,

$$d = \sqrt{\frac{M_{B,гр}}{\alpha_m f_{cd} b}} = \sqrt{\frac{181,1 \cdot 10^6}{0,289 \cdot 13,05 \cdot 250}} = 438 \text{ мм}.$$

Тоді висота перерізу балки при армуванні її зварними каркасами, а другорядної балки – зварними сітками:

$$h = d + a = 438 + 110 = 548 \text{ мм}.$$

Приймаємо $h = 550$ мм, $d = 550 - 110 = 440$ мм.

2.4.4 Підбір перерізу арматури

Поздовжні і поперечні стержні каркасу будемо виконувати із арматури класу А500С, яка має характеристики $f_{yd} = 450$ МПа, $R_{sw} = 306$ МПа. В прольотах переріз балки враховується як тавровий, шириною b'_f .

Ширину полиці таврового профілю балки, що входить в розрахунок приймаємо із умови $h'_f > 0,1h$, $b'_f = 2000$ мм.

На опорах і в прольоті переріз балки по від'ємному моменту враховуємо як прямокутний, шириною $b = 250$ мм.

2.4.5 Площа перерізу і кількість поздовжньої робочої арматури

В крайньому польоті

Визначаємо значення коефіцієнта

$$\alpha_m = \frac{M_{11}}{f_{cd} b d^2} = \frac{249 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 2000 \cdot 440^2} = 0,048,$$

значення $\alpha_m = 0,048$ відповідає $\zeta = 0,975$.

Тоді

$$A_s = \frac{M_{11}}{f_{yd} \zeta d} = \frac{249 \cdot 10^6}{450 \cdot 0,975 \cdot 440} = 1548 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо два каркаси по два стержня діаметром 22мм в кожному. $A_s = 1520 \text{ мм}^2$, що менше за необхідну 1548 мм^2 на $1,8\% < 5\%$.

Верхні стержні каркасів приймаємо конструктивно діаметром 12A500С.

В середньому прольоті

$$\alpha_m = \frac{140,8 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 2000 \cdot 440^2} = 0,027$$

$\zeta = 0,986$, тоді

$$A_s = \frac{140,8 \cdot 10^6}{450 \cdot 0,986 \cdot 440} = 865 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо два каркаси: у першому ряду $2\emptyset 18A500C$ $A_s = 508 \text{ мм}^2$, у другому - $2\emptyset 16A500C$ $A_s = 402 \text{ мм}^2$. Всього $\Sigma A_s = 508 + 402 = 910 \text{ мм}^2$.

Верхні стержні каркасів КР2 розраховуємо по значенню від'ємного моменту $M = 59,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$. При $d = 550 - 35 = 515$ мм.

$$\alpha_m = \frac{59,3 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 250 \cdot 515^2} = 0,068, \quad \zeta = 0,965$$

Тоді

$$A_s = \frac{59,3 \cdot 10^6}{450 \cdot 0,965 \cdot 515} = 318 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо $2\emptyset 16A500C$ $A_s = 402 > 318 \text{ мм}^2$.

На опорах В і С

$$\alpha_m = \frac{M_{B.гр}}{f_{cd} b d^2} = \frac{181,1 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 250 \cdot 440^2} = 0,287, \quad \zeta = 0,826$$

Тоді

$$A_s = \frac{181,1 \cdot 10^6}{450 \cdot 0,826 \cdot 440} = 1329 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо два каркаси КРЗ по два стержні в кожному, тобто 4Ø22А500С
 $A_s = 1520 > 1329 \text{ мм}^2$.

Нижні стержні каркасів КРЗ приймаємо конструктивно 2Ø12А500С.

2.4.6 Розрахунок довжини анкерування

1-ий проліт нижня арматура.

У перерізі обриваються стрижні Ø22 мм класу S500.

Визначимо розрахункове значення граничної напруги зчеплення за формулою:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

де f_{ctd} - розрахункове значення межі міцності бетону при розтягуванні;

η_1 - коефіцієнт, що враховує якість зчеплення і положення стрижнів під час бетонування (рисунок 8.2, стор 110) ($\eta_1 = 1$ - для хороших умов; $\eta_1 = 0,7$ - для всіх інших випадків);

$\eta_2 = 1$ для $\varnothing < 32 \text{ мм}$.

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 2 = 3,15$$

Визначимо необхідну базову довжину анкерування за формулою:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

де σ_{sd} - розрахункова напруга стрижня в місці, від якого вимірюється анкерівка ($\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$)

$$l_{b,rqd} = \frac{22}{4} \cdot \frac{435}{3,15} = 759,5 \text{ мм}$$

Визначимо еквівалентну довжину анкерування за формулою:

$$l_{b,eq} = \alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$$

де α_4 - коефіцієнт, що враховує вплив одного або декількох приварених поперечних стрижнів уздовж розрахункової довжини анкетування, $\alpha_4 = 0,7$

$$l_{b,eq} = 0,7 \cdot 759,5 = 532 \text{ мм}$$

Приймаємо $l_{b,eq} = 535 \text{ мм}$

Опора В, верхня арматура.

У перерізі обриваються стрижні $\varnothing 12 \text{ мм}$ класу S500.

Визначимо розрахункове значення граничної напруги зчеплення:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 2 = 3,15$$

Визначимо необхідну базову довжину анкерування:

$$l_{b,rqd} = \frac{12}{4} \cdot \frac{435}{3,15} = 414 \text{ мм}$$

Визначимо еквівалентну довжину анкерування:

$$l_{b,eq} = 0,7 \cdot 414 = 290 \text{ мм}$$

Анкерування арматури на вільній опорі.

Довжина анкерування поздовжньої арматури $\varnothing 12 \text{ мм}$ на вільній опорі (в зоні спирання другорядної балки на зовнішню стіну) повинна бути не менше $5 \cdot \varnothing = 5 \cdot 12 = 60 \text{ мм}$. При майданчику спирання другорядної балки на стіну $l_{sb,sup} = 250 \text{ мм}$ анкерування поздовжньої арматури забезпечується.

2.4.7 Розрахунок на зріз опорних перерізів головної балки, що армовані тільки поперечною вертикальною арматурою

На опорі В

Вихідні дані:

Q_1 – максимальна поперечна сила на опорі В, $Q_1 = V_{Ed} = 192,3 \text{ кН}$;

n – кількість каркасів у поперечному перерізі балки біля опори В, $n = 4$;

$b = 250 \text{ мм}$, $h = 550 \text{ мм}$, $a = 37,5 \text{ мм}$;

$$d = h - a = 550 - 37,5 = 512,5 \text{ мм.}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{512,5}} = 1,62$$

Приймаємо $k = 1,62$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{1329}{250 \cdot 512,5} = 0,0104$$

$$v_{Rd.c} = \frac{C_1}{1,5} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,62 \cdot (100 \cdot 0,0104 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} = 0,53 \text{ МПа}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w d} = \frac{192,3 \cdot 10^3}{250 \cdot 512,5} = 1,5 \text{ МПа}$$

Так як $v_{Ed} = 1,5 \text{ МПа} > v_{Rd.c} = 0,53 \text{ МПа}$, то необхідна розрахункова поперечна арматура.

$$v = 0,6[1 - f_{ck}/250] = 0,6 \cdot 0,92 = 0,552 > [0,6]$$

$v_{Rd.max}$ при $\cot \theta = 2,5$ та $\text{tg} \theta = 0,4$

$$v_{Rd.max} = v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \text{tg} \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0,552 \cdot 14,5 \cdot \frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25} = 3,2 \text{ МПа}$$

Площу поперечної арматури визначаємо з умови, що на ділянках між опорою до найближчої другорядної балки є переріз, де розміщено три прольотних і один опорний каркас.

Кількість поперечної арматури над опорою, при $n = 4$:

$$A_{sw} = \frac{v_{Ed} S_w b_w}{0,8 \cdot f_{ywd} \cot \theta} = \frac{1,5 \cdot 150 \cdot 250}{0,8 \cdot 285 \cdot 2,5} = 98,7 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 4Ø6A500C, $A_{sw} = 113 > 98,7 \text{ мм}^2$.

На опорі А

Вихідні дані:

Q_1 – максимальна поперечна сила на опорі А, $Q_1 = V_{Ed} = 121,9 \text{ кН}$;

n – кількість каркасів у поперечному перерізі балки біля опори А, $n = 2$;

$b = 250 \text{ мм}$, $h = 550 \text{ мм}$, $a = 37,5 \text{ мм}$.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{1329}{250 \cdot 512,5} = 0,0104$$

$$v_{Rd.c} = \frac{C_1}{1,5} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} = \frac{0,18}{1,5} \cdot 1,62 \cdot (100 \cdot 0,0104 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} = 0,53 \text{ МПа}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w d} = \frac{121,9 \cdot 10^3}{250 \cdot 512,5} = 0,95 \text{ МПа}$$

Так як $v_{Ed} = 0,95 \text{ МПа} > v_{Rd.c} = 0,53 \text{ МПа}$, то необхідна розрахункова поперечна арматура.

$$v = 0,6[1 - f_{ck}/250] = 0,6 \cdot 0,92 = 0,552 > [0,6]$$

$v_{Rd.max}$ при $\cot \theta = 2,5$ та $\text{tg} \theta = 0,4$

$$v_{Rd.max} = v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \text{tg} \theta}{1 + \cot^2 \theta} = 0,552 \cdot 14,5 \cdot \frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25} = 3,2 \text{ МПа}$$

$$A_{sw} = \frac{v_{Ed} S_w b_w}{0,8 \cdot f_{ywd} \cot \theta} = \frac{0,95 \cdot 150 \cdot 250}{0,8 \cdot 285 \cdot 2,5} = 62,5 \text{ мм}^2$$

Приймаємо 4Ø6A500C, $A_{sw} = 113 > 98,7 \text{ мм}^2$.

В крайніх прольотах на приопорних ділянках опор А і В прольотних каркасів на відстані до другорядних балок поперечні стержні приймаємо діаметром 6A500C і кроком 175 мм.

В опорних каркасах по всій їх довжині приймаємо поперечні стержні діаметром 6A500C з кроком 200 мм.

В прольотних каркасах на ділянках між другорядними балками поперечні стержні приймаємо діаметром 6A500C з кроком

$$S = 175 < \frac{1}{3} h = \frac{550}{3} = 183 \text{ мм.}$$

2.4.8 Розрахунок на відрив

В місцях примикання другорядної балки в цілях недопущення відриву розтягнутої зони головної балки встановлюємо допоміжну арматуру. Переріз арматури на довжині ділянки визначаємо виходячи з опорної реакції другорядної балки

$$Q = Q_B^{\text{лів}} + Q_B^{\text{пр}} = 75,66 + 68,43 = 144,1 \text{ кН.}$$

Висота стиснутої зони на опорі другорядної балки

$$x = \zeta d_{д.б} = 0,35 \cdot 330 = 115,5 \text{ мм.}$$

Відстань від центра ваги розтягнутої арматури до точки прикладання рівнодіючої стиснутої зони другорядної балки

$$h_s = d_{\text{гол.б}} - \left(h_{\text{д.б}} - \frac{x}{2} \right) = 520 - \left(350 - \frac{115,5}{2} \right) = 228 \text{ мм.}$$

Площа перерізу поперечної арматури

$$A_s = \frac{Q \left(1 - \frac{h_s}{d} \right)}{R_{sw}} = \frac{144,1 \cdot 10^3 \cdot \left(1 - \frac{228}{520} \right)}{306} = 280 \text{ мм}^2,$$

довжина зони відриву

$$a = 2h_s + b_{\text{д.б}} = 2 \cdot 228 + 150 = 606 \text{ мм.}$$

На ділянці довжиною 606 мм знаходиться 8 поперечних стержнів $\varnothing 6$ мм, які знаходяться в 2 прольотних каркасах. Площа перерізу цих стержнів 226 мм^2 , тоді площа арматури в допоміжному каркасі складає

$$A_{sw} = 280 - 226 = 54 \text{ мм}^2.$$

У додатковому каркасі приймаємо 2 стержні $\varnothing 6 \text{ A500C}$, $A_{sw} = 56 > 54 \text{ мм}^2$.

Розділ 3. Основи та фундаменти

3.1 Інженерно-геологічні умови будівельної ділянки

Рельєф ділянки відносно спокійний з ухилом в північному та північно-західному напрямку і перепадом відміток - 1.5м. Нерівності мікрорельєфу відсутні. Дані гранулометричного аналізу ґрунтів наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Дані гранулометричного аналізу ґрунтів

№	Різнovid	h, м	ρ_s , кг/м ³	W	ρ_s т/м ³	W ₂	W _p	ϕ	c, кПа	E, МПа
1	Ґрунтовий рослинний ґрунт	0,5	1,65							
2	Суглинок щільний	1,1	1,84	0,21	2,74	0,45	0,22	19	34	18
3	Суспісь жовта	3,9	1,79	0,17	2,7	0,32	0,18	21	25	19
4	Глина сіра	7,6	1,9	0,32	2,76	0,65	0,36	18	40	21

Обчислимо і зведемо в таблицю наступні відсутні характеристики ґрунтів:

Густина сухого ґрунту

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega}$$

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$$

Коефіцієнт водонасиченості

$$S_r = \frac{\rho_s \omega}{e \rho_w}$$

де ρ_w – густина води, $\rho_w = 1000$ кг/м³

Питома вага водопроникних ґрунтів, що залягають нижче рівня ґрунтових вод, приймається з урахуванням зважує дії води згідно виразу

$$\gamma_s = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}$$

Коефіцієнт надійності по ґрунту наведений в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 - Коефіцієнт надійності по ґрунту

Характеристики	Значення K_r для розрахунку основ	
	За I граничним станом	За II граничним станом
Питоме зчеплення	1,5	1,0
Кут внутрішнього тертя		
- піщаний ґрунт	1,10	1,0
- глинисті ґрунти	1,15	1,0
Модуль загальної деформації	-	1,0

Кут внутрішнього тертя

$$\varphi_{(n)} = \varphi / K_r$$

Питоме зчеплення

$$c_{(n)} = c / K_r$$

Коефіцієнт фільтрації

$$K_{\Phi 1} = K_{\Phi 2} = 0,1 - 2 \text{ м/сут}$$

Результати розрахунку наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 – Результати розрахунку

№	Різнovid	$\rho_d, \text{т/м}^3$	e	S_r	γ_s	$\varphi_{(n)},$ град	$c_{(n)}$
1	Ґрунтовий рослинний ґрунт	1.35	-	-	-	-	-
2	Суглинок щільний	1.52	0.8	0.72	0.97	17.27	22.7
3	Супісь жовта	1.53	0.76	0.6	0.96	18.26	16.7
4	Глина сіра	1.44	0.92	0.96	0.92	15.65	26.7

Таким чином, другий шар – суглинок щільний є придатною основою для фундаменту.

3.2 Визначення навантажень на фундаменти

Збір навантажень виробляємо на вантажну площу, яку встановлюємо в залежності від статичної схеми споруди.

Величини тимчасових навантажень встановлюємо відповідно до коефіцієнтами надійності по навантаженнях. Збір навантажень проводиться від верху будівлі до позначки планування.

Визначимо вантажну площу в перерізі 1-1:

$$A = 1,4 * 1,01 = 1,41 \text{ м}^2$$

де 1,4 – ширина перерізу 1-1;

1,01 – прийнята одинична довжина перерізу 1-1.

Збір навантажень на фундаменти наведений в табл. 3.4.

Таблиця 3.4 – Збір навантажень на фундаменти

Найменування навантаження і конструкції	Нормативні навантаження		Коефіцієнт надійності по навантаженню g_f	Розрахункове значення навантаження, кН
	на одиницю площі, кН/м^2	на вантажну площу, кН		
1. Постійні:				

Покриття:				
Полімерна мембрана	0,13	$0,13 \times 1,41 = 0,18$	1,2	0,22
Цементно-піщана стяжка	0,36	$0,36 \times 1,41 = 0,51$	1,2	0,61
Пінополістирол	0,9	$0,9 \times 1,41 = 1,27$	1,1	1,4
Пароізоляція - руберойд	0,26	$0,26 \times 1,41 = 0,37$	1,2	0,44
Затирка цементно-піщаним розчином	0,06	$0,06 \times 1,41 = 0,08$	1,2	0,1
Залізобетонна плита	3	$3 \times 1,41 = 4,23$	1,1	4,65
Міжповерхові перекриття:				
Плитка керамічна	0,09	$0,09 \times 1,41 \times 10 = 0,51$	1,2	0,61
Плита ДСП	0,32	$0,32 \times 1,41 \times 10 = 0,8$	1,2	5,08
Керамзитобетонна стяжка	0,36	$0,36 \times 1,41 \times 10 = 2,03$	1,3	2,64
Пінополістирол	0,75	$0,75 \times 1,41 \times 10 = 4,23$	1,2	5,08
Цементно-піщана стяжка	0,36	$0,36 \times 1,41 \times 10 = 2,03$	1,3	2,64
Плита перекриття	3	$3 \times 1,41 \times 10 = 16,9$	1,1	18,6
Зовнішня стіна		$1 \times 1 \times 18 \times 0,35 = 6,3$	1,1	43,7
2. Тимчасові:				
Снігова	1,5	$1,5 \times 1,41 = 2,12$	$1,4 \times 0,95$	2,82
На міжповерхові перекриття		$1,5 \times 1,41 \times 10 = 8,46$	$1,4 \times 0,9$	10,66 $\Sigma = 18,46$
		170,67		195,22

3.3 Вибір типу фундаментів (порівняння варіантів фундаментів)

Приймаємо до порівняння:

1. збірно-монолітний фундамент під окремі монолітні залізобетонні колони, який складається з монолітної залізобетонної фундаментної плити та двох рядів стінових бетонних блоків ФБС;

2. пальовий фундамент.

Визначення вартості фундаментів на природній основі виконуємо на 1 п. м. Розрахунки наведені в таблиці 3.5, 3.6.

Таблиця 3.5 - Фундамент на природній основі

Найменування робіт	Од. вим.	Вартість на од. вимірювання, грн.	Обсяг робіт	Вартість на весь обсяг, грн.
Під середню колону				

Розробка ґрунту під фундамент при глибині до 2 м і ширині більше 1 м	м3	3-852	3,5	13,482
Фундаменти з/б, окремі	м3	31-00	4,5	139,5
Під зовнішню колону				
Розробка ґрунту під фундамент при глибині до 2 м і ширині більше 1 м	м3	3-852	4,77	18,374
Фундаменти з/б, окремі	м3	31-00	4,2	130,2
РАЗОМ:				301,556
Поправочний коефіцієнт k=30				9046,68

Таблиця 3.6 - Пальовий фундамент

Найменування робіт	Од. вим.	Вартість на од. вимірювання, грн.	Обсяг робіт	Вартість на весь обсяг, грн.
Під середню колону				
Розробка ґрунту під фундамент при глибині до 2 м і ширині більше 1 м	м3	3-852	3,5	13,482
Влаштування монолітного ростверку	м3	28-30	1,65	46,695
Влаштування з/б забивних паль довжиною до 12 м	м3	88-40	1,47	129,948
Під зовнішню колону				
Розробка ґрунту під фундамент при глибині до 2 м і ширині більше 1 м	м3	3-852	4,77	18,374
Влаштування монолітного ростверку	м3	28-30	2,55	72,165
Влаштування з/б забивних паль довжиною до 12 м	м3	88-40	1,24	109,616
РАЗОМ:				390,28
Поправочний коефіцієнт k=30				11708,4

Висновок: За результатами виконаних обчислень вартості закладення фундаментів, найбільш вигідним як з технічної, так і з економічної сторони, є фундамент на природній основі, який буде основним варіантом. Витрати на пальовий фундамент перевищують на 2661,72 грн./п.м.

3.4 Визначення глибини закладання та розмірів підшви фундаменту

Розміри підшви фундаменту залежать від ряду пов'язаних між собою параметрів і встановлюються шляхом послідовного наближення. В порядку першого наближення площа підшви фундаменту визначається за формулою:

$$A = \frac{N_{oII}}{R_o - \gamma_m \times d};$$

де N_{oII} - розрахункове навантаження в площині обріза фундаменту для розрахунку основи за граничним станом другої групи;

R_o - розрахунковий опір ґрунту, що залягає під підшвою фундаменту;

γ_m - усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах, приймається рівним 20 кН/м^3 ;

d - глибина закладання фундаменту від рівня планування, м.

$$N_{oII} = 170,67 \text{ кН}; M_{oII} = 24 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$R_o = 200 \text{ кПа}; d = 1,4 \text{ м.}$$

$$b = \frac{170,67 \times 10^3}{200 \times 10^3 - 20 \times 10^3 \times 1,4} = 0,99 \text{ м}$$

Приймаємо ширину підшви фундаменту 1 м.

За розрахунковим опором глибина закладання - 1,4 м задовольняє. Фундамент буде розташовуватися в другому шарі суглинку щільному з $R = 400 \text{ кПа}$, який може бути несучим.

Визначимо сумарні навантаження і впливу на підшві фундаменту.

Бічний тиск ґрунту на позначці планування:

$$\sigma'_6 = \gamma'_{11} h_{пр} \text{tg}^2(45 - \varphi/2);$$

На позначці підшви фундаменту:

$$\sigma_6 = \gamma'_{11} (d + h_{пр}) \text{tg}^2(45 - \varphi/2);$$

Де $\gamma'_{11} = 16 \text{ кН/м}^2$ питома вага ґрунту засипки;

$h_{пр}$ - наведена товщина еквівалентної ваги тимчасового навантаження;

$$h_{пр} = g/\gamma'_{11} = 10/16 = 0,6 \text{ м}$$

Де $g = 10 \text{ кН / м}^2$ - тимчасове навантаження на поверхні планування;

d – глибина закладення фундаменту, щодо поверхні землі, -1.4 м.

γ'_{11} - усереднене значення кута зсуву ґрунту засипки, приймаємо 24° ;

$$\sigma'_6 = 16 * 0.6 * \text{tg}^2(45 - 24/2) = 4.0 \text{ КН/м};$$

$$\sigma_6 = 16(1.4 + 0.6)\text{tg}^2(45 - 24/2) = 20.2 \text{ КН/м};$$

Нормальне вертикальне навантаження:

$$N_{II} = N_{0II} + G_{\phi 11} \frac{1.4}{3} * \frac{2 * 4 + 20.2}{4 + 20.2} + G_{гр11};$$

Де $G_{\phi 11}$ - розрахункове навантаження від ваги фундаменту;

$G_{гр11}$ - розрахункове навантаження від ваги ґрунту на консолі подушки;

$$G_{\phi 11} = 0.4 * 1.4 * 22 = 12,32 \text{ кН};$$

$$G_{гр11} = 0.1 * 16 * 1.4 = 2,24 \text{ кН};$$

$$N_{II} = 150 + 12,32 + 2,24 = 164,56 \text{ кН};$$

Момент в площині підшви фундаменту:

$$M_{II} = M_{0II} - G_{гр11} * e_1 + E_{011} * e_d;$$

де M_{0II} - момент в площині обріза фундаменту, 24 кН*м ;

$$M_{II} = 24 - 3.8 * 0.25 + 29.04 * 0.93 = 50.39 \text{ кН * м};$$

Перевірка напруг в основі фундаменту:

$$P \leq R \text{ (менше 10\%)}$$

$$P_{\max} \leq 1.2R$$

$$P_{\min} > 0$$

де P – середній тиск під підшвою фундаменту, кПа ;

$$P = \frac{N_{II}}{A} = \frac{164,56}{1} = 164,56 \text{ кПа};$$

де $N_{II} = 164,56 \text{ кН}$ - нормальне вертикальне навантаження, розраховане вище;

P_{\max} , и P_{\min} – відповідно максимальне і мінімальне значення крайового тиску по підшві позацентрово навантаженого фундаменту, визначається за формулою:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N_{II}}{A} = \frac{164,56}{1} = 164,56 \text{ кПа}$$

$P_{\min} = 96.20$ кПа умова не виконується, необхідно збільшення ширини фундаменту, приймаємо ширину подошви фундаменту 1.5 м;

Перевірка

$$P_{cp} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma_{\phi} d = \frac{164,56}{1} + 20 \cdot 1,4 = 192,56 \text{ кПа}$$

Тоді

$$G_{\phi 11} = 0.6 \cdot 1.4 \cdot 22 = 18,5 \text{ кН};$$

$$G_{гр11} = 0.45 \cdot 16 \cdot 1.4 = 10,1 \text{ кН};$$

$$N_{II} = 150 + 18,5 + 10,1 = 178,6 \text{ кН};$$

$$M_{II} = 24 - 10,1 \times 0.475 + 29.04 \cdot 0.93 = 42.8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$W_{\phi} = \frac{1 \times 1.5^2}{6} = 0.375 \text{ м}^3$$

$$P = \frac{212.2}{1.5} = 141.5 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{\max} = \frac{212.2}{1.5} \pm \frac{42.8}{0.375};$$

$$P_{\max} = 255.6 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = 27.4 \text{ кПа}$$

де R - розрахунковий опір ґрунту підстави кПа, знаходиться за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b_{y2} + M_q d_I \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c c_{II}]$$

де $\gamma_{c1} = 1,3$ (залежить від типів ґрунтів);

$\gamma_{c2} = 1,15$ (залежить від співвідношення L / H);

$k = 1$;

$M_y = 1.81$; $M_q = 8.24$ залежать від ϕ ;

$M_c = 9.27$; $k_z = 1$

$d_f = 2.4$ (глибина закладення фундаментів без підвальних споруд від рівня планування або наведена глибина закладення зовнішніх і внутрішніх фундаментів)

$$R = 1,3 \cdot 1,15 [1,81 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 16 + 8,24 \cdot 2,4 \cdot 16 + 9,27 \cdot 4] = 593,4 \text{ кПа}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 141.5 \text{ кПа} \leq 593.4 \text{ кПа} \\ P_{\max} = 255.6 \text{ кПа} \leq 1,2 * 593.4 \text{ кПа} \\ P_{\min} = 27.4 \text{ кПа} > 0 \end{array} \right.$$

Остаточно приймаємо ширину подошви фундаменту 1.4 м, товщину окремих монолітних плит під колони та діафрагми фундаменту 0.6 м.

Розрахункова схема фундаменту наведена на рис. 3.1.

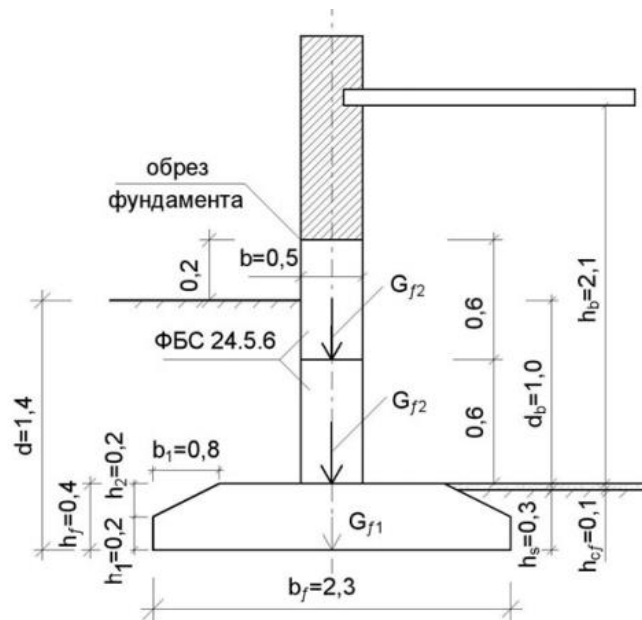


Рис. 3.1 - Розрахункова схема фундаменту

3.5 Розрахунок деформацій основ і фундаментів

Розрахуємо осадку основи фундаменту під колону методом пошарового підсумовування. Розміри фундаменту в плані $b=1,4$ м. середній тиск під подошвою фундаменту $P_{cp} = 195,22$ кПа.

Будуємо розподіл вертикальних напруг від власної ваги ґрунту σ_{zg} .

$$\sigma_{zgi} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

де γ_i - питома вага ґрунту; h_i – товщина шару.

Питома вага ґрунтів, що залягають нижче рівня підземних вод, але вище водотриви, повинен визначатися з обліку зважує дії води.

$$y_{sbi} = \frac{y_{si} - \gamma_w}{1 + e_i}$$

де e_i – коеф. пористості i -го шару;

γ_{si} – питома вага частинок шару i -го ґрунту;

γ_w - питома вага води – 10 кН/м³.

Для суглинку

$$y_{sbi} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,66} = 10 \text{ кН/м}^3$$

Для супіску

$$y_{sbi} = \frac{26,7 - 10}{1 + 0,66} = 10,06 \text{ кН/м}^3$$

Визначаємо вертикальні напруги від власної ваги ґрунту в характерних площинах:

На підосві 1 шару (суглинок).

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16,5 \cdot 2 = 33 \text{ кПа}$$

На позначці рівня ґрунтових вод:

$$\sigma'_{zg2} = \gamma_1 \cdot h_1 + y_{sb1} \cdot h_2'' = 16,5 \cdot 2 + 10 \cdot 0,1 = 34 \text{ кПа}$$

На підосві фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = \gamma_1 \cdot h_1 + y_{sb1} \cdot h_2' = 16,5 \cdot 2 + 10 \cdot 0,2 = 35 \text{ кПа}$$

На підосві 2 шару (супісок).

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + y_{sb2} \cdot h_2' = 33 + 10 \cdot 1,5 = 48 \text{ кПа}$$

На підосві 3 шару (глина):

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + y_{sb1} \cdot h_3' = 48 + 10,06 \cdot 2,6 = 74,16 \text{ кПа}$$

Так як нижче залягає глина тугопластична (водоупор), то необхідно врахувати тиск стовпа води на глину:

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + y_{sb} \cdot h_w = 74,16 + 10 \cdot 4 = 114,16 \text{ кПа}$$

Визначаємо додатковий вертикальний тиск в ґрунті під підосвою фундаменту

$$\sigma_{zр0} = P_{cp} - \sigma_{zg0} = 553,38 - 35 = 518,38 \text{ кПа}$$

Товщину ґрунту потужністю $(5-6) \cdot b$ м нижче подошви фундаменту розбиваємо на шари не більше $0,4 \cdot b$. $h_i = 0,5 \text{ м} < 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \text{ м}$.

$$\sigma_{zpi} = \alpha \cdot \sigma_{zр0}$$

де α – коефіцієнт, що приймається в залежності від форми подошви фундаменту, співвідношення сторін $\eta = l/b$ і відносної глибини $\xi = 2 \cdot z/b$

$$\eta = 1,7/1,7 = 1$$

Осадка кожного шару визначається за формулою:

$$S = \beta \frac{\sigma_{zpicp} \cdot h_i}{E_i}$$

де $\beta = 0,8$ - безрозмірний коефіцієнт для всіх видів ґрунтів;

σ_{zpicp} - середнє додаткове вертикальне напруження в і-тому шарі ґрунту, рівна півсумі зазначених напружень на верхній і нижній межах шару, товщиною h_i .

Осадка фундаменту виходить підсумовуванням величини опади кожного шару. Вона не повинна перевищувати гранично допустимої осадки споруди:

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

Обчислення σ_{zgi} та σ_{zpi} для будь-яких горизонтальних перетинів ведемо в табличній формі (табл. 3.2). За отриманими даними σ_{zgi} і σ_{zpi} будемо епюри. Визначаємо нижню межу зони, що стискається. Вона знаходиться на горизонтальній площині, де дотримується умова:

$$0,2 \cdot \sigma_{zg} \approx \sigma_{zp}.$$

Якщо знайдена нижня межа стисливої товщі знаходиться в шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5,0 \text{ МПа}$ або такий шар залягає безпосередньо нижче зони, що стискається, то нижня межа визначається з умови:

$$\sigma_{zp} = 0,1 \cdot \sigma_{zg}.$$

Обчислення зводимо в таблицю 3.7.

Таблиця 3.7 – Результати розрахунку осадки фундаменту

Z, см	$\xi=2 \cdot Z/b$	σ	h_i , см	σ_{Zp_i} кПа	σ_{Zg_i} кПа	$0,2 \cdot \sigma_{Zg_i}$	E_i , кПа	S_i , см
Суглинок щільний								
0	0	1	-	340,76	35		17900	-
50	0,5882	0,941	50	320,66			17900	0,739
100	1,1765	0,625	50	212,98			17900	0,5962
130	1,5294	0,479	30	163,22	48		17900	0,2522
Супісь жовта								
150	1,7647	0,402	20	136,99			24000	0,0457
200	2,3529	0,266	50	90,642			24000	0,1897
250	2,9412	0,187	50	63,722			24000	0,1286
300	3,5294	0,134	50	45,662			24000	0,0912
350	4,1176	0,103	50	35,098			24000	0,0508
390	4,5882	0,084	40	28,642	74,76	14,952	24000	0,0425
Глина сіра								
400	4,7059	0,08	10	27,261	114,16	22,832	21000	0,0106
428	5,0353	0,0705	28	24,024	119,73	23,946	21000	0,0274

Розділ 4. Технологія і організація будівельного виробництва

4.1 Вибір варіантів методів виконання робіт

До початку виконання основних будівельно-монтажних робіт виконуються підготовчі роботи, як зовнішньо так внутрішньо майданчикові. Перед початком влаштовується огороження майданчика тимчасовим парканом висотою 2м із металевої сітки по з/б стовпчикам.

Земляні роботи проводити відповідно вимог БНіП 3.02.01. Грубе планування, відвід води в пониженні місця, зняття родючого шару ґрунту здійснюються бульдозером Д-271.

Копку траншей під фундаменти передбачено виконувати екскаватором ЕО-302, зі зворотньою лопатою згідно робочим кресленням.

Зворотня засипка пазух проводиться після виконання вертикальної обмазочної гідроізоляції зовнішньої поверхні фундаментів з ретельним ущільненням електротрамбовками. Зачистка дна котлованів і траншей проводиться вручну.

Далі влаштовується підготовка із бетону класу В 7,5 шаром 10см. Бетонні роботи виконуються згідно вимог БНіП 3.03.01-87, розділ 2. Монтаж збірних з/б подушок і фундаментних блоків виконувати згідно вимог БНіП 3.03.01-87 «Бетонні і з/б конструкції, збірні».

Укладку бетонних блоків проводити на цементному розчині М.100. Як антисейсмічний захід проектом передбачено влаштування монолітних з/б поясів по периметру всіх стрічкових фундаментів із бетону класу В-15, розміром пояса 0,1х0,25м в міжповерховому перекритті і цокольній частині.

Газобетонна кладка стін виконується із газобетону на розчині марки 50 і у відповідності з вказівками БНіП 3.03.01.-87. Газобетон подається в пакетах і на піддонах. Мурування виконувати з інвентарних столиків. Розчин кладочний завозиться з бази підрядника по погодинному графіку. Можливий варіант приготування розчину на об'єкті. Система перев'язки швів ланцюгова.

Монтаж плит перекриття і покриття виконується після кладки стін на поверху. Шви між плитами ретельно заповнюються цементним розчином. Стіни в кутах і при примиканнях армуються дротяними сітками, Ø3-4мм.

Перемички збірні з/б серійного виробництва (по серії 1.038.1-1; вип.1), монтуються по ходу виконання кладки з глибиною опирання на стіни 25см.

Покрівельні роботи виконуються згідно вимогам Сніп III.04.01.87. Покрівлю передбачено виконувати так: спочатку влаштувати плитний утеплювач товщиною 100мм із керамзиту, по утеплювачу влаштовується 3 шари руберойду нагріваючи його горілками.

Сток атмосферних вод з покрівлі проводиться через стічні воронки, які розташовані в центрі покрівлі і проходять у вентиляційних шахтах, з'єднуючись з центральною каналізацією.

Вікна передбачені металопластикові із потрійним засклінням. Скління проводити 4мм склом з укладкою скла на П-образну гуму з прижимом штапіком із кутника і послідуною закріплення.

Пілоги передбачені бетонні, паркетні і керамічні. Виконувати їх згідно вимог БніП 3.04.01-87. Бетон і паркетні дошки постачається на об'єкт з бази підрядника бетоновозами до місця укладки.

Штукатурка внутрішніх стін розчином марки «25», шви на стелях заробляються розчином, а поверхні з/б поверхонь шпатлюються.

Фасад забарвлюється горизонтальними смугами. Поверх вирівнюючого шару штукатурки наноситься три шари вапняно-крейдянй фарби. Цоколь - штучним каменем фірми «Ацтек» площею 963 м².

Навкруги будівлі влаштовується асфальтове відмощування шириною 1м, пандус бхбм, виконується одночасно з благоустрієм. Благоустрій території виконується після прокладки всіх комунікацій згідно креслень.

Виконання санітарно-технічних, електромонтажних та слабострумних мереж здійснюється згідно календарного плану.

4.2 Визначення трудомісткості

4.2.1 Визначення обсягів та трудомісткості загально будівельних робіт

Калькуляція витрат праці на земляні роботи наведена в табл.4.1-4.6.

Таблиця 4.1 - Калькуляція витрат праці на земляні роботи

Найменування робіт	Обґрунтування ЄНІР	Об'єм робіт		Склад ланки		Норма часу		Витрати праці	
		од. вим.	кіль-ть	професія, розряд	кіль-ть,	робочих, чол. - год.	машин, маш.-год.	робочих, чол.-зм.	машин, маш.-зм.
Зрізування рослинного шару бульдозером	E2-1-34	1000 м ³	0,4	машиніст бр-1	1	-	0,69	-	0,03
Розробка ґрунту екскаватором ЕО4121А	E2-1-11	100 м ³	105,6	машиніст бр-1	1	-	2,3	-	30,36
Розробка недобору вручну	E2-1-22	1 м ³	7,62	землекоп 3р-1.	10	0,85	-	0,81	-
Зворотна засипка	E2-1-34	100 м ³	83,5	машиніст бр-1	1	-	0,31	-	3,24

Таблиця 4.2 - Калькуляція витрат праці на бетонні роботи

Найменування робіт	Обґрунтування ЄНІР	Об'єм робіт		Склад ланки		Норма часу		Витрати праці	
		од. вим.	кіль-ть	професія, розряд	робочих, чол. - год.	машин, маш.-год.	робочих, чол.-зм.	машин, маш.-зм.	
Установка арматурних сіток і плоских каркасів	E4-I-44	1 каркас	1800	арматурщик 3р-1, 2р-1	1.30	-	292,5	-	
Установка крупнощитової опалубки	E4-I-37	1 м ²	5600	слюсар-будівельник 4р-1, 3р-1	0,39	-	273	-	
Укладання бетонної суміші в фундамент	E4-I-49	1 м ³	551,9	бетонщик 4р-1, 2р-1	0,33	-	54,89	-	
Подача бетонної суміші бетононасосом	E4-24-13	1 т	1379,7	машиніст бр-1	-	0,23	-	39,7	
Приймання бетонної суміші з бетононасоса	E4-I-48	1 м ³	551,9	бетонщик 2р-1	0,11	-	7,59	-	
Покриття бетонної поверхні тирсою шаром до 0,1 м	E4-I-54	1 м ³	560	бетонщик 2р-1	0,27	-	18,9	-	

Поливання бетонної поверхні з брандспойта	E4-I-54	100 м ²	560	бетонщик 2р-1	0,14	-	9,8	-
Розпалублювання	E4-I-37	1 м ³	5600	слюсар-будівельник 2р-1, 3р-1	0,21	-	147	-

Таблиця 4.3 - Калькуляція витрат праці на влаштування підвалу

Найменування робіт	Обґрунтування СНІР	Об'єм робіт		Склад ланки професія, розряд	Норма часу		Витрати праці	
		од. вим.	кіль-ть		робочих, чол.-	машин, маш.-	робочих, чол.-зм.	машин, маш.-зм.
Установка блоків стін підвалів до 0.5 т	E4-1-3	шт.	124	монт.5р,4р,3р, 2р-1 маш. 6р-1	0,33	0,11	1,11	0,37
Установка блоків стін підвалів до 1 т	E4-1-3	шт.	156	монт.5р,4р,3р,2р-1, маш. 6р-1	0,45	0,15	2,87	0,96
Установка блоків стін підвалів до 1.5 т	E4-1-3	шт.	136	монт. 5р, 4р, 3р, 2р-1 маш. 6р-1	0,66	0,22	1,07	0,36
Установка блоків стін підвалів до 2.5 т	E4-1-3	шт.	87	монт.5р,4р, 3р, 2р-1 маш. 6р-1	0,78	0,26	0,78	0,26
Бокова обмазочна гідроізоляція	E3-2	100м ²	13,4	монт. 4р, 3р,	8,96	-	15,00	-

Таблиця 4.4 - Калькуляція витрат праці на надземні роботи

Найменування робіт	Обґрунтування СНІР	Об'єм робіт		Склад ланки професія, розряд	Норма часу		Витрати праці	
		од. вим.	кіль-ть		робочих, чол.-	машин, маш.-	робочих, чол.-зм.	машин, маш.-зм.
Кладка зовнішніх стін з газобетону δ=500 мм	E3-3 Т3 П.7В	м ²	2500	Каменщик 4р., 3р.	2,90	-	906,25	-
Кладка внутрішніх стін δ=200 мм	E3-3 Т3	м ³	3800	Каменщик 4р., 3р.	3,20	-	1520	-
Кладка перегородок δ=160 мм	E3-12 п2	м ³	725	Каменщик 4р., 3р.	0,87	-	78,84	-
Укладання перемичок	E3-16	шт.	4535	Каменщ.4,3,2 р., маш.5р.	0,45	0,15	255,1	85,3
Укладання сходових маршів	E4-1-10	эл-т	54	Монт. 4,3,2р., маш. 6р.	1,40	0,35	2,80	0,70
Укладання сходових площадок	E4-1-10	эл-т	48	Монт. 4,3,2р., маш. 6р.	0,92	0,23	2,30	0,58
Подача блоків газобетону	E1-7	тыс. шт.	628,6	Такел.2р., машиніст 6р.	0,56	0,28	44	22
Подача розчину	E1-7	м ³	2091	Такел.2р., машиніст 6р.	0,42	0,21	109,7	54,9

Влаштування та розбирання підмостей	E3-20	10м ³ кладки	166	Тесляр 4,2р.,маш. 4р.	0,93	0,31	19,3	6,43
Влаштування арматурних сіток та пласких каркасів	E4-I-44	1 карк.	4700	Арматурщик 3р-1, 2р-1	1.30	-	763,7	-
Влаштування крупно щитової опалубки	E4-I-37	100 м ²	168	Слесарь-строитель 4р-1, 3р-1	0,39	-	8,19	-
Укладання бетонної суміші в перекриття	E4-I-49	1 м ³	1900	Бетонщик 4р-1, 2р-1	0,33	-	78,38	-
Подача бетонної суміші бетононасосом	E4-24-13	1 т	4691	Машиніст бр-1	-	0,23	-	134,8
Приймання бетонної суміші з бетононаосу	E4-I-48	1 м ³	1900	Бетонщик 2р-1	0,11	-	26,13	-
Покриття бетонної поверхні тирсою шаром до 0,1 м	E4-I-54	1 м ³	866	Бетонщик 2р-1	0,27	-	29,23	-
Поливка бетонної поверхні з брандспойта	E4-I-54	100 м ²	866	Бетонщик 2р-1	0,14	-	15,16	-
Розпалублювання	E4-I-37	100 м ²	168	слюсар будівельник 2р-1, 3р-1	0,21	-	4,41	-

Таблиця 4.5 - Калькуляція витрат праці на покрівельні роботи

Найменування робіт	Обґрунтування ЄНіР	Об'єм робіт	Склад ланки		Норма часу		Витрати праці	
		од. вим.	кіль-ть	професія, розряд	робочих, чол. - год.	машин,	робочих, чол.-зм.	машин,
Влаштування цементних стяжок δ=20 мм	E7-15	100 м ²	29	Изолировщики 4р1,3р-1	13,5	-	48,94	-
Утеплення покриттів мін. ватою δ=150 мм	E7-14	100 м ²	29	Изолировщики 3р1,2р-1	1,1	-	3,99	-
Влаштування покрівель рулони з руберойду	E7-1	100 м ²	29	Кровельщики 4р1,3р-1, 2р-2,	3,2	-	11,60	-

Таблиця 4.6 - Калькуляція витрат праці на оздоблювальні роботи

Найменування робіт	Обґрунтування СНІР	Об'єм робіт		Склад ланки професія, розряд	Норма часу		Витрати праці	
		од. вим.	кіль-ть		робочих, чол. - год.	машин, маш.-год.	робочих, чол.-зм.	машин, маш.-зм.
Встановлення віконних блоків S до 2м ²	Е6-13	100м ²	4,6	Теслярі 4,2р,-1 машиніст бр.	18	-	10,35	-
Встановлення віконних блоків S більше 2м ²	Е6-13	100м ²	5,35	Теслярі 4,2р,-1 машиніст бр.	16	-	10,7	-
Встановлення дверних блоків S до 3м ²	Е6-13	100м ²	16,8 0	Теслярі 4,2р,-1 машиніст бр.	13,4	-	28,14	-
Встановлення дверних блоків S більше 3м ²	Е6-13	100м ²	9,68	Теслярі 4,2р,-1 машиніст бр.	12,4	-	15	-
Влаштування цементних стяжок товщиною 20мм	Е19-43	100м ²	2,70	Бетонщики 3р-2, 2р-1	23	-	7,8	-
Влаштування покриттів з лінолеуму	Е19-11	м ²	9000	Облицювальник 4р-1, 3р-1,	0,19	-	214	-
Влаштування покриттів з плитки	Е19-19	м ²	3200	Облицювальник 4р-1, 3р-1, 2р-1.	1,2	-	480	-
Покращене фарбування стін	Е8-1-15	100м ²	110	Муляри 4,3,2-1	0,63	-	8,66	-
Штукатурка	Е8-1-2	100м ²	330	Штукатури 4р-2, 3р-1, 2р-1	1,35	-	55,7	-
Покращене фарбування стелі	Е8-1-15	100м ²	54	Муляри 4,3,2-1	1,8	-	12,1	-

4.2.2 Визначення термінів будівництва

Тривалість робіт, виконаних повністю механізованим способом:

$$T_{IM} = \frac{Z_M}{n \cdot A}$$

де Z_M - загальні витрати машинного часу на виконання робіт, маш.-см. ;
 A - змінність роботи, $A = 2$; n - число машин, що беруть участь у виконанні даного виду робіт в зміну.

Для визначення тривалості робіт, виконаних ручним способом або частково механізованим способом, використовується формула

$$T_1 = \frac{T_p}{N \cdot A}$$

де T_p - трудомісткість даного виду роботи, люд.-дн. ; N - прийняте кількість робочих в зміну для даного виду роботи; A - змінність роботи. Якщо роботи виконуються механізованим і немеханізованим способами, то величиною, що визначає тривалість роботи, буде велика з отриманих за представленими формулами.

На підставі ТКП 45-1.03-123-2008 «Норми тривалості будівництва», загальна тривалість робіт дорівнює 13 місяців (390 днів). По побудованій графіком тривалість робіт виходить 342 дня.

4.2.3 Підбір монтажних механізмів і визначення їх кількості, підрахунок транспортних засобів і вибір схеми їх руху

Висота підйому гака, м

$$H_1 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

де h_1 -висота будівлі, що зводиться: $h_1 = 32,6$ м;

h_2 -запас по висоті - 1 м;

h_3 - товщина елемента, що монтується - 0,22 м;

h_4 - висота строп - 3 м;

$$H_1 = 32,6 + 0,22 + 1 + 3 = 36,82 \text{ м}$$

Необхідна вантажопідйомність:

$$Q \geq q_1 + q_2 + q_3,$$

де q_1 -максимальна маса елемента, що монтується - 2,25 т - колона;

q_2 -маса вантажозахоплювальних пристроїв - 0,15 т;

q_3 -маса відтягнення канатів - 0,1 т;

$$Q = 2,25 + 0,15 + 0,1 = 2,5 \text{ т.}$$

Виліт стріли крана визначається за формулою

$$L_{\text{стр}} = B/2 + f + d + R_{\text{з.г.}},$$

де B - ширина будівлі в осях або відстань від центру ваги, що монтується елемента до осі будівлі, м;

f - відстань від осей до виступаючої частини будівлі, м;

d - відстань між виступаючою частиною будівлі і хвостовою частиною крана при його повороті, 1 м;

$R_{з.г}$ - радіус, описуваний хвостовою частиною крана при його повороті.

Попередньо приймається для крана вантажопідйомністю від 15 до 50 тонн - 2,5 м

$$L_k = \frac{37,2}{2} + 0,25 + 1 + 2,5 = 22,35 \text{ м}$$

За довідкової літературі підбираємо відповідний кран. Приймаємо кран СКГ-401.

Характеристики обраного крана:

максимальна вантажопідйомність - 10 т;

максимальна висота підйому вантажу - 56,1 м;

максимальний виліт стріли - 29,5 м;

основна стріла. - 30 м;

максимальна довжина стріли. - 32 м;

маса - 68,5 т;

встановлена потужність 72 кВт.

4.2.4 Техніка безпеки при роботі із механізмами

Сучасні будівельні об'єкти оснащені різноманітними машинами, обладнанням і механізованим інструментом. Забезпечення безпеки машин і механізмів є найважливішою проблемою. Більшість будівельних машин за своїми технічними і експлуатаційними властивостями можна віднести до засобів підвищеної небезпеки.

Аналіз виробничого травматизму в будівництві показує, що близько чверті нещасних випадків відбуваються при експлуатації будівельних машин і механізмів. Основними небезпечними виробничими факторами, з якими зустрічаються люди при експлуатації будівельних машин, є:

- дії механічної сили;

- можливість ураження електричним струмом;
- несприятливі фактори виробничого середовища (шум, вібрація, запиленість та загазованість повітря робочої зони, теплове випромінювання і т. п.).

Дія механічної сили може проявлятися в такій формі: наїзд на людей, перекидання машини, травмування працюючих рухомими конструкціями, частинами і деталями, падіння з висоти та ін.

Машина може бути джерелом підвищеної запиленості та загазованості в кабіні і зовні, підвищених рівнів шуму і вібрації. Якщо в машині використовується електричний струм, то можуть з'являтися умови для виникнення електротравматизму. Причинами, які зумовлюють небезпечну і шкідливу дію зазначених чинників на людей, є недостатні міцність, надійність і стійкість машин, помилкове або недисципліновану поведінку працюючих при експлуатації машин і ін.

4.3 Методи виконання основних робіт (вказується конкретний вид роботи)

4.3.1 Короткий опис виконання основних технологічних процесів (земляні роботи, улаштування фундаментів, стін, покрівлі, підлоги, опорядження приміщень і благоустрій території)

Земляні роботи. Виїмки в ґрунтах, крім валунні, скельних, слід розробляти, як правило, до проектної позначки зі збереженням природного шару складання ґрунтів основи, допускається розробка виїмок в два етапи: чорнова - з відхиленнями, приведеними в таблицях 1, 2, і остаточна (Безпосередньо перед зведенням конструкції).

Доопрацювання недоборів до проектної позначки слід проводити із збереженням природного складання ґрунтів основ. Заповнення подолів в місцях влаштування фундаментів і укладання конструкцій повинно бути виконано Місцевим ґрунтом з утилізацією до щільності ґрунту природного складання підстави або малостисну ґрунтом (модуль деформації

не менше 20 МПа). У грунтах N типу не допускається застосування дренаючого ґрунту.

Найбільшу крутизну схилів траншей, котлованів та інших тимчасових виїмок, що влаштовуються без кріплення в грунтах, що знаходяться вище рівня ґрунтових вод, слід сприймати за СНіП 12-04-2002.

Улаштування монолітних фундаментів. Перед бетонуванням основи, горизонтальні і похилі бетонні поверхні робочих швів повинні бути очищені від сміття, бруду, масел, снігу і льоду, цементної плівки і ін. Безпосередньо перед укладанням бетонної суміші очищені поверхні повинні бути промиті водою і просушені струменем повітря.

Всі конструкції і їх елементи, що закриваються в процесі наступного виконання робіт (підготовлені підстави конструкцій, арматура, закладні вироби та ін., а також правильність установки і закріплення опалубки і підтримують її елементів), повинні бути прийняті за актом.

Висота вільного скидання бетонної суміші в опалубку слабоармованих конструкцій не більше 4,5 м.

Бетонні суміші повинні укладатися в бетоновані конструкції горизонтальними шарами однакової товщини без розривів, з послідовним напрямком укладання в одну сторону у всіх шарах.

Товщина укладаються шарів бетонної суміші:

- при ущільненні суміші важкими підвісними вертикально розташованими вібраторами - на 5-10 см менше д Ліни робочої частини вібратора;

- при ущільненні суміші ручними глибинними вібраторами - не більше 1,25 довжини робочої частини вібратора.

При ущільненні бетонної суміші не допускається обпирання вібраторів на арматуру і заставні вироби, тяжі та інші елементи кріплення опалубки. Глибина занурення глибинного вібратора в бетонну суміш повинна забезпечувати поглиблення його в раніше покладений шар на 5-10 см. Ш аг перестановки глибинних вібраторів не повинен перевищувати полуторний

радіус їх дії, поверхневих вібраторів - повинен забезпечувати перекриття на 100 мм майданчиком вібратора кордону вже провіброваної ділянки.

Укладання наступного шару бетонної суміші допускається до початку схоплювання бетону попереднього шару. Тривалість перерви між укладанням суміжних шарів бетонної суміші без утворення робочого шва встановлюється будівельною лабораторією. Верхній рівень покладеної бетонної суміші повинен бути на 50-70 мм нижче верху щитів опалубки.

Заходи по догляду за бетоном, контроль за їх виконанням і терміни распалубки повинні встановлюватися ППР. Мінімальна міцність бетону при распалубці незавантажених конструкцій 0,2-0,3 МПа.

Улаштування стін з газобетону. Зведення конструкцій з газобетону наступного поверху допускається тільки після укладання несучих конструкцій перекриттів зведеного поверху, анкерування стін і замонолічування швів між плитами перекриттів. Точкових ряди в кладці необхідно укласти з цілого газобетону всіх видів. Незалежно від прийнятої системи перев'язки швів укладання точкових рядів в нижньому (першому) і верхньому (останньому) рядах зведених конструкцій, на рівні обрізів стін, в які виступають рядах кладки (карнизах, поясах і т. д.), Під опорні частини балок, прогонів, плит, перекриттів, балконів, під мауерлат і інші збірні конструкції є обов'язковою. При однорядній (ланцюговій) перев'язці швів допускається обпирання збірних конструкцій на ложкові ряди кладки.

Газобетонні простінки, рядові цегляні перемички і карнизи слід зводити з добірних цілих блоків.

Вентиляційні канали в стінах слід виконувати з керамічної повнотілої цегли марки 100.

При вимушених розривах кладку необхідно виконувати у вигляді похилої або вертикальної штробы. При виконанні розриву кладки вертикальних штрабах кладку слід армувати з відстанню до 1,5 м по висоті кладки, а також на рівні кожного перекриття. Різниця висот кладки на суміжних захватках не повинна перевищувати висоту поверху.

При поперечному армуванні простінків сітки слід виготовляти і укладати так, щоб було не менше двох арматурних стержнів, які виступають на 2-3 мм на внутрішню поверхню простінка.

Після закінчення кладки кожного поверху слід проводити інструментальну перевірку горизонтальності і відміток верху кладки незалежно від проміжних перевірок горизонтальності її рядів.

Улаштування покрівлі. Рулонні матеріали перед наклейкою необхідно розмітити за місцем укладання; розкладка полотнищ рулонних матеріалів повинна забезпечувати дотримання величин їх нахлестки при наклейці. Мастика повинна відповідно до проекту наноситися рівномірним суцільним, без пропусків, або смуговим шаром. Кожен шар рулонної покрівлі слід укладати після затвердіння мастик і досягнення міцного зчеплення з основою попереднього шару. Полотнища рулонних матеріалів повинні наклеюватися в напрямку від знижених ділянок до підвищених перпендикулярно стоку води при ухилах дахів до 15%, в напрямку стоку - при ухилах дахів більше 15%.

Пристрій кожного елемента покрівлі слід виконувати після перевірки правильності виконання відповідного нижчого елемента зі складанням акту огляду прихованих робіт.

Обезпилювання підстав необхідно виконувати перед нанесенням огрунтовочних складів.

Грунтування поверхні повинна бути виконана суцільною і без пропусків і розривів. Грунтовка повинна мати міцне зчеплення з підставою, на прикладеному до неї тампони не повинно залишатися слідів в'язкого.

Рулонні ізоляційні матеріали під час виконання робіт в негативних температурах необхідно протягом 20 год. Відігріти до температури не менше 15 ° С, перемотати і доставити до місця укладання в утепленій тарі.

При наклейці полотнищ покрівельного килима уздовж ската даху верхня частина полотнища нижнього шару повинна перекривати протилежний скат не менше ніж на 1000 мм. Мастику слід наносити безпосередньо під

розгортати рулон трьома смугами шириною по 80-100 мм. Наступні шари необхідно наклеювати на суцільний шар мастики.

При наклеїці полотнищ поперек ската даху верхня частина полотнища кожного шару, що укладається на конику, повинна перекривати скат даху на 250 мм і приклеюватися на суцільний шар мастики.

Вид наклеїки рулонного килима повинен відповідати проекту. При влаштуванні захисного гравійного покриття на покрівельний килим необхідно наносити мастику суцільним шаром товщиною 2-3 мм і шириною до 2 м, розсипавши відразу по ній суцільний шар гравію, очищеного від пилу, товщиною 5-10 мм.

Улаштування підлоги. Пристрій підстиляючого шару допускається при температурі повітря в приміщенні, вимірюваної в холодну пору року близько дверних і віконних прорізів на висоті 0,5 м від рівня підлоги, і температурі укладаються матеріалів не нижче 5 °С.

При виконанні бетонних підстиляючих шарів із застосуванням методу вакуумування необхідно дотримуватися таких вимог:

- вміст піску на 1 м³ бетонної суміші має бути на 150-200 кг більше, ніж в звичайних сумішах;
- рухливість бетонної суміші повинна бути в межах 8-12 см;
- розрядження в вакуумнасоса має бути в межах 0,06-0,08 МПа;
- тривалість вакуумування - 1-1,5 хв. на 1 см підстиляючого шару.

Розбивка смуг бетонування повинна бути ув'язана з розташуванням деформаційних швів, а також з сполученнями покриттів підлог з різних матеріалів, фундаментами під обладнання і т. п.

У поверхню підстави з нескільких ґрунтів перед укладанням по ньому бетонного підстильного шару повинно бути передбачено вдавнення щебеню або гравію на глибину не менше 40 мм.

Загладжування поверхні монолітних стяжок слід виконувати під покриття на мастиках і клейових прошарках і під суцільні (безшовні) полімерні покриття до схоплювання сумішей.

Підстилають шари, стяжки на цементному в'язкому повинні протягом 7-10 днів після укладання перебувати під шаром постійно вологого утримуюча матеріалу.

Робочі шви в стяжках повинні бути запрасовані так, щоб були непомітні. Пішохідний рух по підстильного шару, стяжки може бути допущено не раніше набуття бетоном міцності на стиск, що дорівнює 5 МПа.

4.3.2 Охорона праці під час виконання основних технологічних процесів

Основними причинами травматизму при монтажі конструкцій є падіння виробів, що монтуються, і монтажних пристосувань з висоти, недосконалість або несправність механізмів і монтажного оснащення, недотримання технології робіт.

До виконання монтажних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, навчені за спеціальною програмою, здали іспит і мають посвідчення монтажника.

До самостійних верхолазних робіт допускаються особи (робітники та інженерно-технічні працівники) не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд і визнані придатними, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче 3-го. Робітники, які вперше допускаються до верхолазних робіт, протягом одного року повинні працювати під безпосереднім наглядом досвідчених робітників-наставників, призначених наказом керівника організації.

До верхолазних відносять роботи, які виконуються на висоті більше 5 м від поверхні землі, перекриття або робочого настилу, над якими проводяться роботи, безпосередньо з конструкцій при їх монтажі або ремонті. Основним засобом, що оберігає працюючих від падіння з висоти, є запобіжний пояс.

Під час переміщення конструкцій чи обладнання відстань від них і до частин змонтованого обладнання, конструкцій, що виступають, повинна бути по горизонталі не менше ніж 1 м, а по вертикалі – не менше ніж 0,5 м.

Забороняється виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях за швидкості вітру 15 м/с і більше, під час ожеледі, грози, туману, що унеможлиблює видимість у межах фронту робіт.

Роботи з переміщення і установаження конструкцій, що мають велику парусність, необхідно зупиняти за швидкості вітру 10 м/с і більше.

На монтажному майданчику повинен бути створений склад, призначенням якого є розвантаження прибуваючих конструкцій, їх облік, сортування, виправлення виявлених дефектів, зберігання, облаштування підвісними риштуванням і комплектне відвантаження на монтаж. Передбачають також і стелажі для укрупнювального складання, клепки та зварювання.

Учні професійно-технічних училищ не молодше 17 років допускаються до виконання верхолазних робіт тільки для проходження виробничої практики під наглядом майстра-інструктора навчального закладу.

Робітники-монтажники повинні працювати в справному спецодязі згідно з типовими нормами видачі спецодягу. Працювати у рваному, не застебнутому або пошкодженому спецодязі забороняється.

Експлуатація електроустановок відноситься до робіт, що виконуються в умовах підвищеної небезпеки. До установок і до персоналу, який обслуговує їх, встановлюються спеціальні вимоги, викладені в Правилах безпечної експлуатації електроустановок споживачів (НПАОП 40.1-1.21-98, ДНАОП 0.00-1.21-98), Правилах будови електроустановок (НПАОП 40.1-1.01-97), Правилах технічної експлуатації електроустановок споживачів.

В залежності від категорії приміщень або ділянок будівельних робіт встановлюють малу напругу, яка відповідає категоріям безпеки:

- 42 В – для приміщень з підвищеною небезпекою;
- 12 В – для приміщень особливо небезпечних.

Світильники штучного освітлення напругою 127 В і 220 В необхідно встановлювати на висоті не менше 2,5 м від рівня землі, підлоги, настилу; при висоті підвісу менше 2,5 м світильники слід приєднувати до мережі напругою не вище 42 В.

Електрозварювальні роботи повинні виконуватися відповідно до вимог пожежної безпеки під час виконання зварювальних та інших вогневих робіт, Правил пожежної безпеки України (НАПБА.01.001-2004).

Електрозварювальна установка повинна бути приєднана до елемента живлення через рубильник і запобіжний або автоматичний вимикач.

Ручне дугове електрозварювання повинно виконуватися з використанням двох проводів, один з яких слід приєднати до електродотримача, а другий (зворотний) – до деталі, що зварюється. При цьому зажим вторинної обмотки зварювального трансформатора, до якого приєднаний зворотний провід, повинен бути заземлений (занулений).

Прожектори для освітлення робочих місць і складів матеріалів дозволяється встановлювати тільки на спеціально призначених для цієї мети вишках та пристроях.

4.4 Складання технологічної карти

4.4.1 Область застосування

Технологічна карта розроблена на влаштування котловану під десятиповерховий житловий будинок.

В основу розробки технологічної карти покладені прогресивні методи монтажу, що забезпечують комплексну механізацію та автоматизацію виробництва при найменших термінах, трудомісткості і вартості монтажу, з техніко-економічним обґрунтуванням прийнятих рішень.

Роботи проводяться в літню пору року в одну зміну

4.4.2 Організація та технологія будівельного процесу

Технологічна послідовність виконання робіт залежить від конструктивного рішення будівлі та прийнятих методів робіт. Прийнятий метод робіт забезпечує їх стійкість, а організація робіт - безперервність і рівномірність процесів при максимальному поєднанні монтажу з іншими видами робіт.

Підрахунок обсягів земляних і допоміжних робіт

Визначимо обсяги земляних та допоміжних робіт і занесемо їх в наступну таблицю.

Таблиця 4.7 - Підрахунок обсягів земляних і допоміжних робіт

№	Найменування робіт	Одиниці виміру	Кількість на всю будівлю
2	Зрізання рослинного шару бульдозером	1000 м ³	0,4
3	Розробка ґрунту екскаватором ЕО4121А	100 м ³	105,6
4	Розробка недобору вручну	1 м ³	7,62
5	Зворотне засипання	100 м ³	83,5

Справжньою технологічною картою передбачається наступний порядок виконання робіт:

- визначення розмірів котловану і об'ємів земляних робіт;
- розробка ґрунту котловану екскаватором, пристрій з'їзду в котлован;
- пристрій водозниження (якщо позначка рівня ґрунтових вод вище позначки низу дня котловану);
- доробка ґрунту вручну.

Професійний склад ланки

Роботи пропонується вести послідовним методом, ланкою з 4 чоловік:

- машиніст екскаватора бр - 1 люд (далі по тексту М1)
- машиніст бульдозера 5р - 1 люд (далі по тексту М2)
- різноробочий (землекоп) - 3чел (далі по тексту Р1, Р2, Р3).

Розробка ґрунту в котловані проводиться екскаватором Е-4321, обладнаним зворотною лопатою. Ґрунт вантажиться на автомобілі-самоскиди

МАЗ-503Б і вивозиться у відвал на відстань 2 км. Рух автомобілів-самоскидів повинно бути одностороннім. До місця навантаження автомобілі-самоскиди подаються заднім ходом. Землевозних дороги, по яких транспортується вантаж, повинні постійно підтримуватися в справному стані автогрейдером ДЗ-31-1.

Вертикальне планування майданчика

Вертикальне планування скреперами здійснюється зазвичай при русі машин по еліпсу. Найбільша продуктивність досягається при завантаженні скрепера під ухил 3 - 7 °. Підвищується продуктивність скрепера при різанні зв'язкових ґрунтів клиноподібної стружкою і розробці через смугу або шаховими проходками. Рекомендується застосовувати також шахово-гребінчасту схему різання ґрунту. При розробці великовантажними тракторними скреперами важких, а також піщаних ґрунтів, слід при наборі ґрунту скрепер підштовхувати трактором-штовхачем. Це дозволяє підвищити наповнення ковша, скоротити тривалість завантаження. При дальності переміщення до 100м один трактор-штовхач обслуговує два скрепера, при дальності понад 100 м - три скрепера. Відсипання насипу виробляють горизонтальним або слабо похилими шарами товщиною 150 - 350 мм. Відсипаний шар розрівнюється ножем рухається скрепера. Пересуваючись по відсипатися шару, скрепер частково ущільнюють ґрунт.

Ущільнення ґрунту в зоні насипу

Штучне ущільнення ґрунтів виконують для підвищення стійкості, зменшення опади і збільшення водонепроникності земляного пристрою. Ущільнювати ґрунт слід при оптимальній вологості, при якій досягається найбільший ефект ущільнення. Ущільнення ґрунту в насипах при вертикальному плануванні площадки рекомендують проводити укочуванням, так як цим способом можна ущільнювати будь-які ґрунти. Ущільнення ґрунтів укочуванням виробляють пневматичними або кулачковими катками. При плануванні майданчиків, розміри яких достатні для поворотів ковзанки, рекомендується прийняти схему руху катка по замкнутому контуру.

Вибираємо причіпний кулачковий каток ДУ-39А. Вибір катка виробляти в залежності від товщини і ширини захоплення шару, що ущільнюється, що відсипається бульдозера. Укочування виробляють внахлест одного шару на інший при шести проходах по одному сліду, нахлест складає 0,3 м.

Таким чином, комплект машин для вертикального планування майданчика складається з одного скрепера ДЗ-30, причіпного катка ДУ-39А, трактора на базі ДП - 75. Ці механізми послідовно виконують пошарове розробку, переміщення, розрівнювання і ущільнення ґрунту.

Розробка котловану.

Робота складається з: установки екскаватора в забої, розробки ґрунту з очищенням ковша, пересування екскаватора в процесі роботи, очищення місць навантаження ґрунту і подошви забою. Наповнювати ківш слід за одне черпання на можливо короткій відстані. Ківш необхідно заповнювати переважно в нижній частині забою, що дозволяє більш повно використовувати зусилля різання. При розробці ґрунту необхідно організувати укуси з урахуванням розрахункових параметрів даної групи ґрунтів. Кут повороту платформи екскаватора при розвантаженні ковша в автосамоскид не повинен перевищувати 90.

Для розробки ґрунту в котловані в якості ведучої машини застосовується одноковшевий екскаватор Е-4321 із зворотною лопатою. Для підвищення ефективності робіт застосуємо скребковий ніж. Проходки бувають: лобова по прямій лінії, лобова по зігзагу, лобова розширена, бічна. Приймаємо тип проходки - лобову.

4.4.3 Техніко-економічні показники

ТЕП за технологічною картою наведені в таблиці 4.8.

Таблиця 4.8 - ТЕП за технологічною картою

Показник	Значення
Обсяг ґрунту, що розробляється машинами	10561 м ³

Обсяг ґрунту, що розробляється вручну	8351 м ³
Машиномісткість	110,6 маш*зм
Трудомісткість	39,8 чел*зм
Вироблення	17,1м ³ /маш*зм
	4,64 м ³ /чел*зм
Тривалість	18 днів

4.4.4 Матеріально-технічні ресурси

Потреба в оснащенні, обладнанні і інструменті наведені в таблиці 4.9.

Таблиця 4.9 - Потреба в оснащенні, обладнанні і інструменті

Найменування	Марка, коротка характеристика, нормативний документ	Кількість
Екскаватор		1
Бульдозер		1
Автосамоскид		2
Лопата совкова	ГОСТ 19596-87	3
Лопата штикова	ГОСТ 19596-87	3
Носилки будівельні		2
Насос		2
Стрічка сигнальна	ГОСТ 2245-002-21696750-04	300пм
Рукавички	ГОСТ 5007-87	9 пар
Рукавиці брезентові	ГОСТ 5007-87	3 пар
Каска будівельна	ГОСТ 12.4.087-84	4

4.4.5 Додатки

При роботі на екскаваторах слід керуватися ТКП 45-1.03-44-2006 «Безпека праці в будівництві», а також правилами, викладеними в інструкції по експлуатації екскаватора. У забої екскаватор необхідно встановлювати на рівній спланованій площадці. Робота на ухилах не вирішується.

При роботі прямою лопатою у високому вибої необхідно видаляти знаходяться зверху козирки і великі камені, оскільки при осипання ґрунту вони можуть пошкодити екскаватор і стати причиною нещасного випадку. Не дозволяється перебування людей і виробництво будь-яких інших робіт у зоні дії екскаватора; шлях пересування екскаватора в межах будівельного майданчика повинен бути заздалегідь спланований, а на слабких ґрунтах посилений інвентарними щитами.

Виробництво земляних робіт в зоні розташування підземних комунікацій (газопроводів, електрокабелів та ін.) Допускається тільки з письмового дозволу організації, відповідальної за експлуатацію цих комунікацій. До вирішення повинен бути прикладений план (схема) з зазначенням розташування і глибини закладення комунікацій. До початку робіт необхідно встановити знаки, що вказують місце розташування підземних комунікацій. При наближенні до підземних комунікацій земляні роботи повинні проводитися під наглядом виконроба або майстра, а в безпосередній близькості від газопроводу і кабелів, що перебувають під напругою, крім того, під наглядом працівників газового господарства та електрогосподарства.

Розробка ґрунту в безпосередній близькості від діючих підземних комунікацій допускається тільки вручну лопатами; використовувати ломи, кирки і пневмомашини забороняється. При виявленні вибухових матеріалів земляні роботи в цих місцях слід негайно припинити до отримання дозволу від відповідних організацій.

Перед початком виконання земляних робіт на ділянках з можливим зараженням ґрунту (звалище, скотомогильники, кладовища і т.п.) необхідно дозвіл органів Державного санітарного нагляду. Навантаження ґрунту в самоскиди екскаватором повинна проводитися з боку заднього або бокового боки самоскида. Знаходження людей під час навантаження між екскаватором і транспортним засобом забороняється. Під час перерв у роботі ківш екскаватора повинен бути опущений на землю. Після закінчення роботи машиніст екскаватора зобов'язаний не тільки міцно встановити ківш, але і

загальмувати екскаватор. В межах призми обвалення забороняються складування матеріалів, рух і установка будівельних машин і транспорту, а також установка стовпів ліній зв'язку.

Виробництво робіт в траншеях і котлованах, що піддаються зволоженню після їх повного або часткового відриття, допускається в тому випадку, якщо будуть прийняті запобіжні заходи проти обвалення ґрунту. Для цього виконробу або майстру необхідно ретельно оглянути стан укосів перед початком роботи кожної зміни; необхідно обрушити ґрунт в місцях виявлення навісів і тріщин у бровок і на схилах; тимчасово припинити роботи до висихання ґрунту; зменшити крутизну укосів на ділянці, де виробництво робіт є невідкладним.

Котловани і траншеї, що розробляються на вулицях, проїздах, у дворах населених пунктів, а так же де відбувається рух людей або транспорту, повинні бути огорожені з урахуванням вимог ГОСТ 23407-78. На огорожі необхідно встановлювати попереджувальні знаки і написи, а в нічний час сигнальне освітлення. Місця переходу людей через траншеї повинні бути обладнані перехідними містками, освітленими в нічний час.

Ґрунт, витягнутий з котловану або траншеї, повинен бути розміщений на відстані не менше 0,5 м від бровки виїмки. Розробляти ґрунт в котлованах і траншеях "підкоп" не допускається. Валуни і камені, а також відшарування ґрунту, виявлені на схилах, повинні бути видалені. Риття котлованів і траншей з вертикальними стінами без кріплень в нескельних і мерзлих ґрунтах вище рівня ґрунтових вод і при відсутності поблизу підземних споруд допускається на глибину не більше:

- 1,0 м - в насипних, піщаних і великоуламкових ґрунтах;
- 1,25 м - в супісках;
- 1,5 м - в суглинках.

4.5 Сітковий графік (календарний план) будівництва

4.5.1 Обґрунтування прийнятого графіку виконання робіт

Роботу зі складання мережного графіка ведуть в такій послідовності:

- підраховують обсяги робіт, трудомісткість загальнобудівельних, спеціальних та інших видів робіт;
- підраховують потреба машин, механізмів і матеріально технічних ресурсів необхідних для зведення запроєктованого об'єкта.

На підставі розрахунків складають картку-визначник робіт мережевого графіка. Обсяг робіт визначають за кресленнями, розробленими в архітектурній частині проекту. Витрати праці і кількість машино-змін, потреба в матеріально технічних ресурсах визначають по ЄНіР.

Крім того від трудомісткості загальнобудівельних робіт враховують витрати на такі спеціальні роботи:

- сантехнічні роботи - 10%;
- електромонтажні роботи -10%;
- благоустрій - 10%.

Мережевий графік будується з дотриманням основних правил його побудови, з урахуванням застосування комплексної механізації, технологічної послідовності, термінів виконання робіт, їх поточности, максимального суміщення.

Розрахунок параметрів мережного графіка починається з раннього визначення початку робіт - T_{LJ}^{PH} . Ця величина дорівнює максимальному шляху від вихідної події графіка до початкової події даної роботи: $T_{LJ}^{PH} = \max \sum t$

Після встановлення ранніх строків початку робіт переходять до розрахунку пізнього закінчення, яке визначається сумою пізнього початку роботи і її тривалості:

$$T_{LJ}^{PH} = T_{кр} - \max \sum t$$

$$T_{LJ}^{PO} = T_{LJ}^{PH} - t_{LJ}$$

Після визначення ранніх почав і пізніх закінчень всіх робіт на мережевому графіку можна виявити критичний шлях, і резерви часу (приватні та загальні).

Загальний резерв часу даної роботи - найбільша кількість часу, на яке можна віддалити закінчення даної роботи за рахунок збільшення її тривалості або затримки її початку без зміни загального терміну будівництва об'єкта - критичного шляху. Він визначається як різниця між однойменним пізнім і раннім параметрами даної роботи:

$$R_{LJ}^0 = T_{LJ}^{пн} - T_{LJ}^{рн}$$

$$R_{LJ}^0 = T_{LJ}^{п0} - T_{LJ}^{р0}$$

Приватний резерв часу - найбільша кількість часу, на яке можна перенести закінчення роботи за рахунок збільшення її тривалості або затримки терміну її початку без зміни раннього початку наступних робіт. Цей резерв часу має місце, коли для початку якоїсь роботи необхідно виконання кількох попередніх робіт. Він визначається як різниця між раннім початком подальшої роботи і раннім закінченням даної роботи:

$$R_{LJ}^ч = T_{LJ}^{рн} - T_{LJ}^{р0}$$

Для визначення елементів критичного шляху необхідно виявити роботи, у яких приватний і загальний запаси дорівнюють нулю. Тривалість критичного шляху визначає тривалість будівництва об'єкта. Цю величину необхідно порівняти з нормативною тривалістю будівництва. Якщо критичний шлях не перевищує нормативного терміну, то графік служить документом для оперативного управління і контролю термінів виконання робіт. Якщо тривалість критичного шляху перевищує нормативні терміни, то необхідно скорочувати терміни виконання робіт, що входять до складу критичного шляху, або, по можливості, скоригувати топологію сітьового графіка. За результатами розрахунку визначають критичний шлях і наносять його на графік.

4.5.2 Складання карточки-визначника

При розробці сіткового розрахунки тривалості робіт здійснюються при використанні картки-визначника. Перелік робіт в картці-визначнику відповідає найменуванням мережевого графіка.

Таблиця 4.10 - Картка-визначник робіт

Шифр робіт	Найменування робіт за графіком	Кількість робочих	Кількість змін в день	Тривалість робіт, днів
2-1-2	Розробка ґрунту вручну	2	2	4
2-1-3	Розробка ґрунту екскаватором	5	2	3
5-2-4	Влаштування фундаменту	8	2	19
2-1-8	Підсіпка під поли і ущільнення	4	2	7
4-1-4	Гідроізоляція фундаменту	4	2	8
3-2-4	Монтаж плит перекриття над підвалом	8	2	6
2-1-6	Зворотна засипка ґрунту	6	2	7
46-2-10	Монтаж конструкцій і кладка з газобетону	20	2	85
8-1-10	Влаштування монолітного покриття	14	2	30
8-1-2	Утеплення покриття	16	2	30
8-1-5	Влаштування покрівлі	18	2	30
5-1-2	Зовнішнє оздоблення	14	2	9
14-1-2	Цементно-піщана стяжка	19	2	52
7-1-4	Столярно-тепларські роботи	25	2	26
13-1-6	Електромонтажні роботи чернові	23	2	90
16-1-10	Сантехнічні роботи чернові	20	2	90
16-1-10	Штукатурні роботи	12	2	82
12-1-6	Малярні роботи	10	2	44
11-1-4	Слаботочні роботи	18	2	42
14-1-4	Облицювальні роботи	20	2	42
11-1-6	Обойні роботи	24	2	38
9-1-6	Влаштування підлоги з лінолеуму	18	2	16
17-1-2	Електромонтажні роботи чистові	14	2	60
8-1-8	Сантехнічні роботи чистові	22	2	22
	Інші і невраховані роботи	5	2	342
33-1-2	Благоустрій	12	2	145
3-1-4	Здача			

4.5.3 Розрахунок графіку руху трудових ресурсів (основних матеріалів і механізмів)

Будівельно-монтажні процеси можуть бути об'єднані - укрупнений вид роботи. На ступінь поділу будівельно-монтажних процесів може вплинути

прийнята технологія виконання робіт. При об'єднанні таких робіт враховуються одночасність їх виконання і суміщення професій.

Таблиця 4.11 - Відомість трудомісткості і машиномісткості за укрупненими показникам

№	Найменування робіт	Трудомісткість чол.-зм	Машиномісткість маш.-зм
1	Підготування території	196,79	20,3
2	Зрізка рослинного шару	-	0,03
3	Розробка ґрунту	-	30,36
4	Доробка ґрунту	0,81	-
5	Влаштування фундаменту	803,4	39,6
6	Влаштування підвальної частини	20,82	1,95
7	Влаштування надземної частини	3864	304,5
8	Зворотня засипка	-	0,31
9	Влаштування покрівлі	64,53	-
10	Благоустрій	642,4	77,6
11	Електромонтажні роботи	642,5	77,6
12	Сантехнічні роботи	642,5	77,6
13	Оздоблювальні роботи	846,4	-
14	Благоустрій	642,5	77,5
	РАЗОМ	7724,15	629,85

4.5.4 Оптимізація сіткового графіку

Після закінчення побудови сіткового графіка приступають до його оптимізації по використанню трудових ресурсів. Мета - зберегти якомога більше постійних складів бригад, забезпечити безперервність їх роботи, рівномірно розподілити робочу силу і мінімізувати її в межах наявних резервів часу.

Для оптимізації сіткового графіка побудована лінійна діаграма з графіком щоденної потреби в робочих згідно з даними сіткового графіка про тривалість робіт, серед них і робочих, зайнятих на кожній роботі, і тривалості повних і приватних резервів часу.

Побудова розпочата зі складання в масштабі часу у вигляді горизонтальних ліній тривалості кожної роботи і її резервів часу (для робіт, які не лежать на критичному шляху) в тій послідовності, в якій вони показані на сітковому графіку. Над лініями, що позначають роботу, записана тривалість робіт в днях і кількість робітників, що виконують цю роботу.

Потім просумовано число робочих на кожен день по всіх видах робіт і побудований графік руху робітників. Побудований графік руху робочих має коливання, які вимагають зменшення або в деяких місцях повної ліквідації. Для цього використано одночасно два способи:

- пересування виконання робіт на більш пізні терміни вправо в межах резерву часу;
- збільшення тривалості роботи в межах того ж резерву часу з одночасним зменшенням кількості робочих.

Роботи, що лежать на критичному шляху, коригуванню не підлягають.

4.5.5 Визначення техніко-економічних показників

Площа будівлі 3549,01 м²

Трудомісткість будівельно-монтажних робіт: 7724,15 чол * днів

Трудомісткість на одиницю кінцевої продукції:

$$3549,01 / 7724,15 = 1,58 \text{ чол} * \text{дн} / \text{м}^2$$

Середній виробіток на одну людину в день: $1 / 1,58 = 0,63 \text{ м}^2 / \text{чол} * \text{дн}$

Коефіцієнт нерівномірності використання ресурсів: $K_n = 1.59$

Нормативна тривалість будівництва: 390 днів

Планована тривалість будівництва: 342 днів

4.6 Будівельний генеральний план

4.6.1 Розрахунок складських приміщень і площадок

Для правильної організації складського господарства на будівельному майданчику необхідно передбачити:

1. Відкриті майданчики для зберігання конструкцій та інших матеріалів, на які не впливають коливання температури і вологості.
2. Навіси для металевих листів, кутиків і т. д.
3. Закриті склади для зберігання антикорозійних матеріалів, інструменту, кріпильних матеріалів і т. д.

Площу складів розраховуємо на максимальне їх заповнення, за весь період будівництва.

Корисна площа відкритих складів без проходів визначається за формулою:

$$F_{\text{від}} = \frac{Q_{\text{зап}}}{q} = \frac{1}{0,7} = 1,45 \text{ м}^2$$

де $Q_{\text{зап}}$ – запас матеріалів на складі, м²;

q – кількість матеріалу, що укладається на 1 м² площі складу.

Загальна площа складу:

$$S_{\text{заг}} = \frac{F_{\text{від}}}{\beta} = \frac{1,45}{0,6} = 2,4 \text{ м}^2$$

Корисна площа складів під навісом без проходів визначається за формулою:

$$F_{\text{від}} = \frac{Q_{\text{зап}}}{q} = \frac{6912}{0,7 * 1000} = 9,9 \text{ м}^2$$

Загальна площа складу:

$$S_{\text{заг}} = \frac{F_{\text{від}}}{\beta} = \frac{9,9}{0,6} = 16,5 \text{ м}^2$$

Корисна площа закритих складів без проходів визначається за формулою:

$$F_{\text{від}} = \frac{Q_{\text{зап}}}{q} = \frac{564}{0,7 * 1000} = 0,8 \text{ м}^2$$

Загальна площа складу:

$$S_{\text{заг}} = \frac{F_{\text{від}}}{\beta} = \frac{0,8}{0,6} = 1,5 \text{ м}^2$$

4.6.2 Розрахунок тимчасових побутових приміщень

Тимчасові будівлі та споруди розраховуємо з урахуванням загальної чисельності працюючих на будмайданчику в найбільш завантажену зміну (першу).

Загальну чисельність працюючих визначаємо за формулою:

$$N_{\text{заг}} = (N_{\text{роб}} + N_{\text{ітп}} + N_{\text{служ}} + N_{\text{моп}}) K = (35 + 3 + 2 + 1) * 1,05 = 43 \text{ чол.},$$

де $N_{\text{роб}} = 30 * 100 / 85 = 35$ чол. Звідси $1\% = 0,35\%$ люд.

$N_{\text{ітп}} = 8 * 0,35 = 3$ чол. – чисельність інженерно-технічних працівників;

$N_{\text{служ}} = 5 * 0,35 = 2$ чол. – чисельність службовців;

$N_{\text{моп}} = 2 * 0,35 = 1$ чол. – чисельність молодшого обслуговуючого персоналу.

Кількість жінок, працюючих на будівництві складає 20% і тому кількість жінок буде становити: $N_{\text{жін}} = 30 * 0,2 = 6$ люд

Таблиця 4.12 - Розрахунок тимчасових будівель та споруд

№ п/п	Назва тимчасових будинків	Кількість приміщень	Норма на одного працівника, м ²	Розрахункова площа, м ²	Тип прийнятого будинку	Розміри будинку в плані	Кількість	Площа, м ²	
								Корисна площа 1-го будинку, м ²	Загальна площа будинку, м ²
1	Контора	4	4	16	Контейнер	9x2,7x2,54	1	24	24
2	Їдальня	30	1	17	Пересувний вагончик	9x2,7x2,54	1		
3	Прохідна	-	-	6	Збірно-розбірний контейнер	2x2,7x3	2	6	12
4	Гардероб (чол)	24	0,4	9,6	Пересувний вагончик	6x2,7x2,54	1	15,9	15,9
5	Гардероб (жін)	6	0,4	3,6	Пересувний вагончик	6x2,7x2,54	1		
6	Душова (чол)	24	0,2	4,8	Пересувний вагончик	9x2,7x2,54	1	24,0	24,0
7	Душова (жін)	6	0,2	1,2	Пересувний вагончик	9x2,7x2,54	1		
8	Туалет (жін)	6	0,1	0,6	Контейнер	5x2,7x2,54	1	5,8	5,8
9	Туалет (чол)	24	0,1	2,4	Контейнер	5x2,7x2,54	1		
10	Приміщення обігріву	30	1	17	Пересувний вагончик	9x2,7x2,54	1	24	24
11	Майстерня сантехніків	Приймасмо умовно			Пересувний вагончик	4,1x2,2x2,54	1	9,02	9,02
12	Майстерня електриків	Приймасмо умовно			Пересувний вагончик	4,1x2,2x2,54	1	9,02	9,02

4.6.3 Визначення потреби у воді, електроенергії, парі, стиснутому повітрі

Розрахунок діаметру тимчасового водопроводу

Водопостачання будівництва повинно здійснюватись з урахуванням системи водопостачання при проектуванні мереж тимчасового водопостачання в першу чергу необхідно використовувати мережі запроектованого водопроводу.

При рішенні питання тимчасового водопроводу будівельного майданчика завжди спочатку треба визначити схеми розташування мережі і діаметр трубопроводу, що подає воду на наступні потреби:

- виробничі ($V_{\text{вир}}$);
- господарсько-побутові ($V_{\text{госп}}$);
- душові ($V_{\text{душ}}$);
- пожежогасіння ($V_{\text{пож}}$).

Загальна потреба у воді буде мати вигляд:

$$V_{\text{заг}} = 0,5 (V_{\text{вир}} + V_{\text{госп}} + V_{\text{душ}}) + V_{\text{пож}}$$

Таблиця 4.13 - Графік потреби у воді

Процеси і споживачі	Одиниця виміру	К-сть у зміну	Норма розходу на од.вим.	Заг. розхід води у зміну	Квітень	Червень	Липень
Робота екскаватора	м/год	1	10	10	10		
Заправка екскаватора	1 маш	1	80	80	80		
Поливання бетону	м ³	20,8	200	4160	30	4160	4160
Всього			120	4160		4160	

1) По максимальній кількості витрати води на місяць визначаємо секундний розхід води на виробничі потреби.

$$V_{\text{вир}} = \Sigma V_{\text{макс}} * k_1 / (t * 3600) = 4160 * 1,5 / 28800 = 0,22 \text{ л/с,}$$

де $\Sigma V_{\text{макс}}$ – максимальний розхід води, k_1 – коефіцієнт нерівномірності використання води для будівельних робіт (1,5); t – кількість годин роботи (8 год).

2) Визначаємо секундну витрату води на господарські потреби.

$$V_{\text{госп}} = \Sigma V_{\text{макс}} * k_2 / (t * 3600)$$

де $\Sigma V_{\text{макс}}$ – максимальний розхід води, k_2 – коефіцієнт нерівномірності використання води; t – кількість годин роботи.

$$V_{\text{госп.кан}} = (20 \cdot 2 \cdot 8) \cdot 28 = 8960 \text{ л.}$$

$$V_{\text{госп}} = 8960 \cdot 2/8 \cdot 3600 = 0,62 \text{ л/с.}$$

3) Визначаємо секундний розхід води на душові установки:

$$V_{\text{душ}} = 0,5 \cdot 28 \cdot 30 \cdot 1/0,75 \cdot 3600 = 0,16 \text{ л/с.}$$

Потребу у воді для пожежогасіння приймаємо 10 л/с.

$$4) V_{\text{заг}} = 0,5(V_{\text{вир}} + V_{\text{госп}} + V_{\text{душ}}) + V_{\text{пож}} = 0,5(0,22 + 0,62 + 0,16) = 0,5 \text{ л/с.}$$

Визначаємо необхідний діаметр трубопроводу.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1000 \cdot V_{\text{заг}}}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1000 \cdot 0,5}{3,14 \cdot 1,2}} = 23 \text{ мм}$$

$$D = 35,69 \sqrt{\frac{V_{\text{заг}}}{V}} = 35,69 \sqrt{\frac{0,5}{1,5}} = 20,7 \text{ мм}$$

У зв'язку з тим, що пожежні гідранти випускають з мінімальним діаметром 100 мм, то тимчасове водопостачання потрібно також приймати з таким діаметром, але це є не раціонально. Тому гідранти рекомендується проектувати на постійній лінії водопроводу, а діаметр тимчасового водопроводу розраховувати без врахування пожежогасіння.

По розрахунку діаметра трубопроводу приймаємо діаметр труби з умовним проходом 25 мм і зовнішнім діаметром 33,5 мм.

Розрахунок освітлення будмайданчику

Для освітлення будівельних майданчиків, складських територій та зовнішніх виробничих установок використовується прожекторне освітлення.

Визначаємо загальний світловий потік (F, лм), необхідний для освітлення території, за формулою:

$$\sum F = E_{\text{min}} \cdot S \cdot K_3 \cdot K_{\text{п}}$$

де E_{min} – мінімальна горизонтальна освітленість, лк;

S – площа освітлюваної території, м²;

K_3 – коефіцієнт запасу, що враховує запилення прожекторів та старіння ламп;

K_{π} – коефіцієнт, що враховує втрати світла в залежності від конфігурації освітлюваних площ.

$$\sum F = 2,5 \cdot 5254 \cdot 1 \cdot 1,1 = 14448,5 \text{ лм}$$

2. Необхідне число прожекторів визначаємо за формулою:

$$n = \frac{\sum F}{F_{\text{л}} \cdot \eta_{\text{пр}}}$$

де $F_{\text{л}}$ – світловий потік лампи прожектора, лм;

$\eta_{\text{пр}} = 0,35$ – к. п. д. прожектора по технічній характеристиці.

$$n = \frac{14448,5}{1950 \cdot 0,35} = 21 \text{ шт.}$$

Обираємо прожектор типу ПЗС-45 з лампами НГ127-1000 на 1000 Вт.

Проектування тимчасового електропостачання

Розрахунок необхідної кількості прожекторів

Таблиця 4.14 - Графік потужності установок на виробничі потреби

Механізми	Один. вимір.	К-сть	Устан. потужність, кВт	Заг. потужність, кВт	Місяці			
					Квітень	Травень	Червень	Липень
Зварювальний трансформатор	шт.	2	54	54	54	54		
Понижуючий трансформатор	шт.	1	1	1	1	1	1	1
Віброплощадка	шт.	3	10	30			30	30
Всього					55	55	31	31

1. Визначаємо витрату електроенергії на виробничі потреби за формулою по максимально завантаженому місяці:

$$W_{\text{вир}} = \sum P_{\text{вир}} * K_{\pi} / \cos\phi = 55 * 0,7 / 0,8 = 48,1 \text{ кВт}$$

Таблиця 4.15 - Потужність електромережі для освітлення території виконання робіт

Споживачі електроенергії	Один. вимір.	Кількість	Норма освітлення, кВт	Потужність, кВт
Земляні роботи	1000 м2	5,24	0,8	4,2
Відкриті склади	1000 м2	0,303	0,8	0,24
Внутрішні дороги	км	0,565	2	1,1
Охоронне освітлення	км	0,6	1	0,6
Прожектори	шт.	10	0,5	5

Всього:	11,14
---------	-------

2. Визначаємо витрату електроенергії для зовнішнього освітлення за формулою:

$$W_{з.о.} = K_{\text{поп}} \Sigma P_{з.о.} = 1 * 11,14 = 11,14 \text{ кВт}$$

Таблиця 4.16 - Потужність мережі внутрішнього освітлення

Споживачі	Один. вимір.	Кількість	Норма освітлення, кВт	Потужність, кВт
Контора виконроба	100 м2	0,12	1	0,12
Гардеробні		0,16	1	0,16
Душові		0,24	1	0,24
Приміщення для прийому їжі		0,12	1	0,12
Туалети		0,06	0,8	0,05
Закриті склади		0,18	1	0,18
Майстерні		0,27	1,3	0,35
Всього:			<i>1,22 кВт.</i>	

3. Визначаємо витрату електроенергії для внутрішнього освітлення за формулою:

$$W_{в.о.} = K_{\text{поп}} \Sigma P_{в.о.} = 1 * 1,22 = 1,22 \text{ кВт}$$

Підраховуємо загальну потребу в електроенергії

$$W_{\text{заг}} = W_{\text{вир}} + W_{з.о.} + W_{в.о.} = \text{кВт.}$$

Підраховавши загальну потребу в електроенергії, підбираємо по розрахунках трансформатор ТМ-100/6.

4.6.4 Опис буд генплану

У процесі розміщення монтажних кранів і механізованих установок на будгенпланом вирішуються такі завдання:

- Забезпечення безперебійної поставки матеріалів і конструкцій для цих установок;
- Забезпечення чіткої ритмічної роботи розміщуваних монтажних кранів та інших будівельних машин;
- Забезпечення безпечних умов праці машиністів та робітників;
- Зниження собівартості і трудомісткості робіт;

- Скорочення часу на монтаж кранів, установок і пристрій шляхів до них;
- Вибір місця розташування механізованих установок (для приготування бетонної суміші, розчинів та ін.);
- Вибір місць розташування монтажних кранів, включаючи шляхи їх переміщення, визначення зон вивантаження і переміщення матеріалів, деталей і конструкцій.

У процесі прив'язки слід визначити зони дії вантажопідіймальних машин. При цьому слід розрізняти такі зони:

Монтажною зоною називають простір, в межах якого ведеться монтаж конструкцій і можливе падіння вантажу при установці і закріпленні конструктивних елементів. Її розміри в плані визначають параметрами будівлі, збільшеними на 7 метрів, при висоті будівлі до 20 м. У моєму випадку монтажна зона дорівнює $МОЗ = 3,5$ м, так як будинок висотою 6,2 м

Робочою зоною крана називають простір, що знаходиться в межах лінії, описуваної гаком крана. Межі зони визначають радіусом, відповідним максимальному вильоту.

Небезпечною зоною роботи крана називають простір, в якому можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням ймовірного розсіювання при падінні.

Для стрілового крану не обладнаного пристроєм від падіння максимальний виліт стріли;

Небезпечні зони доріг - це ділянки під'їздів й проходів у межах небезпечних зон, де можуть знаходитися люди, що не беруть участь в роботі спільно з краном, здійснюється рух транспортних засобів або робота інших механізмів.

Після визначення меж зон на будгенпланом позначають місця прийому розчину, огляду та профілактичного ремонту крана, зберігання контрольного вантажу та інших елементів.

Розділ 5. Спеціальна частина (порівняння варіантів)

5.1 Описання прийнятих до розгляду варіантів

Приймаємо до порівняння:

1. традиційні стіни з цегли
2. стіни з газобетону

5.2 Порівняння варіантів

Цегла - найміцніший і морозостійкий керамічний виріб, що застосовується в будівництві протягом тисячоліть. Технології виготовлення невеликих блоків з глини дозволяють отримувати блоки з різними характеристиками. Істотний недолік: розмір цегли, який сильно впливає на терміни будівельних робіт.

Блок з газобетону - це фактично бетон з внутрішніми осередками, з рівномірним розміщенням пористих структур, наповнених повітрям в тілі блоку.

Для його виготовлення застосовують:

- кварцевий пісок,
- алюмінієву пудру,
- вапно,
- цемент,
- воду.

Процес виготовлення - застосування спеціальних форм, в них заливають суміш, яку після затвердіння допрацьовують тиском. Матеріал легко обробляють звичайним інструментом, але для монтажу потрібен спеціальний кріплення.

Зовнішня стіна будь-якої будівлі, незалежно від конструкції і застосовуваних матеріалів, повинна поєднувати виконання ряду обов'язкових вимог і функцій:

- Морозостійкість. Найбільшої шкоди фасадній частині стіни завдає попеременне замерзання і відтавання зволоженого поверхневого шару. Як

відомо, вода при замерзанні збільшується в об'ємі, «розпираючи» частинки матеріалу. Після кількох десятків подібних циклів матеріал катастрофічно втрачає міцність, аж до сколювання і осипання. Здатність матеріалів і конструкцій протистояти попеременному замерзанню-відтаванню називається морозостійкістю. Чисельно вона виражається кількістю циклів заморожування-відтавання, які матеріал може гарантовано витримати без видимих пошкоджень і помітного зниження міцності.

- Тепловий опір показує, на скільки градусів зміниться в усталеному тепловому режимі температура поверхні стіни товщиною один метр, якщо до протилежної поверхні стіни підвести теплову потужність 1 Ватт і позначається як $Вт / (м * ° К)$. При теплотехнічному зіставленні різних конструкцій і матеріалів достатньо пам'ятати, що чим менше коефіцієнт теплопровідності, тим кращий теплоізолятор. Тепловий комфорт в приміщенні досягається при дотриманні мінімально допустимого значення теплового опору зовнішніх стін. Цей показник прямо залежить від товщини стіни і теплопровідності матеріалу.

- Водопоглинання. Різні матеріали і конструкції стін по-різному поводяться в контакт з атмосферною вологою, і особливості цієї поведінки визначаються їх здатністю вбирати і утримувати воду. Водопоглинання чисельно виражається у відсотках як відношення маси води, поглиненої елементом стіни при повному насиченні, до маси сухої речовини. Зазвичай, високі значення водопоглинання говорять про те, що при зволоженні слід очікувати погіршення всіх властивостей стіни: збільшиться теплопровідність і усереднена щільність, зменшиться міцність, погіршаться кліматичні умови всередині приміщень.

- Товщина стіни. Газобетон і цегла в даному показнику значно відрізняються. Для блоку мінімальний поріг, встановлений ГОСТ, становить 40 см, для цегли - 120 см.

- Навантаження на основу. Цегла має досить високу щільність і, як наслідок, велику вагу. У свою чергу, газобетон - матеріал легкий. Це допомагає заощадити на влаштування фундаменту.

- Швидкість кладки. Блок досить об'ємний і замінює собою укладання 16 керамічних цеглин.

- Архітектурні можливості. Асортименту форм і відтінків цегли практично немає рівних. Фасади, облицювання яких виконане з даних виробів, виглядають найбільш привабливо. При цьому є можливість вибору серед десятків стилів виконання.

Порівняння цегли і газобетону наведено в табл. 5.1.

Таблиця 5.1 - Порівняння цегли і пористого бетону

Показник	Цегла	Газобетон
Межа міцності на стиск, кгс/см ²	125	15-30
Вага 1 м ³ , т	1,2-2	0,2-0,9
Щільність, кг/м ³	1350	400
Теплопровідність, Вт/мК	0,4	0,1
Водопоглинання, %	13	>30
Морозостійкість, циклів	35	25
Товщина стіни, см	120	40

5.3 Аналіз варіантів

Таким чином, газобетон краще зберігає тепло, і у нього краще паропроникність, ніж у цегли. Але цегла при цьому в кілька разів міцніше на стиск і злам. По вологостійкості і морозостійкості також виграє цегла. Також цегла більш довговічна, будівля з цегли може простояти набагато довше. Газобетонні блоки мають більші розміри, внаслідок чого зводити коробку з них швидше, також у блоків краще геометрія. Але шви між блоками повинні бути дуже тонкими (1-3 мм), інакше будуть великі тепловтрати.

Розділ 6. Обґрунтування економічної ефективності

6.1 Об'єктний кошторис

Об'єктний кошторис на будівництво об'єкта «Десятиповерховий будинок» складається відповідно до Інструкції по визначенню кошторисної вартості будівництва і складання кошторисної документації. Об'єктна кошторис є кошторисний документ на об'єкт будівництва будівлі, який об'єднує дані з локальних кошторисів.

Об'єктна кошторис включає в себе підсумкові значення з локальних кошторисів і містить вартісні показники:

- заробітної плати робітників-будівельників;
 - експлуатації будівельних машин і механізмів (у тому числі заробітної плати машиністів);
 - матеріалів, виробів, конструкцій (в тому числі транспортних витрат);
 - накладних витрат;
 - планових накопичень;
 - обладнання, меблів, інвентарю;
 - інших витрат;
- Загальна вартість;
- трудомісткість робіт.

Об'єктний кошторис на будівництво об'єкта «Десятиповерховий будинок» представлена в додатку А.

6.2 Зведений кошторис

Зведений кошторис на загальні будівельно-монтажні роботи наведений в таблиці 6.1.

Таблиця 6.1 - Зведений кошторис на загальні будівельно-монтажні роботи

N		○	○	Кошторисна вартість, грн.	К	○	К	○	П	○	П	и
---	--	---	---	---------------------------	---	---	---	---	---	---	---	---

п/п	Найменування розділу		будівельних робіт	монтажних	установка	інші витрати	всього				
1	Підземна частина		578428				578428	47229	16338 3		50,04
2	Всього по підземній частині		578428				578428	47229	16338 3		50,04
3	Надземна частина		577574				577574	26878	98216		49,96
4	Всього по надземній частині		577574				577574	26878	98216		49,96
5	Всього по кошторису		1156002				1156002	74107	26159 9		100,0 0

6.3 Визначення техніко-економічних показників

Основні техніко-економічні показники зводяться в таблицю 6.2

Таблиця 6.2 - Вартісні значення в поточних цінах

№ п/п	Найменування показників	Одиниця виміру	Кількість
1	Загальна кошторисна вартість будівництва об'єкта	тис. грн.	2496964
2	Загальна трудомісткість робіт	чол.-г.	7724,15
3	Загальна площа будівлі	м ²	3549,01
4	Будівельний об'єм будинку	м ³	12238
5	Кошторисна вартість 1 м2 будівлі	тис. грн.	703,6
6	Кошторисна вартість 1 м3 будівлі	тис. грн.	204,0
7	Трудомісткість 1 м2 будівлі	чол.-г.	2,18
8	Трудомісткість 1 м5 будівлі	чол.-г.	0,63

Висновок:

Через те, що будівельні машини та механізми використовують малотоксичне паливо, було зменшено кількість шкідливих викидів в атмосферу. Використовуючи маслоприймачі для зливу масла з обладнання, виключили можливість забруднення ґрунтів.

Рівень впливу будівельного процесу на навколишнє середовище був знижений за рахунок заходів по боротьбі з загазованістю і шумом на будівельному майданчику, правильно обладнаних місць для тимчасового зберігання відходів, забезпечення відведення поверхневих і талих вод з будмайданчика.

Загальні висновки

Метою випускної кваліфікаційної роботи було проектування десятиповерхового житлового будинку з творчими майстернями по вул. Тролейбусній, 4 в м. Тернопіль.

В архітектурно-будівельному розділі дана загальна характеристика ділянки, географічне положення ділянки, кліматичні умови, транспортні зв'язки, інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки, генеральний план, розбивочний план вертикальне планування, ТЕП генерального плану, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, архітектурно-художні рішення, санітарно-технічне обладнання

В розрахунково-конструктивному розділі визначені навантаження на монолітне перекриття, складання розрахункової схеми, розрахована головна балка

В розділі основи та фундаменти обґрунтовані інженерно-геологічні умови будівельної ділянки, визначені навантаження на фундаменти, розрахований монолітний фундамент

В розділі технології і організації будівельного виробництва вибрані варіанти методів виконання робіт, Визначення трудомісткості та обсягів загально будівельних робіт, термінів будівництва, методи виконання основних робіт, складена технологічна карта та сітковий графік, Будівельний генеральний план

В розділі порівняння варіантів були обрані для порівняння традиційна цегла та газобетонні блоки.

Були виконані розділи: економічний, охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях, екологія

Бібліографія:

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27 2010 Будівельна кліматологія. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування»
2. Система проектної документації для будівництва. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень : ДСТУ Б А.2.4-7:2009 К., Мінрегіонбуд України 2009. – 112 с. – (Національний стандарт України).
3. Система проектної документації для будівництва. Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій. ДСТУ Б А.2.4-43:2009 К., Мінрегіонбуд України 2009 – 87 с. – (Національний стандарт України).
4. Положення про дипломне проектування у Тернопільському національному технічному університеті імені Івана Пулюя. Затв 26.04.2013р.
5. Архитектура гражданских и промышленных зданий В 5-ти томах по ред. К.К.Шевцова Т.3. Жилые здания. М.: Стройиздат, 1988г. -233с.
6. Архитектурные конструкции гражданских зданий: балконы, лоджии, эркеры / Кузнецов Д.В. – Киев: будівельник, 1979 г.
7. Линович Е.Е. Расчет и конструирование частей гражданских зданий. – Киев: будівельник, 1972 г.
7. Сербинович П.П. Архитектура гражданских и промышленных зданий. Гражданские здания массового строительства – М.; Высшая школа, 1975н.
9. СНиП-3-79* Строительная теплотехника / Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1982 г.
10. Справочник по инженерно-строительному черчению / Гуслевич Н.А. и др. Киев:будівельник, 1980 г.
- 11.Справочник проектировщика. Госстроительство. – М.:Стройиздат, 1978 г. Альбом чертежей– М.:Стройиздат
- 12.Шериневский И.А. Конструирование гражданских зданий. – Л.:Стройиздат, Ленинградское отделение 1981 г.
13. СНиП-4-80 Техника безопасности в строительстве
14. Каталог единых районных единичных расценок на строительные конструкции и работы (ЕРЕР—84), привязанные к местным условиям строительства в Ворошиловоградской обл. УССР - Ворошиловоград: облполитградиздат, 1982 г.
15. Сборник системных цен на местные строительные материалы, изделия и конструкции для промышленно-гражданского и сельского строительства в Ворошиловоградской обл.- Ворошиловоград: облполитградиздат, 1983 г.
16. Гаевой А.Ф., Усик С.А. Курсовое и дипломное проектирование. Промышленные и гражданские здания: Учебное пособие для техникумов / Под ред. А.Б. Гаевого. – Л.:Стройиздат, Ленинградское отделение 1987 г.
17. Галкин И.Г. Организация и планирование строительного производства. – М.: Высшая школа 1985 г.
18. Дисман Л.Г. Организация жилищно-гражданского строительства. – М.:Стройиздат,1985 г.

19. Литвинов О.О. Белков Ю.И. и др. Технология строительного производства. – Киев.: Вища школа 1985 г.
20. Халезин С.К., Карасев А.К. Технология строительного производства. Курсовое проектирование. – М.: Высшая школа 1989 г.