

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

Центр перепідготовки та післядипломної освіти
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

Магістр

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **Проект приватного медичного закладу у
Вінниці**

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

спеціальності (напряму підготовки) _____

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Ландізберг В.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Каспрук В.Б.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Данильченко С.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	6
1.1 Загальна характеристика ділянки	6
1.2. Об'ємно-планувальне рішення.....	7
1.2.1 Функціональний процес в будівлі	7
1.2.2 Описання прийнятого рішення та його обґрунтування	9
1.2.3 ТЕП об'ємно-планувального рішення	10
1.3 Конструктивні рішення	10
1.3.1 Фундамент.....	11
1.3.3 Перегородки.....	13
1.3.5 Сходи будівлі.....	15
1.3.6 Вікна і двері	15
1.3.7 Покрівля будівлі	16
1.4 Архітектурне оздоблення фасадів та інтер'єрів	17
1.5 Санітарно-технічне та інженерне обладнання будівлі	17
2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	19
2.1 Розрахунок збірного залізобетонного маршу	19
2.1.1 Завдання для проектування.....	19
2.1.2 Визначення навантажень і зусиль	19
2.1.3 Попереднє призначення перерізу маршу.....	20
2.1.4 Підбір площі перерізу поздовжньої арматури	20
2.1.5 Розрахунок прогинів ребер	22
2.1.6 Розрахунок на розкриття тріщин, нормативних до поздовжньої осі	28
2.1.7 Розрахунок короткочасного розкриття тріщин.....	30
2.1.9 Перевірка на прогин.....	31
2.2 Розрахунок фундаментів	32
2.2.2 Вихідні дані до проектування фундаменту.	34
2.2.3 Визначення глибини закладання фундаменту	35
2.2.4 Визначення розмірів подошви фундаменту і розрахункового опору ґрунту під арку.....	36
2.2.5 Збір навантажень та визначення середнього тиску під подошву фундаменту	39
2.2.6 Визначення осадки фундаменту	40

3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	48
Технологічна карта на бетонування монолітної залізобетонної плити перекриття	48
Сфера застосування.....	48
Організація і технологія будівельного процесу	48
Вимога до якості і приймання робіт.....	51
Матеріально-технічні ресурси	53
Технологічна карта на виконання утеплення фасаду і на його опорядження	55
Сфера застосування.....	55
Організація і технологія будівельного процесу	55
Підготовка поверхні.....	55
Грунтування поверхні.....	55
Закріплення цокольних профілів	56
Приготування розчину для закріплення плит з екструдованого пінополістиролу.....	56
Приклеювання плит екструдованого пінополістиролу	58
Обладнання основного захисного шару	59
Посилення кутів металевими профілями.....	59
Укладання армованої склосітки.....	60
Нанесення оздоблювальних шару DRYVIT	60
Застосування штукатурок Dryvit	60
Додаткові рекомендації	61
3.2. Календарний план	64
3.7. Проектування будгенплану об'єкта	65
Розрахунок площі складських приміщень і майданчиків	68
Розрахунок водопостачання будівельного майданчика.....	71
Розрахунок електропостачання будівельного майданчика.....	72
Обчислення кількості прожекторів для будівельного майданчика ...	73
Заходи з охорони праці та техніки безпеки	73
Заходи з охорони навколишнього середовища на період будівництва	74
5. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА.....	75
РОЗДІЛ 6.ОРГАНІЗАЦІЙНО-ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА.....	79

РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	87
7.1 Охорона праці.....	87
7.1.1 Нормативи про свій робочий майданчик.....	87
7.1.2 Розрахунок вентиляції	91
7.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	93
7.2.1 Стійкість будинку культури в надзвичайних ситуаціях	93
БІБЛІОГРАФІЯ:	96

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Загальна характеристика ділянки

Ділянка, відведена під будівництво будівлі, площею 0,663 га розташована в м. Вінниця вздовж вул. С.Петлюри.

Межами ділянки є:

з півночі - приватні житлові будинки;

зі сходу - приватні житлові будинки;

з півдня - приватні житлові будинки;

із заходу – вул. С.Пелюри.

Плануванням ділянки передбачено забезпечення санітарних рівнів шуму в приміщеннях. Вертикальне планування вирішено в ув'язці з існуючою вулицею, забудовою та благоустроєм до неї. Рельєф ділянки спокійний. При проектуванні рельєфу зображення дається проектними горизонталями 0,5 м.

Поздовжні і поперечні ухили по проїздах, тротуарах та газонах запроектовані відповідно до ДБН 360-92 [].

Поперечний профіль проїздів прийнятий односхилий.

Покриття проїздів виконане дрібнозернистим асфальтом ДСТУ Б В.2.7-119-2003 [] з залізобетонними, марка БР.300.30.15 і бетонними марка БР.100.30.15 бортовими каменями.

Покриття тротуарів і майданчиків запроектовано з бетонних плит з огороженням бетонним бордюром БР.100.20.8.

Система відведення дощових і талих вод від будівлі і з прилеглої до неї території прийнята поверхнева.

Майданчик будівництва розташований: в II-ій температурній зоні території України, згідно ДБН [], в III вітровому районі, згідно ДБН [], панівний напрямок вітру – північно-західний.

Водопостачання проектованої будівлі здійснюється шляхом підключення до існуючого водопроводу, діаметром 100 мм.

Електропостачання, телефонізація здійснюється від існуючих джерел.

Для створення нормативних санітарно-гігієнічних умов на проєктованій ділянці території заплановані заходи з благоустрою та озеленення.

До початку будівництва рослинний шар ґрунту зрізається на всій території, що підлягає плануванню і переміщується на вільне від забудови і підземних комунікацій ділянки в кількості, необхідній для подальшого підсипання газонів, надлишки рослинного ґрунту вивозяться.

Озеленення території ділянки розроблено з урахуванням архітектурно-планувального рішення даної ділянки, наявності підземних інженерних комунікацій, ґрунтових умов, а також функціонального призначення проєктованих насаджень.

На всіх озелених ділянках проводиться посів газону, багаторічних трав, посадка чагарників, дерев. При вирішенні генплану вирішені і враховані вимоги норм щодо забезпечення протипожежних розривів між будівлями, забезпечений вільний під'їзд до будівлі відповідно до ДБН 11-60-75[].

Проєктом передбачено встановлення вказівних знаків ДБН 360-92[], вказівний знак прийнятий з флуоресцентним барвником.

1.2. Об'ємно-планувальне рішення.

1.2.1 Функціональний процес в будівлі

Розробка об'ємно-планувального рішення будівлі є першим етапом його проєктування і ґрунтується на комплексному виконанні різнобічних вимог: функціональних, фізико-технічних, конструктивних, архітектурно-художніх і економічних.

Планування двоповерхової будівлі розроблена на основі рекомендацій з проєктування будівель.

За функціональним призначенням і особливостями експлуатації проєктованої будівлі відноситься до спеціалізованих громадських будинків, група VI - організації та установи управління.

Основне функціональне призначення проєктованої будівлі адміністративні справи об'єднаної громади, а також надання населенню цілого ряду юридично-нотаріальних послуг.

Будівля являє собою двоповерхову, окремо розташовану будівлю. У центральній частині першого поверху розташований хол, в якому передбачені: гардероб, приміщення зв'язку яке призначене для різного роду оповіщення.

У лівому крилі першого поверху розташовані приміщення для громадських слухань, де відвідувачам допоможуть написати заяви, інші документи, та передати документи для вивчення своїх справ, для яких передбачено низку кабінетів в правому і лівому крилі будівлі. Також тут розташований архів поточних справ. В кінці крила розташований зал для громадських слухань.

У правому крилі першого поверху розташований кабінет юридичної консультації, де можна скласти заповіт, дарчу, провести операції з купівлі-продажу нерухомості, зняти копії з документів.

Для зв'язку з другим поверхом передбачені сходи. У лівому крилі другого поверху розташовані приймальня, проводиться прийом громадян, вирішуються поточні справи. Також тут розташовані два кабінети для секретарів, де вони приймають громадян, консультують їх з адміністративних питань.

У лівому крилі, крім цього розташований кабінет кодифікації, де здійснюється кодування документів перед здачею їх в архів.

В кінці правого крила знаходиться бібліотека юридичної літератури, де можна ознайомитись і прочитати законодавчі акти, закони і т.д.

У центральній частині другого поверху розташований сесійний зал. До нього примикає кімната реєстрації і кімната апарату. Передбачений окремий вхід і окреме приміщення, де розташований ІТ-вузол та серверна.

Таким чином, кількість і розташування всіх приміщень запроектовано згідно з функціональним процесом, який буде відбуватися в проектованому будинку.

1.2.2 Описання прийнятого рішення та його обґрунтування

У плані будівля має розміри в осях: 32,84x39,44 м. Планувальне рішення будівлі ґрунтується на єдиній модульній системі (ЕМС); висота поверху прийнята 3,3 м.

Під усією будівлею знаходиться підвал, висотою 2,55 м. Основою об'ємно-планувального рішення є сесійна зала, висотою 9,6 м. із розмірами в плані 12x12 м., що знаходиться на другому поверсі і підноситься над двоповерховою забудовою будівлі.

Для будівлі запроектований один головний вхід з вестибюлем, через який проходять основні маси людей, що беруть участь у функціональному процесі, і два службових входи.

Вхідний тамбур передбачений для захисту від проникнення холодного повітря при відкриванні зовнішніх дверей.

Через вестибюль потоки людей направляються в коридори, шириною 3,95 м, які є основними горизонтальними комунікаціями, які забезпечують зв'язок між приміщеннями в межах поверху. У проекті застосована об'ємно-планувальна схема із коридорами посередині, яка забезпечує компактність будівлі, скорочення його довжини, поверхні зовнішніх огорожень і, отже, тепловтрат.

У центральній частині першого поверху розташований хол, площею 95,94 м²; гардероб, площею 27,00 м²; приміщення зв'язку та комора, площею 4,99 м².

В якості вертикальних комунікацій, що використовуються для зв'язку між поверхами, а також в якості основних евакуаційних шляхів використовуються сходи, які влаштовані в вогнестійких сходових клітках і освітлюються природним світлом.

У будівлі передбачено 4 сходових марші, два з яких мають вихід на дах, а два інші - зі спуском в підвал і безпосереднім виходом назовні, причому один з них призначений виключно для проходу ув'язнених і осіб, які їх супроводжують в спеціальне приміщення, розташоване на другому поверсі, площею 14,87 м²., а також в камери, площею 3,00 м²; 3,00 м²; 3,80 м²;

Поєднання архітектури будівлі із об'єктом образотворчого мистецтва не тільки підсилює її художній вплив.

Робоча площа: 2496,27 м².

Загальна площа: 2694,25 м².

1.2.3 ТЕП об'ємно-планувального рішення

К1 - показник, що виражає доцільність планування, підраховується як відношення робочої площі до загальної. %

$$K_1 = \frac{P_{\text{р}}}{P_{\text{о}}} = \frac{2496,27}{2694,25} = 93\% \quad (1.1)$$

К2; К3 – показники, які характеризують об'ємне рішення будівлі визначаються відношенням загального будівельного об'єму ($O_{\text{стр}} = 10406,23 \text{ м}^3$) до загальної площі і до робочої площі.

$$K_2 = \frac{O_{\text{стр}}}{P_{\text{о}}} = \frac{10406,23}{2694,25} = 3,9 \quad (1.2)$$

$$K_3 = \frac{O_{\text{стр}}}{P_{\text{р}}} = \frac{10406,23}{2496,27} = 4,2 \quad (1.3)$$

1.3 Конструктивні рішення

В даному проекті застосовується безкаркасна схема з несучими поздовжніми і поперечними стінами. Для створення доцільної конструктивної схеми будівлі, ефективного застосування конструктивних типових елементів, спрощення монтажних робіт і зниження їх трудомісткості застосовується групування однотипних за геометричним параметрам приміщень з уніфікованою модульною сіткою і виділення великопролітних зальних приміщень в окремих частинах будівлі.

1.3.1 Фундамент

Фундаменти під будівлею запроєктовані збірні стрічкові із залізобетонних плит-подушок по ДСТУ Б В.2.6-109:2010. [] і бетонних стінових блоків по ДСТУ Б В.2.6-108:2010, з урахуванням характеру несучого складу будівлі, характеру геологічних і гідрогеологічних умов ділянки, умов району будівництва, наявності місцевих будівельних матеріалів і засобів механізації.

Основою для фундаментів слугує суглинок напівтвердий, середньої твердості. Фундаментні плити-подушки укладаються на попередньо утрамбовану піщану підготовку товщиною 100 мм.

Таблиця 1.1.

Специфікація фундаменту

Позначення	Найменування	Кількість, шт.	Маса, кг.
ДСТУ Б В.2.6-108:2010	ФБС 12.4.3	177	340
	ФБС 12.4.6	475	690
	ФБС 24.4.6	75	1380
	ФБС 8.4.6	135	440
	ФБС 24.3.6	175	1030
	ФБС 8.3.6	25	350
ДСТУ Б В.2.6-109:2010	ФЛ 12.24. –1	57	1630
	ФЛ 12.12. –1	15	780
	ФЛ 12.8. –1	27	500
	ФЛ 8.24. –1	35	1300
	ФЛ 8.8. –1	5	350
	ФЛ 14.12. –1	38	1050

Монолітні ділянки між фундаментними плитами виконано з бетону класу В15 з конструктивним армуванням (арматура А240, А400, по ДБН В.2.6 162:2010).

Стіни підвалу виконати з бетонних блоків ДСТУ Б В.2.6-108:2010 на цементному розчині марки М100; монолітні ділянки між блоками заповнюються бетоном, класу В7,5. Глибина закладання фундаментів - 3,99 м.

Вертикальна гідроізоляція поверхні стін, що стикаються з ґрунтом – покриття гарячим бітумом за 2 рази. Горизонтальна гідроізоляція фундаментів - цементна з рідким склом.

1.3.2 Стіни

Зовнішні стіни будівлі виконані з полегшеної цегляної кладки, що складається з зовнішніх і внутрішніх верст, взаємна статична робота яких забезпечується вертикальними цегляними діафрагмами кроком 1,17м; і внутрішнього шару, утеплювача – мінераловатні плити на бітумному в'язучому, що влаштовується в процесі зведення стіни.

Зовнішня верста цегляної кладки, товщиною 120 мм, а внутрішня - товщиною 250 мм із цегли глиняної звичайної ДСТУ Б В.2.7-61-97[].

Товщина зовнішніх стін 510 мм, а по осі 1 в осях 8 - А та по осі 12 в осях Г-Г для додання архітектурної виразності і виділення об'ємом сходової клітки прийнята стіна завтовшки 640 мм.

Горизонтальними зв'язками зовнішньої і внутрішньої верст є діафрагми, армовані дротяною сіткою, що встановлюються через п'ять ложкових рядів по висоті. На рівні перекриттів і перемичок поперечний зв'язок поздовжніх зовнішніх стінок створюють один-два ряди суцільної кладки. При цьому для забезпечення зв'язку між навантаженими і ненавантаженими ділянками стіни в горизонтальні шви кладки слід встановити зварні сітки в рівні низу перекриттів.

Сітки, які армують кладку повинні бути захищені від корозії. Шви в кладці повинні бути ретельно заповнені розчином. Слід ретельно захищати теплоізоляційний шар від затікання води по периметру віконних і дверних

прорізів. Наступний ряд плитного утеплювача встановлюється на шар свіжовкладеного цементного розчину. Антисептовані дерев'яні пробки для кріплення віконних і дверних блоків рекомендується встановлювати у внутрішньому шарі кладки.

Внутрішні несучі стіни виконуються з суцільної цегляної кладки, товщиною 380 мм із звичайної глиняної цегли по ДСТУ Б В.2.7-61-97[].

Зверху віконні і дверні прорізи перекриваються збірними залізобетонними перемичками по ДСТУ Б В.2.6-55:2008 []. У несучих стінах застосовуються посилені перемички з попередньо напруженою арматурою А800 (випуск 8).

1.3.3 Перегородки

У будинку запроектовані цегляні перегородки з глиняної звичайної цегли, щільністю $\gamma = 1800 \text{ кг / м}^3$ за ДСТУ Б В.2.7-61-97[], товщиною $\frac{1}{2}$ цегли. Перегородки повинні спиратися безпосередньо на несучу конструкцію перекриттів, а не на чисту підлогу. Бічні і верхні шари перегородок для забезпечення їх стійкості і міцності надійно кріплять до стін і стелі за допомогою йоржів або спеціальних оцинкованих скоб зі смугової сталі, що заводяться в шви між збірними елементами перекриттів і стін. Примикання до стелі і стін необхідно зарозляти дуже щільно і ретельно, з конопаченням швів на всю глибину і з розшивкою з обох сторін гіпсовим розчином.

1.3.4 Перекриття та покриття будівлі

Перекриття повинно бути міцним, тобто витримувати діючі на нього постійні і тимчасові навантаження, включаючи власну вагу. Недостатньо жорстке перекриття створює під впливом тимчасового навантаження значні прогини.

Виходячи з цих вимог, в якості несучих конструкцій перекриттів застосовані залізобетонні вироби заводського виготовлення - багатопустотні панелі з круглими порожнечами, товщиною 220 мм. У залі для кримінальних справ перекриття - монолітне кесонне часторебристе.

Багатопустотні панелі перекриття укладаються на шар розчину М 100. Для забезпечення спільної роботи суміжних панелей під навантаженням і для поліпшення звукоізоляції перекриття шви між панелями, а також шви в місцях примикання панелей до стін, очистити від будівельного сміття і ретельно залити цементним розчином марки М 100. Монолітні ділянки виконати з бетону класу В 15. У кам'яних стінах панелі з круглими порожнинами сприймають навантаження від стін, розташованих вище, тому виготовляють такі панелі з посиленими опорними ділянками (торцями), для цього в одному торці зменшують діаметри поздовжніх пустот, а в іншому застосовують бетонні заглушки.

Отвори в панелях перекриттів для пропусків стояків опалення виконуються шляхом свердління спеціальними свердлами, не порушуючи несучих ребер панелей, з подальшим заробленням їх цементним розчином.

Передбачено звукоізоляцію труб від перекриття з утепленням щілин, наприклад, гільза з м'якого азбестового картону.

Після монтажу панелей в проектне положення, вони скріплюються між собою анкерами з арматурного дроту для утворення жорсткого горизонтального диска. При монтажі панелей стежити за тим, щоб була забезпечена мінімальна площа обпирання і щоб не були закриті вентиляційні канали.

У залі для кримінальних справ перекриття монолітне часторебристе кесонне, оперте по контуру на стіни, на 160 мм.

Для покриття залу для кримінальних справ застосовані структурні конструкції з армоцементних пірамідальних елементів з розмірами основи 1,5х1,5 м, висотою 1 м. Пірамідальні елементи ребристої структури представляють собою поєднання стержнів нижнього пояса і розкосів, між якими розташовані плоскі армоцементні грані товщиною 15 мм. Вершина пірамідальних елементів закінчується оголовком.

Плити мають закладні деталі, через які ведеться розподіл зусиль між верхніми поясами конструкції, розкосами і нижніми поясами. Освітлювальні прилади розташовані по нижніх поясах покриття.

Поєднання несучих і огорожувальних функцій в елементх верхнього пояса структури дає можливість знизити матеріаломісткість структурних покриттів в порівнянні з площинними рішеннями.

1.3.5 Сходи будівлі

Сходи використовуються для зв'язку між поверхами, а також в якості евакуаційних шляхів. В даному проекті застосовані сходи із збірних залізобетонних елементів двох видів: майданчикової плити з монолітними ребрами по контуру, марки СП-1 (СЛП28.11), і сходових маршів, марки СМ-1 (СМ 33.14). Марші спираються на консольні виступи крайніх (лобових) ребер майданчикових плит і з'єднуються з ними за допомогою закладних кутників або пластин зварюванням не менше ніж у двох місцях.

Сходові марші влаштовані з ухилом 30°. В даному проекті застосовані сходові марші ребристої конструкції з фризовими сходишками. Фризові сходишки, що збігаються з підлогою площадок, мають особливий обрис. Інші сходишки маршу однакові і характеризуються висотою (150 мм) і шириною проступу (300 мм). Сходові площадки на рівні кожного поверху - поверхові, між поверхами - проміжні. Для проектованої будівлі застосовуємо ребристі сходові майданчики, опорні ребра яких входять в гнізда кам'яних стін сходової клітки.

Сходи освітлюються природним світлом, через вікна.

З двох сходових кліток передбачений вихід на дах, при чому ці сходові клітки обладнані вогнетривкими дверима.

Входи в підвал влаштовані в межах двох інших сходових кліток. Вхід до підвалу захищають від сходів, що ведуть на верхні поверхи, глухою стінкою з влаштуванням дверей.

Вхід до підвалу запроектований з окремих залізобетонних сходинок, які укладаються на косоури.

1.3.6 Вікна і двері

Основні вимоги до вікон, які повинні дотримуватися при їх проектуванні і конструюванні, - пропускати світло в приміщення відповідно до вимог ступеня їх

освітленості. Вікна є зовнішнім огороженням, тобто повинні володіти теплозахисною якістю і повітропроникністю. Виходячи їх цього було прийнято потрібне застосування.

Двері внутрішні запроектовано з деревини і виготовляються на деревообробному заводі. Двері ДГ 24-15; ДО 24-15; ДГ 24-10 виготовляються і облицьовуються шпоном світлих порід дерев.

Двері камер для заарештованих виготовляються з сосни, з посиленою коробкою по всьому периметру. Дверне полотно виконане із суцільної столярної плити, товщиною 40 мм. З боку камери полотно дверей оббито покрівельною сталлю, завтовшки 1,5 мм і пофарбоване масляною фарбою. Із зовнішнього боку полотно дверей оббито твердою деревоволокнистою плитою, товщиною 1 мм.

Над дверима, в отвір в стіні, вставлене зварена з куточків L32x4 рамка 300x400 мм., з сіткою №10-1,6.

Зовнішні входні двері запроектовані з алюмінієвих сплавів. Двері запроектовані у вигляді блоку, що включає дверне полотно і дверну коробку у вигляді замкнутої рами з алюмінієвих профілів. Для ущільнення притворів і щілин між склом і алюмінієм застосовані профілі з гуми НО68-1 по ТУ 38-105-1082-2015. З метою скорочення повітропроникності двері мають по периметру дверного полотна два пояси ущільнення гумовими профілями.

Кріплення дверей в отворах здійснюється за допомогою зварювання, в зв'язку з чим в отворах повинні передбачатися закладні деталі. Зароблення стиків між алюмінієвою дверною коробкою і будівельною конструкцією проводиться за допомогою м'якого утеплювача (мінеральна вата), а також за допомогою гумового утеплювача, встановленого в паз ущільнювання. У дверях використовуються накладні петлі, що дозволяють відкривати дверне полотно на 180°

1.3.7 Покрівля будівлі

Для будівлі запроектовано без горищна не вентилявана покрівля. Ухил покрівлі становить 2%, а ухил покрівлі над залом для кримінальних справ 1%, що досягається застосуванням в складі конструкції покриття з пінобетону змінної

товщини. Водовідвід з покриття запроектований внутрішній, а покриття для залу - зовнішній організований.

Влаштування покрівлі починають з підготовки основи під пароізоляцію (шляхом затирання поверхні залізобетонних плит цементним розчином). Потім влаштовується шар з пінобетону для створення ухилу покрівлі, поверх якого укладають утеплювач - жорсткі мінераловатні плити. Для влаштування килима застосовуємо наплавлений руберойд Рм-500-2 із захисним забарвленням БТ-177 (світлі тони) і з нанесенням в заводських умовах, клею чого шару. Приклеювання забезпечується за рахунок розм'якшення покрівельного матеріалу до в'язко-пластичного стану під час розігрівання. Перед наклеюванням першого шару, поверхню основи ґрунтують бітумною мастикою. Накочення катком виконують негайно після припинення розігріву.

1.4 Архітектурне оздоблення фасадів та інтер'єрів

Зовнішнє оздоблення будівлі: стіни - цегляна кладка, цегла облицювальна жовтого кольору з розшивкою поглибленим швом 1 см; цоколь будівлі оштукатурюється цементним розчином; вікна та двері - масляне фарбування за 2 рази; входні двері з алюмінієвих сплавів, частково засклені; віконні отвори на головному вході оформляються як вітражі; металеві елементи - масляне фарбування за 2 рази.

Стеля у всіх приміщеннях I-го і II-го поверху: крейдяна побілка, а в приміщеннях підвалу: вапняна побілка.

1.5 Санітарно-технічне та інженерне обладнання будівлі

Згідно з проектом будівля обладнується центральним опаленням, водопроводом, каналізацією.

Теплоносієм в системі теплопостачання слугує вода з параметрами 90 - 65 °С. Прилади опалення - чавунні радіатори типу МС-140-108. Трубопроводи в мережі теплопостачання прийняті із сталевих електрозварювальних труб ДБН В.2.5-76:2014[].

Водопостачання проектованої будівлі здійснити шляхом підключення до існуючого водопроводу діаметром 100 мм на перерізі пров. Набережної та вул. Гагаріна. Водопровідна мережа запроектована з чавунних труб по ДБН 360-92

[]. Каналізаційна мережа запроектована з керамічних труб по ДСТУ Б В.2.5-57:2011.

Системи гарячого, холодного водопостачання та каналізації будівлі обладнані в відповідності з типовими проектами.

Система вентиляції будівлі комбінована. Вентиляція санвузлів, робочих кабінетів здійснюється природним способом через вентиляційні канали, розташовані у внутрішніх несучих стінах. Вентиляція залів здійснюється природним способом через відкриті вікна і кватирки.

Електропостачання передбачено від ТЕС 110 кВ. Джерелом електропостачання є СКТП-560, від якої побудована ПЛ-0,4 кВ до будівлі. У щитової будівлі встановлюється ввідно-розподільний пристрій. Облік електроенергії передбачається на вводі.

Для захисту від ураження електричним струмом передбачається захисне заземлення. Проектом передбачено робоче і чергове освітлення. Норми освітленості в приміщеннях.

Передбачена автоматична пожежна сигналізація.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок збірного залізобетонного маршу

Марші і майданчикові плити сходів являють собою ребристі залізобетонні плити, що працюють на вигин як елементи таврового перерізу з палицею в стиснутій зоні.

2.1.1 Завдання для проектування

Розрахувати і сконструювати залізобетонні марші, шириною 1,23 м для сходів будівлі в м. Кременець. Висота поверху 3,3 м. Кут нахилу маршу $\lambda \approx 30^\circ$, шаблі розміром 15 x 30 см. Бетон класу В25, арматура каркасів класу А300, сітка Вр-I, коефіцієнт $\gamma_n = 0,95$.

Розрахункові дані бетону і арматури:

Для бетону класу В25: $R_B = 14,5$ МПа, $\gamma_{B2} = 0,9$

$R_{Bt} = 1,05$ МПа; $E_B = 27000$ МПа

$R_{B, ser} = 18,5$ МПа; $R_{Bt, ser} = 1,6$ МПа

Для арматури класу А300: $R_s = 280$ МПа;

$R_{sn} = 225$ МПа ; $E_s = 210000$ МПа

Для дротяної арматури класу Вр-1:

$R_s = 365$ МПа; $R_{sw} = 265$ МПа; $\varnothing 4$ мм.

$R_s = 375$ МПа; $R_{sw} = 270$ МПа; $\varnothing 3$ мм.

2.1.2 Визначення навантажень і зусиль

Вага залізобетонного сходового маршу, згідно проекту:

$P = 1420$ кг ≈ 14200 Н.

Площа горизонтальної проекції сходового маршу: $S = 3 \cdot 1,23 = 3,69$ м²

Власна вага залізобетонного сходового маршу на 1 м² горизонтальної проекції становить

$$g_n = P / S = 14200 / 3,69 = 3850 \text{ Н/м}^2 = 3,85 \text{ кН/м}^2 \quad (2.1)$$

Тимчасове нормативне навантаження, для сходів громадської будівлі:

$P_n = 3$ кН / м², коефіцієнт надійності за навантаженням: $\gamma_f = 1,2$

Тривало діюче тимчасове навантаження: $P_{ld}^n = 1 \text{ кН} / \text{м}^2$

Розрахункове навантаження на 1 м довжини маршу:

$$g = (g_{nyf} + p_{nyf})a = (3,85 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1,23 = 9,6 \text{ кН/м}^2 \quad (2.2)$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прольоту маршу:

$$M = ql^2 / 8\cos\lambda = (9,6 \cdot 32) / (8 \cdot 0,867) = 12,5 \text{ Кн} \quad (2.3)$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q = ql / 2\cos\lambda = (9,6 \cdot 3) / (2 \cdot 0,867) = 16,6 \text{ кН} \quad (2.4)$$

2.1.3 Попереднє призначення перерізу маршу

Відповідно до типових заводських форм призначаємо товщину плити (по перерізу між сходишками): $h'f = 30\text{мм}$, висоту ребер (косоурів): $h = 1700 \text{ мм}$, товщину ребер $v_p = 80 \text{ мм}$.

Дійсний переріз маршу замінюємо на розрахункове таврового з полицею в стиснутій зоні: $v = 2 v_p - 2 \cdot 80 = 160 \text{ мм}$; ширину полиці $v'f$ при відсутності поперечних ребер приймаємо не більше: $v'f = 2 (l / 6) + v = 2 (300/6) + 16 = 116 \text{ см}$ або $v'f = 12h'f + v = 12 \cdot 3 + 16 = 52 \text{ см}$ (при $h'f = 3 \text{ см} > 0,1h = 0,117 \cdot 1700 = 199 \text{ см}$). За розрахункове приймаємо менше значення $v'f = 52 \text{ см}$.

2.1.4 Підбір площі перерізу поздовжньої арматури

За умовою встановлюємо розрахунковий випадок для таврового перерізу (при $x = h'f$): при $M \leq R_b \gamma_{b2} v'f h'f (h_o - 0,5 h'f)$ нейтральна вісь проходить в точці:

$$M = 12,5 \text{ кНм} < 14,5 \cdot 103 \cdot 0,9 \cdot 0,52 \cdot 0,03 \cdot (0,145 - 0,5 \cdot 0,03) = 26,5 \text{ кНм, де } h_o = h - a = 1700 - 250 = 1450 \text{ мм} = 145 \text{ см.}$$

Умова задовольняється, нейтральна вісь проходить в полиці. Розрахунок площі поздовжньої арматури виконуємо за формулами для прямокутних перерізів, шириною $v'f = 52 \text{ см}$.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону.

v

0,75

$$E_R = \frac{1 + \sigma_{sr} / \sigma_{sru} (1 - \nu / 1,1)}{1,1} = \frac{1 + 280 / 500 \times (1 - 0,75 / 1,1)}{1,1} = 0,64$$

Параметри:

$$V_B = \varphi v^2 (1 + \varphi_{п} + \varphi_j) R_b \cdot t_v \cdot v_2 \cdot v h^2 = 2 \cdot 1,175 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 14,52 = 7,5 \cdot 105 \text{ Н/см} \quad (2.6)$$

У розрахунковому похилому перерізі $Q = Q_{sw} = Q / 2$, тому що $Q_B = V_B / c$, тоді похилий переріз:

$$C = V_B / Q_B = V_B / 0,5Q = 7,5 \cdot 105 / 0,5 \cdot 16000 = 93,75 \text{ см, що більше } C = 2h_0 = 29 \text{ см, приймаємо } C = 29 \text{ см.}$$

Тоді поперечне зусилля Q_B , яке сприймає бетон буде:

$$Q_B = V_B / C = 7,5 \cdot 105 / 29 = 25,9 \cdot 103 \text{ Н} = 25,9 \text{ кН, що більше } Q_{\max} = 16 \text{ кН, отже поперечна арматура за розрахунком не потрібна.}$$

Приймаємо конструктивно поперечні стержні $\varnothing 6A240 A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$; $S_w = 175 \text{ мПа}$. Крок поперечних стержнів встановлюємо з конструктивних вимог.

На приопорних ділянках, довжиною $1/4$ прольоту встановлюємо стержні $\varnothing 6A240$, кроком $S = 80 \text{ мм}$ (не більше $h / 2 = 170 / 2 = 85 \text{ мм}$, і не більше 150 мм). У середній частині прольоту поперечну арматуру приймаємо з кроком 200 мм .

Перевіряємо міцність елемента по похилій смузі за формулою:

$$Q \leq 0,34 w_1 \varphi_{v1} R_{bv} v_2 v h_0 \quad (2.7)$$

$$\text{де: } \varphi_{v1} = 1 - V \cdot R_B = 1 - 0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,87 \quad (2.8)$$

Для двох каркасів $n=2$;

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,283 = 0,566 \text{ см}^2 \quad (2.9)$$

$$\varphi_{w1} = 1 - 5 \alpha \mu w = 1 + 5 E_s / E_{vх} A_{sw} / v S = 1 + 5 \cdot 21 \cdot 104 / 27,103 \cdot 0,566 / 16 \cdot 8 = 1,17 \quad (2.10)$$

$\varphi_{w1} = 1,17 < 1,3$, умова виконується.

$$Q = Q_{\max} = 16 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,17 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 103 \cdot 0,16 \cdot 0,145 \cdot 0,9 = 92,5 \text{ кН.} \quad (2.11)$$

Умова виконується, міцність сходового маршу по похилому перерізі забезпечена.

Плиту маршу армуємо сіткою зі стержнів $\varnothing 3$ мм: В_{р-1}, розташованих з кроком 100 мм: (ЗВР-1-100 / ЗВР-1-100).

Плита монолітно пов'язана зі сходами, які армуються з конструктивних міркувань, і її несуча здатність, з урахуванням роботи сходів, цілком забезпечується. Діаметр робочої арматури сходів з урахуванням транспортних і монтажних впливів призначений в залежності від довжини сходинок $\varnothing 6A240$, хомути виконані з арматури $\varnothing 4$ В_{р-1}, кроком 200 мм.

2.1.5 Розрахунок прогинів ребер

Нормативні навантаження на 1м довжини маршу:

$$\text{постійні: } q^{\text{п}} = 3,85 \cdot 1,23 = 4,74 \text{кН/м} = 4740 \text{Н/м} \quad (2.12)$$

$$\text{тимчасові: } p^{\text{п}} = 3 \cdot 1,23 = 3,69 \text{кН/м} = 3690 \text{Н/м}, \quad (2.13)$$

в тому числі тимчасове тривале нормативне навантаження:

$$R_{\text{плд}} = 1 \cdot 1,23 = 1,23 \text{кН/м} = 1230 \text{Н/м}. \quad (2.14)$$

Нормативне короткочасне навантаження:

$$R_{\text{псд}} = 2 \cdot 1,23 = 2,46 \text{кН/м} = 2460 \text{Н/м}. \quad (2.15)$$

Згинальний момент в середині прольоту:

Від повного нормативного навантаження:

$$M_{\text{п}} = (4740 + 3690) \cdot 32 \cdot 0,95 / 8 \cdot \cos 30^{\circ} = 10404 \text{Нм} = 10,4 \text{кНм} \quad (2.16)$$

Від нормативного постійного і тривалого тимчасового навантаження:

$$M_{\text{плд}} = (4740 + 1230) \cdot 32 \cdot 0,95 / 8 \cdot \cos 30^{\circ} = 7368 \text{Нм} = 7,4 \text{кНм} \quad (2.17)$$

Від нормативного короткочасного навантаження:

$$M_{\text{псд}} = 2460 \cdot 32 \cdot 0,95 / 8 \cdot \cos 30^{\circ} = 3036 \text{Нм} = 3 \text{кНм} \quad (2.18)$$

Визначаємо геометричні характеристики приведенного перерізу маршу:

$$\alpha = E_s/E_b = 210000/27000 = 7,8$$

(2.19)

$$\mu\alpha = A_s/vho \varphi = 3,08 \cdot 7,8/16 \cdot 14,5 = 0,1$$

(2.20)

$$\varphi_j = (v_j - v) x h' j / vho = (5,2 - 16) \cdot 3/16 \cdot 14,5 = 0,47 = 0,5$$

(2.21)

Обчислення прогину ребер наближеним методом.

Перевіряємо умову, що визначає необхідність обчислення прогинів при:

$$l/\cos lho = 300/0,866 \cdot 14,5 = 24 > 10$$

(2.22)

$$l/\cos lho < \lambda_{lim}$$

(2.23)

Гранично допустимі прогини для елементів сходів (при $l < 5\text{м}$: $[f_{lim}] = 1/200$, обумовлені естетичними вимогами:

$$[f_{lim}] = 300/0,166 \cdot 200 = 1,7 \text{ см}$$

(2.24)

При $\mu\alpha = 0,1$ і арматурі зі сталі класу А300 знаходимо, що $f = 1/200 \lambda_{lim} = 19$

Умова:

$$300/0,866 \cdot 14,5 = 24 > \lambda_{lim} = 19,$$

(2.25)

Отже потрібно провести розрахунок прогинів.

Прогин в середині прольоту за формулою:

$$F_{tot} = S_{pl21} \cdot 1/z_{max}$$

(2.26)

$$S_p = 5/48 \tag{2.27}$$

$$l_{21}(l/\cos)^2 = (3/0,866)^2 = 12\text{м}^2 = 12,104 \text{ см}^2$$

(2.28)

$1/r_{\max}$ - кривизна в середині прольоту від постійних і тривалих навантажень, дорівнює:

$$1/z_{\max} = 1/E_s A s h o^2 / M l d - R^2 l d b h^2 R b t, s e z / k_1, l d = 1 / 2, 1 \cdot 10^5 \cdot 100 \cdot 3,08 \cdot 14,52 \cdot 740000 \cdot 0,07 \cdot 16 \cdot 172 \cdot 1,6 \cdot 100 / 0,42 = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ см}, -1$$

(2.29)

тут коефіцієнти $k_{1ld} = 0,42$ і $k_{2ld} = 0,07$ прийняті в залежності від $\mu\alpha = 0,1$ і ϕf (γ) = $0,47$ (по інтерполяції) для таврових перерізів з полицею в стиснутій зоні.

$F_{\text{tot}} = 5 / 48 \cdot 12 \cdot 104 \cdot 1,2 \cdot 10^{-4} = 1,5 \text{ см} < [\text{flim}] = 1,7 \text{ см}$ - для сходових маршів за естетичними вимогами.

Визначення прогину з точних формул:

Спочатку перевіряємо умову:

$M_{\text{ч}} < M_{\text{счс}}$, при дотриманні якого нормальні тріщини в найбільш навантаженому перерізі посередині прольоту не утворюються.

Момент від повного нормативного навантаження: $M_{\text{п}} = 10,4 \text{ кНм}$

Момент тріщиноутворення $M_{\text{счс}}$ обчислюємо, приймаючи $M_{\text{чр}} = 0$:

$$M_{\text{счс}} = R b t, s e z W_{\text{pe}},$$

(2.30)

$$W_{\text{pe}} = j W_{\text{zed}} - 1,75 W_{\text{zed}},$$

(2.31)

$J = 1,75$ (для таврових перерізів з полицею в стиснутій зоні) - коефіцієнт, що враховує вплив не пружних деформацій бетону розтягнутої зони в залежності від форми перерізу.

Пружний момент опору перерізу для розтягнутій грані перерізу:

$$W_{\text{zed}} = J_{\text{zed}} / y_0; \quad y_0 = S_{\text{zed}} / A_{\text{zed}}$$

(2.32), (2.33)

Для обчислення J_{zed} і y_0 визначаємо площу приведенного перерізу за формулою:

$$A_{\text{zed}} = A + \alpha A_s = 52 \cdot 3 + 16 \cdot 14 + 3,08 \cdot 7,8 = 405 \text{ см}^2$$

(2.34)

Статичний момент площі приведенного перерізу відносно нижньої грані ребра:

$$S_{zed} = S_0 + \alpha S_s = 52 \cdot 3 \cdot 15,5 + 16 \cdot 14 \cdot 7 + 3,08 \cdot 7,8 \cdot 2,5 = 4050 \text{ см}^3 \quad (2.35)$$

Відстань від центра ваги площі приведенного перерізу до нижньої межі ребра:

$$y_0 = S_{zed} / A_{zed} = 4050 / 405 = 10 \text{ см}; \quad h - y_0 = 17 - 10 = 7 \text{ см} \quad (2.35), (2.36)$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно центра ваги перерізу:

$$J_{zed} = J + \alpha A s y_s^2 = 52 \cdot 33 / 12 + 52 \cdot 3 \cdot 5,5^2 + 16 \cdot 143 / 12 + 16 \cdot 14 \cdot 32 + 7,8 \cdot 3,08 \cdot 7,5^2 = 15895 \text{ см}^4 \quad (2.37)$$

$$\text{де } y_s = y_0 - Q = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ см} \quad (2.38)$$

$A_{sp} = 0$; A_s – не враховуються

$$\text{Момент опору: } W_{zed} = J_{zed} / y_0 = 15895 / 10 = 1590 \text{ см}^3 \quad (2.39)$$

$$W_{pl} = 1,75 W_{zed} = 1,75 \cdot 1590 = 2783 \text{ см}^3 \quad (2.40)$$

Момент тріщиноутворення:

$$M_{nc} = R_{bt} \cdot s_{ez} \cdot W_{pe} = 1,6 \cdot 100 \cdot 2783 = 4,5 \cdot 10^5 \text{ Нсм} = 4,5 \text{ кНм} \quad (2.41)$$

$$M_{счс} = 4,5 \text{ кНм} < M_{п} = 10,4 \text{ кНм}, \quad (2.42)$$

Умова $M_{ч} < M_{счс}$ не задовольняється, отже, тріщини в розтягнутій зоні перерізу по середині прольоту утворюються. Необхідно виконати розрахунок прогинів з урахуванням утворення тріщин в розтягнутій зоні. Крім того потрібна перевірка на розкриття тріщин.

$$\text{Повна кривизна для ділянки з тріщинами: } 1/\chi = 1/\chi_1 - 1/\chi_2 + 1/\chi_3 \quad (2.43)$$

$$\text{і відповідно повний прогин } J_{tot} \text{ в перерізі з тріщиною: } J_{tot} = J_1 - J_2 + J_3 \quad (2.44)$$

Обчислення J_1 . Для середини прольоту маршу: $M_{ч} = M_{п} = 10,4 \text{ кНм}$

Для визначення кривизни додатково обчислимо, використовуючи формули:

$$\delta = M_{\Pi} / \nu h o 2 R b, \text{sez} = 1040000 / 16 \cdot 14,52 \cdot 18,5 \cdot 100 = 0,17 \quad (2.45)$$

$$\lambda = \varphi f (1 - h' f / 2 h o) = 0,5 (1 - 3 / 2 \cdot 14,5) = 0,45 \quad (2.46)$$

Відносна висота стиснутої зони в перерізі з тріщиною:

$$\xi = 1 / \beta + 1 + 5 (\delta + \lambda) / 10 \mu \alpha = 1 / 1,8 + 1 + 5 (0,17 + 0,45) / 10 \cdot 0,1 = 0,17, \quad (2.47)$$

що менше $h f / h = 3 / 14,5 = 0,21$ і менше $2 Q / h o = 5 / 14,5 = 0,3$, перерізи розраховуємо як прямокутні, шириною в $f = 52$ см.

Приймаємо без урахування арматури A_s в формулах для визначення λ, φ_f b Z_1 значення $h_f = 0; \varphi_f = 0$;

$$\mu \alpha = A_s \alpha / \nu' f h o = 3,08 \cdot 7,8 / 52 \cdot 14,5 = 0,032; \quad (2.48)$$

$$\lambda = 0$$

$$\delta = M_{\Pi} / \nu' f h o 2 R b, \text{sez} = 1040000 / 52 \cdot 14,52 \cdot 18,5 \cdot 100 = 0,051 \quad (2.49)$$

$$\xi = 1 / 1,8 + 1 + 5 (0,051 + 0) / 10 \cdot 0,032 = 0,17 \quad (2.50)$$

Плече внутрішньої пари сил при $\varphi_f = 0$:

$$Z_1 = h o [1 - \varphi f \times h' f / h o + \xi^2 / 2 (\varphi f + \xi)] = h o [1 - \xi^2 / 2 \xi] = 14,5 [1 - 0,17^2 / 2 \cdot 0,17] = 13,3 \text{ см} \quad (2.51)$$

Визначаємо коефіцієнт Ψ_s за формулою:

$$\Psi_s = 1,25 - \varphi l s \varphi m = 1,25 - 1,1 \cdot 0,43 = 0,78 < 1 \quad (2.52)$$

$$\varphi m = R b t, \text{sez} W p e / M_{\Pi} = 1,6 \cdot 100 \cdot 2783 / 1040000 = 0,43 \quad (2.53)$$

Кривизна $1 / r_1$ в середині прольоту маршу при короткочасній дії всього навантаження при $\Psi_b = 0,9$ і $\lambda = 0,45$:

$$1 / r_1 = M_{\Pi} / h o Z_1 [\psi_s / E_s A_s + \psi_b / (\varphi f + \xi) \nu' f h o E_b \nu] = 10,4 \cdot 105 / 14,5 \cdot 13,3 \cdot [0,78 / 2,1 \cdot$$

$$\cdot 105 \cdot 100 \cdot 3,08 + 0,9/0,17 \cdot 52 \cdot 14,5 \cdot 27 \cdot 103 \cdot 100 \cdot 0,45] = 9,6 \cdot 10^{-5} \text{ см} - 1$$

(2.54)

Прогин J_1 визначаємо за формулою:

$$J_1 = S_{pl} l^2 \chi_1 / \chi_1 = 5/48 (3/\cos 30^\circ)^2 \cdot 1/\chi_1 = 5/48 \cdot 12 \cdot 104 \cdot 9,6 \cdot 10^{-5} = 1,2 \text{ см} \quad (2.55)$$

$$\text{Обчислення: } J_2 M^{\text{II}} L_d = 7,4 \text{ кНм} \quad (2.56)$$

$$\text{Натомість момент: } M_{\text{ч}} = M^{\text{II}} L_d = 7,4 \text{ кНм} \quad (2.57)$$

$$\delta = M l d / \nu' f h o^2 R b, \text{sez} = 7,4 \cdot 105 / 52 \cdot 14,52 \cdot 18,5 \cdot 100 = 0,036 \quad (2.58)$$

$$\xi = 1/1,8 + 1 + 5(0,036 + 0)/10 \cdot 0,032 = 0,18$$

(2.59)

$$Z_1 = h o [1 - \xi^2/2 \xi] = 14,5 [1 - 0,18^2/2 \cdot 0,18] = 13,2 \text{ см}$$

(2.60)

$$\psi_s = 1,25 - \phi l s \phi m; \phi m = R b t, \text{sez} W_{\text{pe}} / M_{\text{II}}$$

(2.61)

$$\psi_s = 1,25 - \phi l s \cdot R b t, \text{sez} W_{\text{pe}} / M_{\text{II}} l d = 1,25 - 1,1 \cdot (1,6 \cdot 100 \cdot 2783) / 7,4 \cdot 105 = 0,59 < 1 \quad (2.62)$$

$$\Psi_B = 0,9; \nu = 0,45$$

$$1/r^2 = 7,4 \cdot 105 / 14,5 \cdot 13,2 [0,59/2,1 \cdot 105 \cdot 100 \cdot 3,08 + 0,9/0,18 \cdot 52 \cdot 14,5 \cdot 27 \cdot 105 \cdot 0,45] = 5,6 \cdot 10^{-5} \text{ см} - 1 \quad (2.63)$$

Прогин f_2 :

$$f_2 = 5/48 \cdot 12 \cdot 104 \cdot 5,6 \cdot 10^{-5} = 0,7 \text{ см} \quad (2.64)$$

Обчислення f_3 :

Кривизну $1/\chi_3$ при тривалій дії постійного і тривалого навантажень визначаємо з використанням даних розрахунку кривизни $1/\chi_1$ і $1/\chi_2$

$$M_{\text{ч}} = M^{\text{II}}_{ld} = 7,4 \text{ кНм}; E = 0,18; Z_1 = 13,2 \text{ см}$$

$$\psi_s = 1,25 - \phi l s \cdot R b t, \text{sez} W_{\text{pe}} / M_{\text{II}} l d = 1,25 - 0,8 \cdot (1,6 \cdot 100 \cdot 2783) / 7,4 \cdot 105 = 0,77 < 1 \quad (2.65)$$

$$\Psi_B=0,9; \nu=0,15$$

Кривизна $1/\chi_3$ в середині прольоту маршу:

$$1/\chi_3 = 7,4 \cdot 105/14,5 \cdot 13,2[0,77/2,1 \cdot 105 \cdot 100 \cdot 3,08 + 0,9/0,18 \cdot 52 \cdot 14,5 \cdot 27 \cdot 105 \cdot 0,15] = 1 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1} \quad (2.66)$$

$$\text{Прогин } f_3 = 5/48 \cdot 12 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 10^{-4} = 1,2 \text{ см.} \quad (2.67)$$

Сумарний прогин:

$$f_{iat} = f_1 - f_2 + f_3 = 1,2 - 0,7 + 1,2 = 1,7 \text{ см} \quad (2.68)$$

$f_{tot} = 1,7 \text{ см} < [f_{lim}] = 1 / 150 = 300 / 0,866 \cdot 150 = 2,3 \text{ см.}$, за конструктивними вимогами і дорівнює $[f_{lim}] = 1,7 \text{ см}$ - за естетичними вимогами.

2.1.6 Розрахунок на розкриття тріщин, нормативних до поздовжньої осі

Сходовий марш відноситься до третьої категорії тріщиностійкості.

Гранично - допустима ширина розкриття тріщин:

нетривале розкриття: $Q_{счс1} = 0,4 \text{ мм.}$

тривале розкриття: $Q_{счс2} = 0,3 \text{ мм.}$

Ширина розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі:

$$Q_{счс} = \delta \phi l \eta \cdot \delta s / E_s \cdot 20(3,5 - 100\mu) \sqrt{d} \quad (2.69)$$

$$\delta=1; \phi_{l,cd}=1; \phi_{l,ld}=(1,6-15 \mu); \eta=1; d=14 \text{ мм}$$

$$\mu = A_s / v h o = 3,08/16 \cdot 14,5 = 0,013 < 0,02 \quad (2.70)$$

Розрахунок на тривале розкриття тріщин.

Ширину тривалого розкриття тріщин визначаємо від тривалої дії постійних і тривалих навантажень.

Згинальний момент в середині прольоту:

$$M_{ld}=7,4 \text{ кНм}$$

Напруження в розтягнутій арматурі:

$$\delta s_2 = Mld/AsZ_1 = 740000/3,08 \cdot 13,2 = 18202 \text{ Н/см}^2 = 182 \text{ МПа}$$

(2.71)

При тривалій дії навантажень приймаємо:

$$\varphi_l = 1,6 - 15 \mu = 1,6 - 15 \cdot 0,013 = 1,405, \quad (2.72)$$

$$\text{де: } \mu = A_s/vh_0 = 3,08/16 \cdot 14,5 = 0,013 < [\mu] = 0,02 \quad (2.73)$$

$$Q_{счс} = 1 \cdot 1,405 \cdot 1 \cdot 182/2,1 \cdot 105 \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,013)^3 \sqrt{14} = 0,13 \text{ мм} \quad (2.74)$$

$$Q_{счс} = 0,13 \text{ мм} < [Q_{счс2}] = 0,3 \text{ мм} \quad (2.75)$$

Розрахунок короткочасного розкриття тріщин:

Ширину короткочасного розкриття тріщин визначаємо як суму ширини розкриття від тривалої дії постійних і тривалих навантажень $Q_{счс3}$ і збільшення ширини розкриття від дії короткочасних навантажень ($Q_{счс1} - Q_{счс2}$):

$$Q_{счс} = (Q_{счс1} - Q_{счс2}) + Q_{счс3}, \quad (2.76)$$

де $Q_{счс3} = 0,13 \text{ мм}$.

Напруження в розтягнутій арматурі при короткочасній дії всіх нормативних навантажень:

$$\delta s_1 = M_{п}/AsZ_1 = 10,4 \cdot 105/3,08 \cdot 13,3 = 25390 \text{ Н/см}^2 = 254 \text{ МПа.} \quad (2.77)$$

Напруження в розтягнутій арматурі від дії постійних і тривалих навантажень:

$$\delta s_2 = M_{плд}/AsZ_1 = 7,4 \cdot 105/3,08 \cdot 13,2 \cdot 100 = 182 \text{ МПа}$$

(2.78)

Збільшення напруження при короткочасному збільшенні навантаження від тривало - діючої до її повної величини:

$$\varphi_l = 1,6 - 15 \mu = 1,6 - 15 \cdot 0,013 = 1,405,$$

(2.79)

$$\text{де: } \mu = A_s/vh_0 = 3,08/16 \cdot 14,5 = 0,013 < [\mu] = 0,02 \quad (2.80)$$

$$Q_{счс} = 1 \cdot 1,405 \cdot 1 \cdot 182/2,1 \cdot 105 \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,013)^3 \sqrt{14} = 0,13 \text{ мм} \quad (2.81)$$

$$Q_{счс} = 0,13 \text{ мм} < [Q_{счс2}] = 0,3 \text{ мм}$$

(2.82)

2.1.7 Розрахунок короткочасного розкриття тріщин

Ширину короткочасного розкриття тріщин визначаємо як суму ширини розкриття від тривалої дії постійних і тривалих навантажень $Q_{счс3}$ і збільшення

ширини розкриття від дії короткочасних навантажень ($Q_{счс1} - Q_{счс2}$):

$$Q_{счс} = (Q_{счс1} - Q_{счс2}) + Q_{счс3}, \quad (2.83)$$

де $Q_{счс3} = 0,13 \text{ мм}$

Напруження в розтягнутій арматурі при короткочасній дії всіх нормативних навантажень:

$$\delta_{s1} = M_{п} / A_s Z_1 = 10,4 \cdot 10^5 / 3,08 \cdot 13,3 = 25390 \text{ Н/см}^2 = 254 \text{ МПа.} \quad (2.84)$$

Напруження в розтягнутій арматурі від дії постійних і тривалих навантажень:
 $\delta_{s2} = M_{Id}^n / A_s Z_1 = 7,4 \cdot 10^5 / 3,08 \cdot 13,2 \cdot 100 = 182 \text{ МПа.} \quad (2.85)$

Збільшення напруження при короткочасному збільшенні навантаження від тривало - діючої до її повної величини: $\Delta \delta_s = \delta_{s1} - \delta_{s2} = 254 - 182 = 72 \text{ МПа} \quad (2.86)$

Приріст ширини розкриття тріщин при ϕ_1 :

$$\Delta Q_{счс} = Q_{счс1} - Q_{счс2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 72 / 2,1 \cdot 10^5 \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,013) \sqrt{14} = 0,036 \text{ мм.}$$

(2.87)

Сумарна ширина розкриття тріщин:

$$Q_{счс, tot} = 0,13 + 0,036 = 0,166 \text{ мм} < [Q_{счс1 lim}] = 0,4 \text{ мм.}$$

(2.88)

2.1.8 Розрахунок на розкриття тріщин, похилих до поздовжньої осі.

Ширина розкриття тріщин, похилих до поздовжньої осі елемента, при армуванні хомутами, визначається за формулою:

$$Q_{счс} = \phi l \cdot 0,6 \delta_{sw} d w \eta / E_s \cdot dw / h_o + 0,15 E_b (1 + 2 \alpha \mu w).$$

(2.89)

Напруження в поперечних стержнях:

$$\delta_{sw} = Q - Q_{в1}/A\delta_{sw} h_o \cdot S < R_{s,sez} \quad (2.90)$$

де: $Q = (q_{п} + P_{п}) \cdot l/2\cos\alpha = (4740 + 3690) \cdot 3/2 \cdot 0,866 = 14602\text{Н}$ - поперечна сила від дії повного нормативного навантаження ($v_f = 1$).

$$Q_{в1} = 0,84v_4(1 + \varphi_{п}) R_{bt,sez} v_{h_o}^2 / C = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 14,52 / 14,5 \cdot 2 = 22272\text{Н}, \quad (2.91)$$

тут $\varphi_{в4}=1,5$; $\varphi_{п}=0$; $C=2h_o=2 \cdot 14,5=29$ см.

$$\delta_{sw} = (14602 - 22272 / 0,566 \cdot 14,5) \cdot 8 < 0 \quad (2.92)$$

Оскільки δ_{sw} з розрахунку величина негативна, то розкриття тріщин, похилих до поздовжньої осі не буде.

2.1.9 Перевірка на прогин

Для сходових маршів повинна проводитися перевірка на додатковий прогин від короткочасно діючого зосередженого навантаження $P = 1000\text{Н}$ за найбільш не вигідною схемою їх застосування повинен бути не більше 0,7 мм.

Для середини прольоту маршу:

$$M_{псд} = M_{max} = v_{п} P l / 4 = P l v_{п} / 4 \cos\alpha = 1 \cdot 3 \cdot 0,95 / 4 \cdot 0,866 = 0,823\text{кНм} = 823\text{Нм} = 82300\text{Н/см}. \quad (2.93)$$

Кривизну $1/\rho$ при короткочасній дії зосередженого навантаження ($P = 1\text{кН}$) визначаємо з використанням формул, викладених в розрахунках $1/\rho_1$; $1/\rho_2$;

$1/\rho_3$: $h'f=0$; $\varphi_f=0$; $\lambda=0$;

$$\mu\alpha = A s \alpha / v' f h_o = 3,08 \cdot 7,8 / 52 \cdot 14,5 = 0,032. \quad (2.94)$$

$$\delta = M_{псд} / v' f h_o^2 R_{b,sez} = 82300 / 52 \cdot 14,52 \cdot 18,5 \cdot 100 = 0,0041. \quad (2.95)$$

$$\xi = 1/\beta + 1 + 5(\delta + \lambda) / 10\mu\alpha = 1/1,8 + 1 + 5 \cdot 0,0041 / 10 \cdot 0,032 = 0,2. \quad (2.96)$$

$$Z1 = ho[1 - \xi^2/2 \xi] = 14,5[1 - 0,22/2 \cdot 0,2] = 13,05 \text{ см.} \quad (2.97)$$

$$\Psi_s = 1,25 - \phi l s \cdot Rbt, sezWpe/Mплd = 1,25 - 1,1/1,6 \cdot 100 \cdot 2783/82300 = 0,59. \quad (2.98)$$

Кривизна $1/\chi$ в середині прольоту при короткочасній дії $P = 1 \text{ кН}$ при $\Psi_B = 0,9$; $\nu = 0,45$.

$$\begin{aligned} 1/\chi' &= Mcd\pi/hoZ1[\psi_s/EsAs + \psi_B/(\phi f + \xi) \nu' f hoE\nu] \\ &= 82300/14,5 \cdot 13,05 \cdot [0,59/2,1 \cdot \\ &\cdot 105 \cdot 100 \cdot 3,08 + 0,9/0,2 \cdot 52 \cdot 14,5 \cdot 27 \cdot 105 \cdot 0,45] = 6 \cdot \\ &10 - 6 \text{ см.}^{-1} \quad (2.99) \end{aligned}$$

Прогин f визначаємо за формулою:

$$f' = Spl12 \cdot 1/\chi' = 1/12 \cdot 12 \cdot 104 \cdot 6,1 \cdot 10 - 6 = 6,1 \cdot 10 - 2 \text{ см} = 0,61 \text{ мм.} \quad (2.100)$$

$f' = 0,61 \text{ мм} < 0,7 \text{ мм}$ – умову виконано.

2.2 Розрахунок фундаментів

2.2.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчику

Одна з основних задач в проектуванні фундаментів – вибір найближчого до денної поверхні пласту ґрунту, який можна використати в якості несучого шару. З метою уточнення найменування ґрунтів основи для всіх шарів знаходять похідні характеристики для кожного шару окремо.

Вихідні дані по кожному шару ґрунту зведено в таблиці 4.1.

Таблиця 2.1 – Інженерно-геологічні дані будівельного майданчику

Номер шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина часточок ґрунту ρ_s , т/м ³	Густина ґрунту ρ , т/м ³	Природна вологість ґрунту W
1	2	3	4	5
1	Насипний ґрунт, суміш будівельного сміття із суглинком	-	-	-

2	Суглинок гумусирований, просадний	2,69	1,83	0,19
3	Суглинок напівтвердий, непросадний	2,69	2,04	0,20
3а	Суглинок тугопластичний, непросадний	2,69	1,93	0,22
4	Гравійно – галькові відкладення	2,66	2,06	0,19
5	Глина напівтверда	2,70	1,95	0,27

Визначаємо похідні характеристики шарів ґрунту за формулами і заносимо їх до таблиці 2.2:

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\gamma_s \cdot (1+W)}{\gamma - 1},$$

У відповідності з назвою та значенням коефіцієнта пористості визначаємо густину складу піску за [12].

Ступінь вологості:

$$S_r = \frac{\gamma_s \cdot W}{e \cdot \gamma_w},$$

де $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води.

Нормативне значення питомого зчеплення C , кута внутрішнього тертя φ_n та загального модуля деформації E знаходимо за таблицями [12] в залежності від назви та коефіцієнта пористості. Для визначення попереднього розрахункового опору ґрунту R_0 користуємося [12] і в залежності від назви та ступіня вологості знаходимо.

Таблиця 2.2 – Розрахункові характеристики ґрунтів

№ шару	Найменування ґрунту	h, м	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W	e	S_r	C_{II} , кПа	φ_{II} , °	E, МПа	R_0 , кПа
--------	---------------------	------	------------------------------	--------------------------------	---	---	-------	----------------	--------------------	--------	-------------

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Насипний ґрунт, суміш будівельного сміття із суглинком	0,7	15	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Суглинок гумусирований, просадний	1,7	19	18,3	0,19	0,747	0,68	-	-	7	200
3	Суглинок напівтвердий, непросадний	1,3	19,4	19,4	0,20	0,582	0,93	25	21	20	260
3а	Суглинок тугопластичний, непросадний	2,4	20,3	20,5	0,22	0,702	0,84	17	19	15	210
4	Гравійно-галькові відкладення	2,8	20,2	20,4	0,19	0,537	1,00	-	43	60	500
5	Глина напівтверда	3,7	19,1	19,3	0,27	0,735	0,97	61	19	21	350



Рис 2.1 Геологічний розріз будівельного майданчика

2.2.2 Вихідні дані до проектування фундаменту.

Необхідно запроекувати фундамент під металеву колону середнього ряду перерізом 0,4x0,33м при наступному поєднанні навантажень:

$$N = 435.9 \text{êÍ} , M = 0.00 \text{êÍ} \cdot \text{ì} , Q = 6.58 \text{êÍ} \quad (\text{дивись додаток 1})$$

Матеріали:

- бетон класу В – 25

$$R_b = 14.5 \text{МПа} , R_{bt} = 1.05 \text{МПа} \quad (\text{таблиця 1.17, [11]},)$$

$$E_b = 2.7 \cdot 10^4 \text{МПа} \quad (\text{таблиця 1.22, [11]});$$

- робоча арматура класу А400С (А-III) –

$$R_s = 365 \text{МПа} , R_{sc} = 365 \text{МПа} \quad (\text{таблиця 1.28, [11]},)$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{МПа} \quad (\text{таб. 1.34, [11]});$$

- конструктивна арматура класу А240С (А-I) –

$$R_s = 255 \text{МПа} , R_{sw} = 175 \text{МПа} \quad (\text{таблиця 1.28, [11]},)$$

$$E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{МПа} \quad (\text{таб. 1.34, [11]}).$$

Грунтові умови наведені у таблиці 4.2.

2.2.3 Визначення глибини закладання фундаменту

Глибину закладання фундаменту визначаємо з урахуванням слідуєчих величин:

1. Інженерно – геологічних умов будівельного майданчика:

$$d_{\min 1} = h_{ca} + (0.3 \div 0.5 \text{м}),$$

де h_{ca} - товщина шару рослинного або насипного ґрунту, який необхідно знімати або прорізати фундаментом,

0.3 ÷ 0.5 м - заглиблення фундаменту в несучий шар ґрунту,

$$d_{\min} = 0.7 + 1.7 + 0.3 = 2.7 \text{м}.$$

2. Мінімальна розрахункова глибина закладання підшви фундаменту залежно від промерзання ґрунту визначається за формулою:

$$d_f = k_n \cdot d_{fn},$$

де d_{fn} - нормативна глибина промерзання ґрунту, $d_{fn} = 0.75 \text{м}$ [1],

k_n - коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі (таблиця 3.10, [12]).

Підлогу влаштовуємо по ґрунту при $t = 15^0 \text{C} \Rightarrow k_n = 0.6$.

$$d_f = 0.6 \cdot 0.75 = 0.45 \text{ м.}$$

Відмітку підлоги фундаменту призначаємо не менше 20см нижче розрахункової глибини промерзання:

$$d_{\min 2} = d_f + 0.2 \text{ м,}$$

$$d_{\min 2} = 0.45 + 0.2 = 0.65 \text{ м.}$$

3. Із конструктивних особливостей будівлі глибина закладання підосви фундаменту повинна бути:

$$d_{\min 3} = h_m + a_k + h_0,$$

де h_m - відмітка верхнього зрізу фундаменту, приймаємо $h_m = 0.6 \text{ м}$,

a_k - більший з розмірів колони, приймаємо $a_k = 0.4 \text{ м}$,

h - мінімальна висота нижньої сходинки із умов продавлювання фундаменту, $h = 0.3 \text{ м}$.

$$d_{\min 3} = 0.6 + 0.4 + 0.3 = 1.3 \text{ м.}$$

Враховуючи всі фактори приймаємо глибину закладання фундаменту - $d_{\min} = 2.7 \text{ м}$.

2.2.4 Визначення розмірів підосви фундаменту і розрахункового опору ґрунту під арку

Необхідна попередня ширина фундаменту під середню колону визначається за формулою:

$$b = \sqrt{\frac{N \cdot k_m}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d_{\min}}},$$

де N - нормативне зовнішнє навантаження на фундамент, $N = 435.9 \text{ кН}$,

R_0 - розрахунковий опір ґрунту для попереднього визначення розмірів фундаменту, $R_0 = 260 \text{ кПа}$ [13],

d_{\min} - глибина закладання фундаменту, $d_{\min} = 2.7 \text{ м}$,

γ_{mt} - середнє значення умовної ваги фундаменту і землі на його зрізах,

$$\gamma_{mt} = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3},$$

k_m - коефіцієнт, який враховує позацентрове прикладання навантаження і визначається за формулою:

$$k_m = 1 + \frac{\sum M}{3 \cdot N},$$

де $\sum M$ - сумарний момент:

$$\sum M = M + Q \cdot h,$$

де h - конструктивна висота фундаменту, $h = 2.1 \text{ м}$.

$$\sum M = 0.00 + 3.06 \cdot 2.1 = 7 \hat{e} \hat{l} \cdot \hat{i} ,$$

$$k_m = 1 + \frac{7}{3 \cdot 1538.3} = 1.$$

Перевіряємо умову:

$$e_1 = \frac{\sum M}{N} \leq \frac{b}{30} = e_2,$$

Якщо ця умова виконується, то приймаємо квадратний фундамент, якщо умова не виконується то приймаємо прямокутний фундамент.

$$b = \sqrt{\frac{435.9 \cdot 1}{260 - 20 \cdot 2.7}} = 2.7 \hat{i} ,$$

$$e_1 = \frac{7}{439.5} = 0.005 \hat{i} \leq \frac{2.7}{30} = 0.09 \hat{i} \Rightarrow$$

Умова виконується, тому приймаємо фундамент квадратної форми.

Обчислюємо попередню площу підшви фундаменту:

$$A = \frac{N \times k_m}{R_0 - \gamma_0 \times d} = \frac{435.9 \cdot 1}{260 - 20 \cdot 2.7} = 7.467 \hat{i}^2 ;$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту R в залежності від фізико - механічних властивостей ґрунтів і від прийнятих попередньо глибини і ширини фундаменту.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{III} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma'_{III} + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{III} + M_c \cdot c_{III}),$$

де γ_{c1} - коефіцієнт умов роботи ґрунтової основи, $\gamma_{c1} = 1.25$ (таб. 3.11, [12]),

γ_{c2} - коефіцієнт умов роботи будівлі при взаємодії з основами, при співвідношенні його довжини до висоти, за таблицею 3.11 [12],

$$\frac{l}{H} = \frac{108}{13.8} = 7.82, \text{ то } \gamma_{c2} = 1.0,$$

k - коефіцієнт надійності, який приймається при розрахункових характеристиках основ, $k = 1.1$ [13],

M_y, M_g, M_c - коефіцієнт який приймається в залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя $\varphi = 21^\circ$:

$$M_y = 0.56, M_g = 3.24, M_c = 5.84 \text{ (таб. 3.12, [12])},$$

b - середня ширина фундаменту, $b = 2.7 \text{ м}$,

k_z - коефіцієнт, при $b = 2.7 \leq 10 \text{ м}$ приймаємо $k_z = 1$,

c_{III} - значення питомого щеплення суглинку, $c_{III} = 25 \text{ кПа}$,

γ_{III} - питома вага ґрунту нижче підшви фундаменту, $\gamma_{III} = 19.4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$,

γ'_{III} - середнє значення питомої ваги ґрунту:

$$\gamma'_{III} = \frac{\gamma_I \cdot h_1 + \gamma_{II} \cdot h_2 + \gamma_{III} \cdot h_3}{h_1 + h_2 + h_3},$$

$$\gamma'_{III} = \frac{1 \cdot 0.7 + 1 \cdot 1.7 + 19.4 \cdot 0.3}{0.7 + 1.7 + 0.3} = 3.04 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3},$$

d_1 - глибина закладання фундаменту для споруд без підвалів від рівня планування до низу фундаменту, $d_1 = 2.7 \text{ м}$,

d_b - глибина підвалу, відстань від рівня планування до підлоги підвалу, для будівлі без підвалу $d_b = 0$.

$$R_1 = \frac{1.25 \cdot 1}{1.1} \cdot (0.56 \cdot 1 \cdot 2.7 \cdot 19.4 + 3.24 \cdot 2.7 \cdot 3.04 + (3.24 - 1) \cdot 0 \cdot 3.04 + 5.84 \cdot 25) = 229.46 \text{ кПа}$$

$$R_0 = 260 \text{ кПа [13]},$$

$$R_0 - R_1 = 260 - 229.46 = 30.54 > 10 \text{ кПа} \Rightarrow$$

При порівнянні значень R_1 та R_0 їх різниця перевищує 10 кПа , у зв'язку з цим необхідно уточнити ширину фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{435.9 \cdot 1}{229.46 - 20 \cdot 2.7}} = 2.96 \approx 3 \text{ м},$$

$$R_2 = \frac{1.25 \cdot 1}{1.1} \cdot (0.56 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 19.4 + 3.24 \cdot 2.7 \cdot 3.04 + (3.24 - 1) \cdot 0 \cdot 3.04 + 5.84 \cdot 25) = 233.16 \text{ кПа},$$

$$R_2 - R_1 = 233.16 - 229.46 = 3.7 < 10 \text{ кПа} \Rightarrow$$

Приймаємо уточнення розмірів фундаменту.

2.2.5 Збір навантажень та визначення середнього тиску під подошву фундаменту

Визначаємо фактичний тиск під подошвою фундаменту.

Визначаємо сумарне навантаження:

$$\sum N = N + N_\delta,$$

де N_δ - навантаження від фундаменту:

$$N_\delta = A \cdot d \cdot \gamma_0,$$

де A - площа фундаменту:

$$A = 3 \cdot 3 = 9 \text{ м}^2,$$

d - висота фундаменту, $d = 2.7 \text{ м}$,

γ_0 - питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його обрізах $\gamma_0 = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

$$N_\phi = 9 \cdot 2.7 \cdot 20 = 486 \text{ кН},$$

$$\sum N = 435.9 + 486 = 2024.3 \text{ кН}.$$

2) Визначаємо тиск під подошвою фундаменту:

$$P_{\text{пд}} = \frac{\sum N}{A},$$

$$P_{\text{сп}} = \frac{2024.3}{9} = 224.92 \text{ кПа}.$$

Порівняємо фактичне напруження $P_{\text{пд}}$ з розрахунковим опором ґрунту R_2

$$P_{\text{сп}} = 224.92 < R_2 = 233.16 \text{ кПа} \Rightarrow$$

Умова виконується, розміри фундаменту достатні.

3) Визначаємо мінімальний та максимальний тиск під подошвою фундаменту:

$$P_{\max} = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{W},$$

де W - розрахунковий момент опору фундаменту:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6},$$

$$W = \frac{3 \cdot 3^2}{6} = 4.5 \text{ м}^3,$$

$$\sum M = 7 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$P_{\max} = \frac{2024.3}{9} + \frac{7}{4.5} = 226.48 \text{ кПа},$$

$$P_{\min} = \frac{2024.3}{9} - \frac{7}{4.5} = 223.36 \text{ кПа}.$$

Перевіряємо умову:

$$P_{\max} = 226.48 < 1.2R_2 = 1.2 \cdot 233.16 = 279.79 \text{ кПа},$$

$$P_{\max} = 223.36 \text{ кПа} > 0.$$

Умови виконується.

Отже, розміри підшви фундаменту під середню колону приймаємо $3 \times 3 \text{ м}$.

2.2.6 Визначення осадки фундаменту

Осадка фундаменту визначається методом пошарового сумування. Для цього спочатку складаємо ескіз фундаменту з типовим геологічним розрізом (рисунок 4.3). По вісі фундаменту зліва будуємо епюру природного тиску ґрунту, починаючи від планувальної відмітки. Ординати епюри обчислюємо σ_{zg} в характерних точках за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \times h_i;$$

де γ_i – питома вага ґрунту, кН/м^3 ;

h_i – товщина шару ґрунту, м.

$$\sigma'_{zg} = \gamma_1 \times h' = 15 \times 0.7 = 10.5 \text{ кПа};$$

$$\sigma''_{zg} = \sigma'_{zg} + \gamma_2 \times h'' = 10.5 + 19 \times 1.7 = 42.8 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg}'' + \gamma_3 \times h_0 = 42.8 + 19,4 \times 0,1 = 44.74 \text{ кПа} ;$$

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_3 \times h_1 = 44.74 + 19,4 \times 1,2 = 68.02 \text{ кПа} ;$$

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_{3a} \times h_2 = 68.02 + 20,3 \times 1,2 = 92.38 \text{ кПа} ;$$

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_{3a} \times h_3 = 92.38 + 20,3 \times 1,2 = 116.74 \text{ кПа} ;$$

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_4 \times h_4 = 116.74 + 20,2 \times 1,2 = 140.98 \text{ кПа} ;$$

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \gamma_4 \times h_5 = 140.98 + 20,2 \times 1,2 = 165.22 \text{ кПа} ;$$

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + \gamma_4 \times h_6 = 165.22 + 20,2 \times 0,4 = 173.30 \text{ кПа} ;$$

$$\sigma_{zg7} = \sigma_{zg6} + \gamma_5 \times h_7 = 173.30 + 19,1 \times 1,2 = 196.22 \text{ кПа} ;$$

$$\sigma_{zg8} = \sigma_{zg7} + \gamma_5 \times h_8 = 196.22 + 19,1 \times 1,2 = 219.14 \text{ кПа} ;$$

$$\sigma_{zg9} = \sigma_{zg8} + \gamma_5 \times h_9 = 219.14 + 19,1 \times 1,2 = 242.06 \text{ кПа} .$$

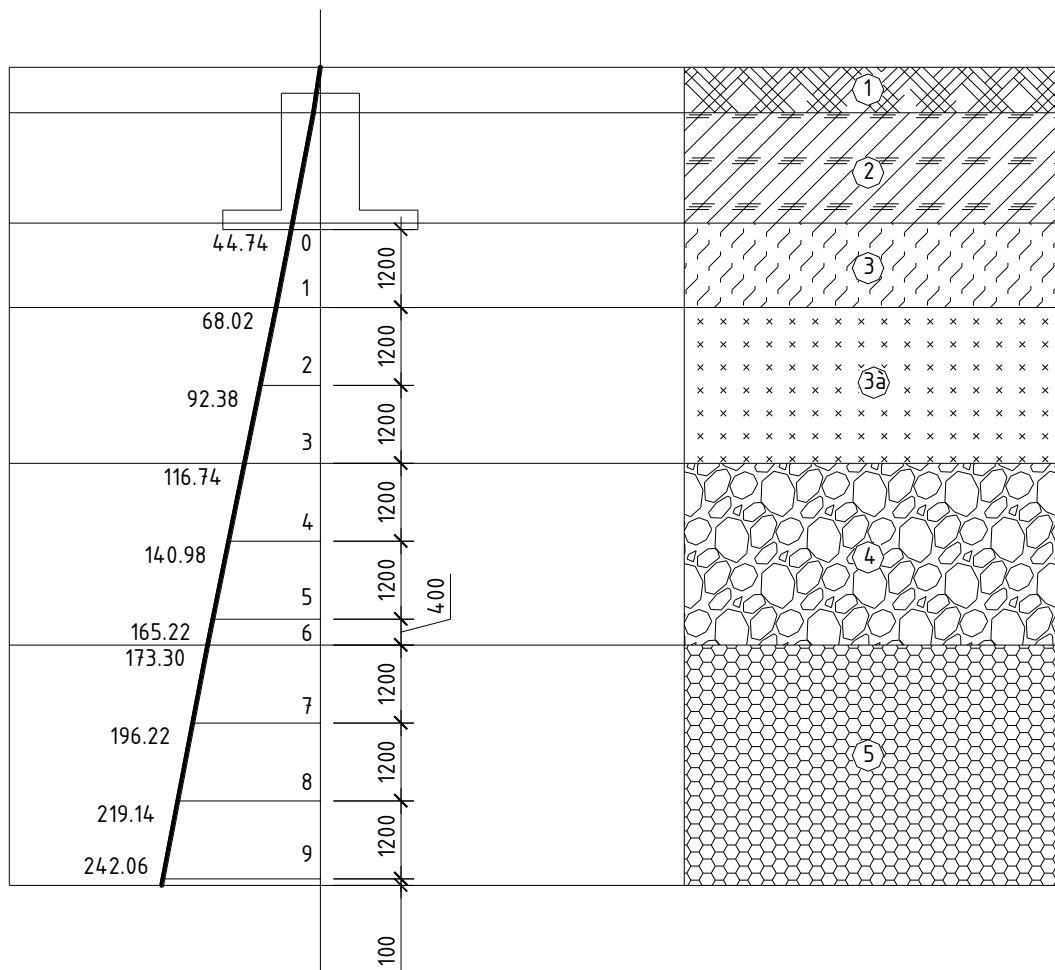


Рисунок 2.2 – Епюра природного тиску основ σ_{zg} .

По вісі фундаменту зправа будуємо епіюру додаткового тиску. Додатковий тиск на рівні підошви фундаменту дорівнює:

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zg0};$$

$$P_0 = 224.92 - 44.74 = 180.18 \text{ кПа};$$

Після визначення P_0 розрахунок ведемо в табличній формі (таблиця 2.3).

Додаткові напруження по глибині визначаємо за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha \times P_0;$$

де α – коефіцієнт, що визначається за [16] в залежності від відносного заглиблення площі горизонтального перерізу, що розглядається $\zeta = \frac{2z}{b}$.

Осадка кожного шару ґрунту обчислюється за формулою:

$$s_i = \frac{\sigma_{zpi} \times h_i \times \beta}{E_i};$$

де $\beta = 0,8$.

Таблиця 2.3 Розрахунок осадки фундаменту

Номер точок	Глибина точки z, м	ζ	α	Напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	Додаткові напруження по	Середнє значення додаткового	Товщина елементарного	Значення модуля деформації ґрунту	Осадка S_i , см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,0	1,000	44,74	180,18	158,2	120	7000	2,170
1	1,2	0,8	0,756	68,02	136,22	103,25	120	2000	0,496
2	2,4	1,6	0,390	92,38	70,27	54,42	120	2000	0,261
3	3,6	2,4	0,214	116,74	38,56				

						30,99	120	1500 0	0,19 8
4	4,8	3,2	0,130	140,98	23,42				
				$0.2 \cdot \sigma_{zg} = 140.98 \cdot 0.2 >$ $> \sigma_{zp} = 23.42$					

Осадка фундаменту від ваги основи та будівлі:

$$s = \sum s_i = 3.125 \text{ см} < s_u = 12 \text{ см} [16].$$

2.2.7 Розрахунок арматури підшви фундаменту.

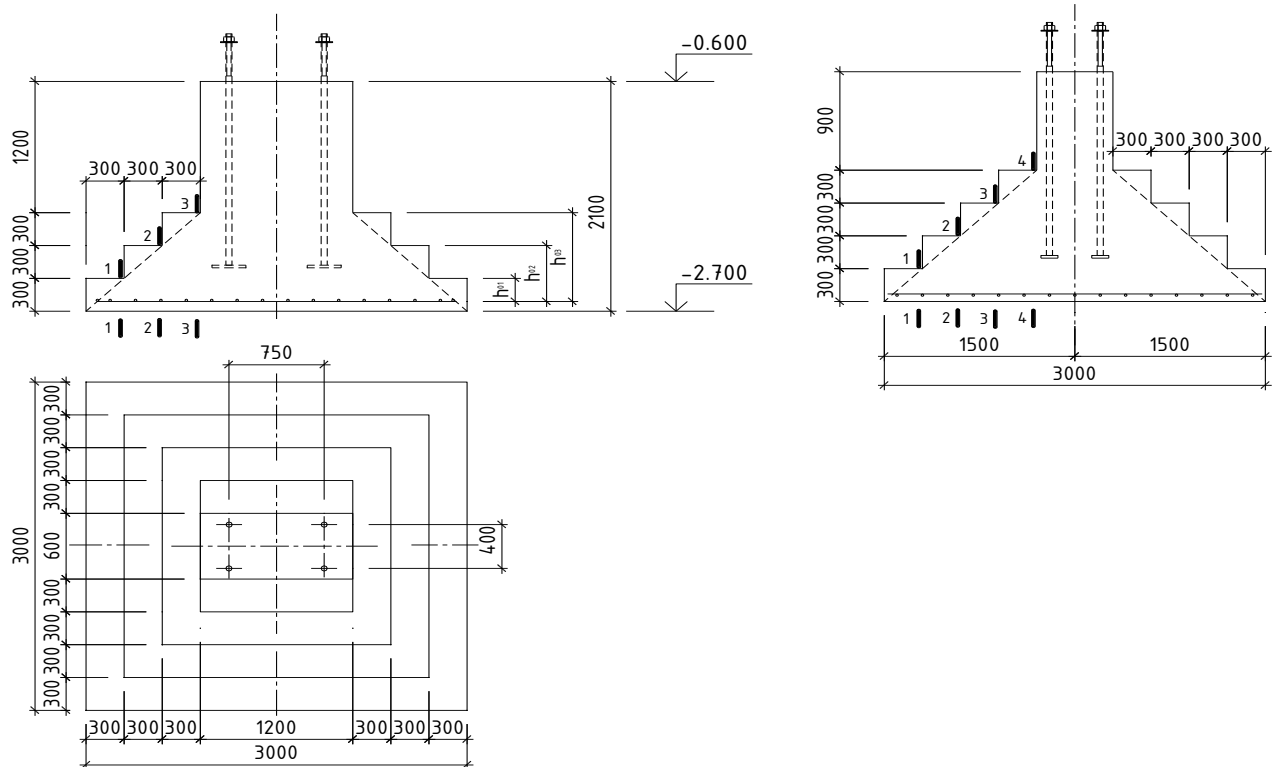


Рисунок 2.3 – Схема фундаменту

Розрахунок на продавлення не потрібен так як площа підшви фундаменту знаходиться в межах трапеції продавлення.

Визначаємо напруження у ґрунті під подошвою фундаменту в напрямку довшої сторони без врахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах від розрахункових навантажень.

$$P_{\min} = \frac{N_f}{A_f} - \frac{M_f}{W_f} = \frac{2024.3}{9} - \frac{7}{4.5} = 223.36 \text{кПа}$$

$$P_{\max} = \frac{N_f}{A_f} + \frac{M_f}{W_f} = \frac{2024.3}{9} + \frac{7}{4.5} = 174.11 + 39.43 = 226.47 \text{кПа}$$

Визначаємо напруження в ґрунті під подошвою фундаменту в напрямку більшої сторони для кожної сходинки за формулою:

Тиск в перерізах визначається за формулою:

$$p_i = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \cdot \frac{a_i}{0.5 \cdot a};$$

де $W = 4.5 \text{ м}^3$ – момент опору подошви фундаменту;

a_i - відстань від осі фундаменту до перерізу, що розраховується;

a - довжина фундаменту;

$$p_1 = \frac{N_1}{A} + \frac{M_1}{W} \cdot \frac{a_1}{0.5 \cdot a} = \frac{2024.3}{9} + \frac{7}{4.5} \times \frac{1.2}{0.5 \times 3.0} = 226.17 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$p_2 = \frac{N_1}{A} + \frac{M_1}{W} \cdot \frac{a_2}{0.5 \cdot a} = \frac{2024.3}{9} + \frac{7}{4.5} \times \frac{0.9}{0.5 \times 3.0} = 225.86 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$p_3 = \frac{N_1}{A} + \frac{M_1}{W} \cdot \frac{a_3}{0.5 \cdot a} = \frac{2024.3}{9} + \frac{7}{4.5} \times \frac{0.6}{0.5 \times 3.0} = 225.54 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Згинаючі моменти в розрахункових перерізах на метр ширини фундаменту.

$$M_{l-l} = \frac{1}{24} \cdot (L - l_1)^2 (P_{l-l} + 2P_{\max})$$

де $P_{\max} = 226.48 \text{кПа}$;

$$\begin{aligned} M_{l-l} &= \frac{1}{24} \cdot (L - l_1)^2 (P_{l-l} + 2P_{\max}) = \frac{1}{24} \cdot (3.0 - 2.4)^2 (226.17 + 2 \cdot 226.48) = \\ &= 10.19 \text{кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

$$M_{II-II} = \frac{1}{24} \cdot (L - l_2)^2 (P_{II-II} + 2P_{\max}) = \frac{1}{24} \cdot (3.0 - 1.8)^2 (225.86 + 2 \cdot 226.48) = 40.73 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{III-III} = \frac{1}{24} \cdot (L - l_3)^2 (P_{III-III} + 2P_{\max}) = \frac{1}{24} \cdot (3.0 - 1.2)^2 (225.54 + 2 \cdot 226.48) = 91.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Потрібний переріз арматури визначаємо за формулою:

$$A_{Si} = \frac{M_i}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_{0i}};$$

$$A_{S1} = \frac{10.19 \times 10^5}{365 \times (100) \times 0,9 \times 25} = 1.24 \text{ см}^2;$$

$$A_{S2} = \frac{40.73 \times 10^5}{365 \times (100) \times 0,9 \times 55} = 2.25 \text{ см}^2;$$

$$A_{S3} = \frac{91.6 \times 10^5}{365 \times (100) \times 0,9 \times 85} = 3.28 \text{ см}^2.$$

Найбільш небезпечний переріз є III-III. На грані примикання підколінника до підосви. Приймаємо на 1 м ширини фундаменту $5\text{Ø} 10 \text{ А-III}$. Стержні розміщуємо з кроком $S = 200 \text{ мм}$.

В напрямку коротшої сторони фундаменту розрахунок ведемо за середнім тиском на ґрунт:

$$P_{cp} = \frac{P_{\min} + P_{\max}}{2} \leq R$$

$$P_{cp} = \frac{223.36 + 226.47}{2} = 224.92 \text{ МПа} \leq R = 260 \text{ МПа}$$

Згинаючі моменти на 1 м довжини фундаменту для перерізів:

$$M = \frac{1}{8} P_{cp} \cdot (b - b_1)^2$$

$$M_{1-1} = \frac{1}{8} \cdot 224.92 \cdot (3 - 2.4)^2 = 10.12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{2-2} = \frac{1}{8} \cdot 224.92 \cdot (3 - 1.8)^2 = 40.49 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{3-3} = \frac{1}{8} \cdot 224.92 \cdot (3 - 1.2)^2 = 91.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{4-4} = \frac{1}{8} \cdot 224.92 \cdot (3 - 0.6)^2 = 161.94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Потрібна площа арматури класу А-II вздовж меншого боку підосви:

$$A_{s1} = \frac{10.12 \cdot 10^5}{225 \cdot (100) \cdot 0.9 \cdot 25} = 0.91 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{121.46 \cdot 10^5}{225 \cdot (100) \cdot 0.9 \cdot 55} = 10.91 \text{ см}^2;$$

$$A_{s3} = \frac{91.1 \cdot 10^5}{225 \cdot (100) \cdot 0.9 \cdot 85} = 5.29 \text{ см}^2;$$

$$A_{s4} = \frac{161.94 \cdot 10^5}{225 \cdot (100) \cdot 0.9 \cdot 115} = 6.95 \text{ см}^2.$$

Приймаємо на 1м погонний у відповідності з конструктивними вимогами 5Ø12 А-400

Стержні розміщуємо з кроком S=200мм

Повздовжню арматуру підколонника розраховуємо на позacentрове стискання. Площу перерізу поздовжньої (вертикальної) арматури визначаємо на рівні низу підколонника. Визначаємо згинальний момент і повздовжню силу:

$$M_1 = 7 + 3.08 \times 1.8 = 12.54 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_1 \approx N = 2024.3 \text{ кН};$$

$$Q_1 \approx Q = 3.08 \text{ кН}.$$

$$\text{Ексцентриситет } e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{12.54}{2024.3} = 0.006 \text{ м} < e = \frac{b}{30} = \frac{0.6}{30} = 0.02 \text{ м} - \text{ для розрахунку}$$

беремо значення випадкового ексцентриситету.

Висота стисненої зони:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{2024.3}{1.05 \cdot 60} = 32.1 \text{ см} > 2 \cdot a_s = 2 \cdot 3.5 = 7 \text{ см};$$

$$h_0 = 120 - 3,5 = 116,5 \text{ см.}$$

Площа перерізу арматури:

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot (e - (h_0 - 0,5 \cdot x))}{R_s \cdot (h_0 + a'_s)};$$

$$A_s = A'_s = \frac{2024,3 \cdot (20 - (116,5 - 0,5 \cdot 32,1))}{36,5 \cdot (116,5 + 3,5)} = -27,9 < 0.$$

Так як арматура за розрахунком непотрібна тоді її площу визначаємо за формулою:

$$A_s = A'_s = 0,0005 \cdot b'_f \cdot h = 0,0005 \cdot 120 \cdot 60 = 3,6 \text{ см}^2.$$

Приймаємо по 5 $\emptyset 10$ А-400 з кожної сторони стакана.

$$A_s = A'_s = 0,785 \times 6 = 4,71 \text{ см}^2.$$

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно – $\emptyset 8$ А-240 з кроком 200 мм.

3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Технологічна карта на бетонування монолітної залізобетонної плити перекриття

Сфера застосування

Об'єкт – торгово-розважальний центр у м. Вінниця.

Технологічна карта розроблена на бетонування монолітної балкової залізобетонної плити перекриття з відповідністю до вимог ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції».

Конструкцію плити – дивитися комплект креслень.

До складу робіт, що розглядаються технологічною картою входять:

- улаштування опалубки;
- армування плити перекриття;
- прийом бетонної суміші;
- переміщення бетонної суміші автобетононасосами;
- укладка бетонної суміші та її витримання;
- демонтаж опалубки

У технологічній карті розглянуто варіант подачі бетонної суміші в конструкції автобетононасосом.

Готову бетонну суміш постачаються на будівельний майданчик централізовано з розчинно-бетонного вузла. Монолітні залізобетонні плити перекриття виготовляються з бетону класу С16/20, товщиною 180 мм, а балки перерізом 400х650 мм з бетону класу С16/20. Армування здійснюється арматурними стрижнями А400С, А240С.

Роботи з бетонування монолітної залізобетонної плити перекриття ведуться в дві зміни.

Організація і технологія будівельного процесу

Бетонування перекриттів виконується з використанням переставної опалубки по захваткам, після влаштування монолітних стін і колон до нижньої позначки перекриття.

До початку бетонування перекриттів на кожній захватці необхідно:

- передбачити заходи щодо безпечного виконання робіт на висоті;
- встановити опалубку;
- встановити арматуру, закладні деталі.

Перед бетонуванням поверхню дерев'яної опалубки слід покрити емульсійною мастилом. Рекомендуються мастила на основі емульсій ЕКС або водомасляної емульсійної змазки ВМП. При прийманні встановленої опалубки слід контролювати відповідність всіх елементів проекту, щільність щитів опалубки, а також щільність стиків сполучень елементів опалубки між собою, правильність установки каркасів і арматури. Відхилення в положенні і розмірах встановленої опалубки не повинні перевищувати величини, зазначені у ДБН В.2.6-98:2009. Поверхня бетону, який був укладений раніше, очистити від цементної плівки і зволожити або покрити цементним розчином.

Захисний шар арматури забезпечується за допомогою інвентарних пластмасових фіксаторів, що встановлюються в шаховому порядку.

Для вивірки верхньої позначки бетонованого перекриття встановлюються просторові фіксатори, верх яких повинен відповідати рівню поверхні бетону.

Транспортування бетонної суміші здійснюється автобетонозмішувачем з розвантаженням у автобетононасос. Подача бетонної суміші до місця укладання проводиться автобетононасосом.

Бетонну суміш слід укласти горизонтально шарами шириною 1,5 – 2 м однакової товщини без розривів, з послідовним напрямком укладання в одну сторону у всіх шарах. 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.

Поновлення бетонування в місці робочого шва допускається при досягненні бетоном міцності не менше 1,5 МПА і видалення цементної плівки з поверхні шва механічною щіткою із подальшим поливанням водою.

Кожен шар бетону ретельно ущільнюється вібраторами. При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора повинен занурюватися в раніше покладений шар бетону на глибину 0,05-0,10 м. Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати 1,5 радіуса його дії.

У кутах і біля стінок опалубки бетонна суміш додатково ущільнюється вібраторами або штикуванням, ручним шуруванням. Опирання вібраторів під час роботи на арматуру, тяжі опалубки і т.д. не допускається. Вібрування на даній позиції закінчувати при припиненні осідання бетону і появі цементного молока на поверхні бетону (тривалість вібрування на одній позиції становить 20 - 40 сек. Залежно від рухливості суміші). Витягувати вібратор при перестановці слід повільно, не вимикаючи двигуна, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнилася бетонною сумішшю.

Після зняття опалубки здійснюються роботи із забезпечення герметичної правильності плити.

Заходи по догляду за бетоном, порядок і терміни їх проведення, контроль за виконанням цих заходів здійснювати відповідно до вимог ДБН Д.2.2-6-99

Витрати праці вказані в калькуляції, роботи ведуться за графіком виконання робіт.

Операційний контроль якості робіт з бетонування фундаментів виконується відповідно до вимог ДБН Д.2.2-6-99 Сборник 6. «Бетонные и железобетонные конструкции монолитные».

Після укладання бетону в опалубку необхідні сприятливі температура та вологості умови для його твердіння (оберігання від впливу вітру, сонячних променів і систематичне зволоження). Кожен бетонований елемент (горизонтальні поверхні) вкривати вологою мішковиною, тирсою або піском на термін, що залежить від кліматичних умов, згідно з вказівками будівельної

лабораторії (для бетонів на глиноземному цементі не менше 3-х діб; на портландцементі не менше тижня; на інших цементах із пластифікуючими добавками не менше 2-х тижнів). При цьому організувати періодичне поливання укриття (опалубки), щоб під час всього догляду за бетоном вона була у вологому стані (при температурі повітря $+15^{\circ}\text{C}$ і поливання здійснювати в перші 3 доби через кожні 3 години і один раз вночі, а в наступні дні не рідше 3-х разів на добу - вранці, вдень і ввечері). Поливання виконувати так, щоб вода падала у вигляді дощу. Поливання починати не пізніше ніж через 10-12 годин, а в жарку і вітряну погоду через 2-3 години після закінчення бетонування. При температурі $+5^{\circ}\text{C}$ і нижче - поливання не виконувати.

Бетонування супроводжувати записами в "журналі бетонних робіт" і збором контрольних зразків.

Вимога до якості і приймання робіт

Контроль необхідний на таких стідіях:

- при прийманні і зберіганні всіх вихідних матеріалів (цементу, піску, щебеню, гравію, арматурної сталі, лісоматеріалів та ін);
- при виготовленні і монтажі арматурних елементів;
 - при виготовленні та встановленні елементів опалубки;
 - при підготовці опалубки до укладання бетонної суміші;
 - при приготуванні та транспортуванні бетонної суміші;
 - при догляді за бетоном в процесі його твердіння.

Усі вихідні матеріали повинні відповідати вимогам нормативних документів. Показники властивостей матеріалів визначають відповідно до єдиної методики, рекомендованої для будівельних лабораторій.

В процесі армування конструкцій контроль здійснюється:

- при прийманні сталі (наявність заводських марок і бирок, якість арматурної сталі);
- при складуванні та транспортуванні;
- при виготовленні арматурних елементів і конструкцій (правильність форми і розмірів, якість зварювання).

Після установки і з'єднання всіх арматурних елементів, проводять остаточну перевірку правильності розмірів і положення арматури з урахуванням допустимих відхилень.

У процесі встановлення опалубки контролюють правильність її установки, кріплень, а також щільність стиків в щитах і сполученнях, взаємне положення опалубних форм і арматури (для отримання заданої товщини захисного шару). Правильність положення опалубки в просторі перевіряють прив'язкою до базису осей і нівелюванням, а розміри - звичайними вимірами.

Перед укладанням бетонної суміші контролюють чистоту робочої поверхні опалубки.

На стадії приготування бетонної суміші перевіряють точність дозування матеріалів, тривалість перемішування, рухливість і щільність суміші. Рухливість бетонної суміші оцінюють не рідше двох разів на зміну. Рухливість не повинна відхилитися від заданої більш ніж на ± 1 см, а щільність - більш ніж на 3 %.

При транспортуванні бетонної суміші стежать за тим, щоб вона не почала схоплюватися, щоб не розпадалася на складові, не втрачала рухливості через втрату води, цементу.

На місці укладання слід звертати увагу на висоту скидання суміші, тривалість вібрування і рівномірність ущільнення, не допускаючи розшарування суміші.

Процес віброущільнення контролюють візуально.

Остаточна оцінка якості бетону може бути отримана лише на підставі випробування його міцності на стиск до руйнування зразків – кубиків, виготовлених з бетону одночасно з його укладанням. Їх витримують в тих же умовах, в яких твердне укладений в конструкції бетон.

У зимових умовах крім загальних викладених вище вимог здійснюють додатковий контроль. У процесі приготування бетонної суміші, її контролюють не рідше ніж через кожні 2 год: відсутність льоду, снігу і змерзлих грудок в бетоні, температуру води і заповнювачів перед завантаженням у бетонозмішувач, температуру суміші на виході з бетонозмішувача.

Матеріально-технічні ресурси

При зведенні монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій важливо організаційно пов'язати виконання бетонних робіт на об'єкті до загального комплексно-механізованих безперервних процесів. Для цього роботи ведуть потоковим методом із застосуванням відповідних комплектів машин.

Ведучий процес у комплексі залізобетонних робіт – бетонування конструкцій, а провідна машина – та, яка подає бетонну суміш в опалубку конструкції. Підбір машин для виконання бетонних і залізобетонних робіт

будемо здійснювати для бетонування плити перекриття.

Вибір автобетононасосу

В якості спеціалізованого обладнання для розподілу бетонної суміші в комплекті з автобетононасосом Zoomlion 33X-4Z на шасі Mercedes Benz Actros 3341 6x4. Використовується розподільна щогла і механічні маніпулятори.

Технічні дані насосної групи Zoomlion 33X-4Z

- Максимальна продуктивність – 120 м³/год;
- Номінальний робочий тиск – 35 МПА;
- Подаючий циліндр (D_{внутр} x хід) – 230x2100;
- Основний циліндр – 130/2100;
- Обсяг приймального бункеру – 550 л;
- Максимальний розмір заповнювача – 40 мм;
- Висота загрузки – 1540 мм.

Технічні дані розподільної щогли 33X-4Z

- Горизонтальний виліт – 28,7 м;
- Вертикальний виліт – 32,9 м;
- Діапазон повороту – 365°;
- Діапазон повороту секції 1 – 90°;
- Діапазон повороту секції 2 – 180°;
- Діапазон повороту секції 3 – 240°;
- Діапазон повороту секції 4 – 235°;

- Довжина кінцевого шланга – 3 м.

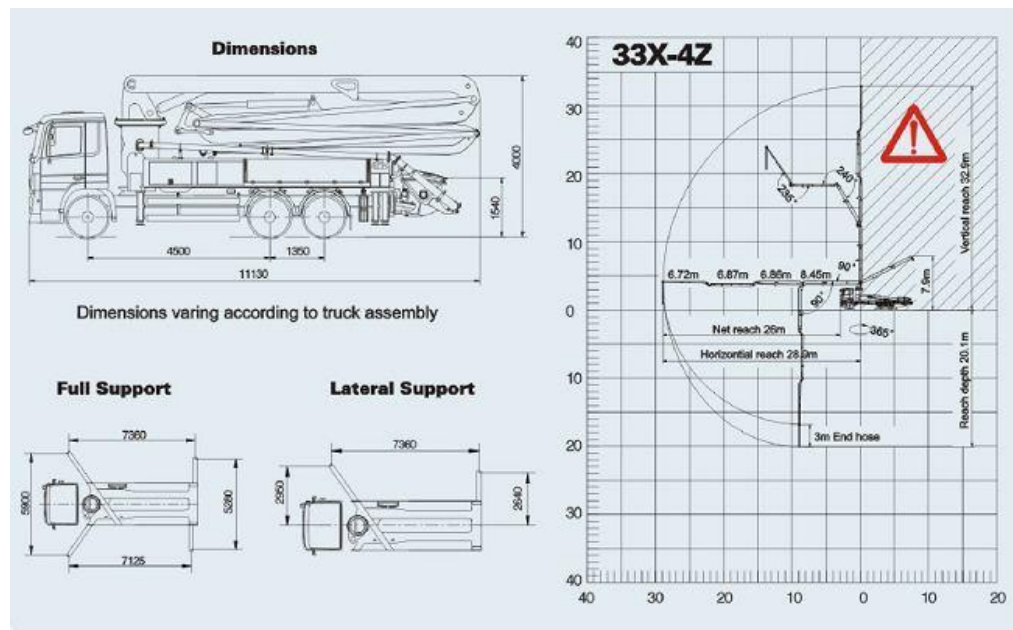


Рис.3.2.Робочі характеристики автобетононасоса

ибір автобенозмішувача

Бетонозмішувачі - спеціалізовані машини для транспортування готових бетонних сумішей, а також сухих і частково зачинених з подальшим приготуванням з них готових сумішей.

Таблиця 3.4. Технічні характеристики АБС АМ-9НА

/п	Показник	Величина
	Місткість змішувального барабана по готовому	9
	Умови експлуатації, °С	-
	Геометричний об'єм змішувального барабана, м ³	15
	Частота обертання барабана змішувача, хв ⁻¹	до 12
	Привід барабана	гідравл
	Висота завантаження матеріалу, мм	3800
	Об'єм бака для води, л	400
	Потужність приводу змішувального барабана, кВт	90
	Базовий автомобіль	КРАЗ-
0	Габаритні розміри, мм: довжина	11870
	ширина	2630

	висота	3800
1	Маса технологічного обладнання, т	19

Основні інструкції, матеріали, напівфабрикати, будівельні деталі та конструкції; машини обладнання інструмент інвентар та пристрої; експлуатаційні матеріали подані в таблицях на листі №7 графічної частини проекту.

Технологічна карта на виконання утеплення фасаду і на його опорядження

Сфера застосування

Технологічна карта розроблена на опорядження зовнішніх стін декоративною штукатуркою по технології «Dryvit».

Організація і технологія будівельного процесу

Підготовка поверхні

Оброблювальний шар, що втратив зчеплення з поверхнею конструкції при підготовці до виконання робіт по влаштуванню скріпленої теплоізоляції видаляють за допомогою струменя води, що подається під тиском до 30 МПа. При невеликих обсягах робіт для цього використовують кирки, зубила, скарпелі і щітки.

Дефекти з бетону і розчину видаляють електричними молотками, ручними свердловальними машинами. При невеликих обсягах робіт використовують бучарди, зубила, сталеві щітки.

Великі, але такі, що не збільшуються, тріщини, а також великі вибоїни на поверхні конструкції розчищають від частинок зруйнованого матеріалу стисненим повітрям.

Виступаючий зі швів кам'яної кладки розчин, видаляють за допомогою зубила, скарпеля і молотка забезпечивши при цьому рівну без виступів поверхню.

Грунтування поверхні

Великі тріщини вибоїни ґрунтують сумішшю Prіmax, витримують протягом чотирьох годин до повного висихання ґрунтовки, потім заповнюють сумішшю із розчину. Тріщини підмазують шпателем вручну спочатку рухом шпателя упоперек

тріщини (заповнюють тріщину сумішшю із розчину), потім уздовж тріщини. Тріщини шириною до 2 мм, а також малі подряпини розчином не заповнюються. Нещільні основи також обробляються ґрунтовкою Primax. Це запобігатиме швидкому висиханню розчину, що прикріплює термоізоляційні плити, і дозволить досягти його повної міцності.

Нерівності основи до 10 мм не виправляють, виступи і нерівності стін розмірами більше 10 мм ґрунтують сумішшю Primax і вирівнюють розчином. У тому випадку, коли шар розчину виходить дуже товстий, виступи і нерівності вирівнюють шматочками утеплювача, які приклеюють на поверхню стіни за допомогою розчину ZK-EKOROCK.

Закріплення цокольних профілів

Профілі з певною шириною полиці, відповідають товщині плит утеплювача (товщина плит утеплювача вказується в проекті виробництва робіт на основі теплотехнічних розрахунків).

Перед кріпленням полички профілів обрізують пилюкою-ножівкою під кутом 45° (поличка, яка розташовуватиметься перпендикулярно до стіни) і 90° (поличка, яка розташовуватиметься паралельно стіні).

Профілі кріплять до цоколя будівлі по його периметру на 300 — 400 мм нижче за перекриття підземного поверху (підвалу) у разі, коли підвал не опалюється, за допомогою дюбелів діаметром 6 мм, які розташовуються на відстані 0,35 м один від одного, з використанням шайб. Якщо підвальне приміщення опалюється, необхідно виконати теплоізоляцію всієї стіни з подальшою її гідроізоляцією.

Приготування розчину для закріплення плит з екструдованого пінополістиролу

Розчинні суміші ZK-EKOROCK готують безпосередньо на будівельному майданчику, обладнаному водогінними пристроями, мірником для води і вагою.

Для приготування розчину використовують розчиннозмішувачі або низькооборотну дріль з рамною насадкою та пластмасову ємність. Співвідношення сухої суміші і води становить по масі для ZK-EKOROCK -1:0,27.

змішувач або в пластмасову ємність заливають розраховану кількість води і поступово засипають суху суміш, постійно перемішуючи суміш, що готується, до отримання однорідної маси. Потім апарат, за допомогою якого перемішували,

відключають і розчин витримують протягом 5 хв. Після цього вмикають апарат для перемішування і розчин перемішують ще протягом 2 хв.

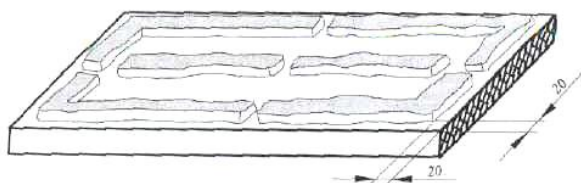
Розчин ZK-EKOROCK слід використовувати протягом 1,5 години.

У разі загустання розчин слід перемішати, використовуючи низькооборотну дріль. Для розрідження готової суміші розчину не можна вводити додаткову кількість води.

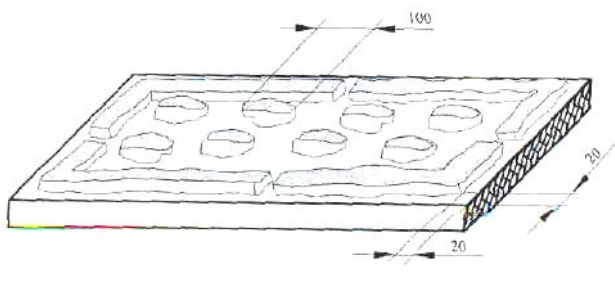
До місця виконання робіт розчин в тарі (полімерні відра, бачки) подають підйомником або лебідкою з блоками, укріпленими на заданій висоті, або підносять у ручну.

Нанесення клейової суміші на ізоляційні плити

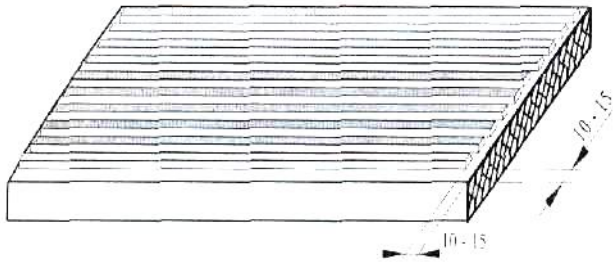
Клейову суміш розчину наносять на пінополістирольні плити утеплювача одним з таких способів:



смуговий — поверхня стіни має нерівності до 10,0 мм, розчин наноситься на поверхню плити у вигляді смуг на відстані 20 мм від краю по всьому периметру плити, а потім по середині, смуги по периметру повинні мати розриви, щоб при наклеюванні плит не утворювалися повітряні пробки;



маячковий — поверхня стіни має нерівності до 15,0 мм; розчин наноситься на поверхню плити у вигляді смуг на відстані 20 мм від краю по всьому периметру плити шириною 60 мм і заввишки 20 мм, а потім посередині плити у вигляді маячків з розрахунку 5-8 штук діаметром близько 100 мм і заввишки 20 мм на плиту розміром 0,5 x 1,0 м. Смуги по периметру повинні мати розриви;



суцільний – поверхня стіни має нерівності до 5 мм, розчин наноситься по всій поверхні плити зубчастим шпателем з розміром зуба 10 x 10 мм.

Після нанесення розчину на плиту її необхідно відразу встановити в проектне положення і притиснути. Зусилля при притисненні повинно бути таким, щоб як мінімум на 40 % розчин розподілився між основою і плитою. Плити необхідно приклеювати впритул одна до другої, в одній площині, не допускаючи збігу вертикальних швів. Ширина швів не повинна перевищувати 2 мм. Залишки розчину необхідно видалити за допомогою води до його затвердіння. У нормальних умовах влаштування захисного шару виконувати через 3 доби після наклеювання плит.

Кількість клейової суміші розчину у кожному окремому випадку підбирається так, щоб після притиснення плити до основи клейова суміш розчину покривала як мінімум 60 % поверхні.

Відразу ж після нанесення клейової суміші на поверхню плити її слід наклеїти на заґрунтовану поверхню основи. Час, що пройшов з моменту нанесення клейової суміші розчину на поверхню плити до приклеювання плити до основи, не повинен перевищувати 20 хв.

Приклеювання плит екструдованого пінополістиролу

Плити утеплювача прикріплюють на конструкції від низу до верху, встановлюючи перший ряд плит на перфоровані цокольні профілі, закріплені з дотриманням правил прив'язки швів: зміщення швів по горизонталі; зубчаста перев'язка на кутах будівлі; обрамлення віконних та інших отворів плитами з підігнаними по місцю вирізами.

Для забезпечення щільного прилягання плити до основи її необхідно спочатку прикласти до поверхні стіни на відстані 2—3 см від проектного положення, а потім притиснути за допомогою дерев'яної напівтерки і встановити в проектне положення.

Ширина шва між плитами не повинна перевищувати 2 мм. У тому випадку, коли шов вийшов ширший, його слід заповнити смужкою, вирізаною з плити утеплювача.

При приклеюванні плит утеплювача до поверхні зовнішніх огорожувальних конструкцій не допускається попадання клейової суміші розчину в шов між ними.

Відстань між теплоізоляційними плитами в місці обладнання деформаційного шва повинна становити від 10 до 12 мм.

Відразу після приклеювання плити не можна рухати, щоб не ослаблювати з'єднання її з основою.

Якщо плита добре не приклеїлася, її треба відірвати, видалити з неї і зі стіни розчин, покрити тильну сторону плити свіжою порцією клейової суміші розчину і приклеїти її знову до стіни.

У тому випадку, коли на стиках суміжних плит є нерівності, їх слід видалити за допомогою ножа. Відхилення в приклеєному шарі утеплювача по товщині не повинні перевищувати 3 мм.

Додаткове механічне кріплення плит утеплювача

Закріплювати плити утеплювача дюбелями можна не раніше ніж через 3 доби після приклеювання їх до поверхні зовнішніх стінних конструкцій.

Роботи по закріпленню плит утеплювача до зовнішніх огорожувальних конструкцій виконують дюбелями. Отвори свердлять електродрилем або перфоратором.

Мінімальна глибина отворів, що висвердлюються в конструкціях, повинна бути у стінах з бетону – 50 мм.

Отвори очищають від пилу, вставляють в отвір дюбель, притискуючи кільце диска дюбеля до поверхні утеплювача і, залежно від направляючого штифта, забивають молотком або укручують стрижень (штифт) до упору. При цьому дюбель не повинен виступати над поверхнею плити більш ніж на 1 мм.

Обладнання основного захисного шару

Після висихання додаткових укріплених шарів можна приступити до обладнання основного захисного з суцільним армуванням склосіткою шару. Першою операцією (аналогічно як при виконанні додаткових зміцнень) є рівномірне нанесення розчину, завтовшки близько 2 мм. Розчин наноситься сталеві теркою (напівтеркою) зверху вниз, вертикальною смугою завширшки приблизно 1,1 м.

Посилення кутів металевими профілями

Кути будівлі і укоси віконних і дверних отворів слід підсилити перфорованими кутниками з алюмінієвого листа, які вклеюються за допомогою розчинної суміші ZK-EKOROCK. Найефективнішим є використання кутників, обклеєних у заводських умовах смужкою сітки.

Укладання армованої склосітки

У даній операції відрізана раніше сітка прикладається до свіжого розчину і втоплюється за допомогою сталеві терки (напівтерки). При цьому необхідно забезпечити перекриття сусідніх смуг сітки на 5 - 10 см.

Нанесення оздоблювальних шару DRYVIT

Перед нанесенням штукатурки Dryvit базовий шар повинен бути сухим, рівним і міцним. Час висихання базового армованого шару становить 48 годин (20°C, відносна вологість повітря 55%), але може збільшитися за несприятливих погодних умов. Слід перевірити, втоплена чи армована сітка повністю в клейовому шарі, нерівності відшліфувати теркою з наждачним папером.

Застосування штукатурок Dryvit

1. Загальні зауваження:

- Всі фасадні штукатурки Dryvit слід наносити на основу в один прийом до допустимих меж. Слід забезпечити відповідну кількість робочих „люльок і риштувань.

- Слід забезпечити відповідну відстань між стіною та риштуванням, відповідно до вимог безпеки праці.

- Слід уникати роботи на сильно освітлених і нагрітих поверхнях.

- Слід використовувати матеріали однакової серії (номер серії завжди вказується на упаковці).

Для однорідності кольору безпосередньо перед застосуванням акрилову штукатурну масу Dryvit слід ретельно перемішати за допомогою низькооборотної дрилі.

Для рівномірності в одну ємність з масою можна додати не більше 250мл води. У всі ємності слід додавати однакову кількість води, щоб не було відмінностей в кольорі штукатурки.

Перед нанесенням штукатурки поверхню покривають шаром препарату Color Prime для вирівнювання кольору. Штукатурку наносити за допомогою чистої сталеві терки на товщину самих великих зерен наповнювача. Штукатурку не слід наносити в середину теплоізоляційно-деформаційного шва.

Додаткові рекомендації

Роботи по утепленню слід виконувати в сухих умовах і при відносній вологості повітря не вище 80 %. Не слід виконувати роботи на поверхнях, які піддаються інтенсивній дії сонячних променів, вже нанесені шари слід захищати від дощу, сильного вітру і прямих сонячних променів за допомогою густої сітки, натягнутої на будівельні риштування.

Температура повітря і основи повинна становити від +4 до +25 °С. Виняток тут становить використання кольорових полімерцементних штукатурок (мінімальна температура +9 °С).

Відстань між поверхнею теплоізоляційних плит і конструкцією риштувань не повинна затруднювати формування фактури штукатурки і повинна становити 20-30 см.

Свіжоукладена штукатурка повинна оберігатися від дощу (завіси на риштуваннях) мінімум 1 день, а кольорові полімерцементні штукатурки - мінімум 3 дні. Це при температурі +20 °С і відносній вологості повітря 60 %. у менш сприятливих умовах слід враховувати повільніше затвердіння штукатурок.

Табл. 3.1. Відомість витрат праці

п/п	Об грунту- вання	Найменування робіт	Склад ланки	О диниці виміру	б'єм робіт	Норма затрат праці на одиницю виміру		Норма затрат праці на весь об'єм	
						л юд.-год.	м аш.-год.	л юд.-год.	м аш.-год.
	E8 -1-1	Очищення поверхонь	Штукатур 3 р. -1	м ²	800	0 ,12	-	21 6	-
	E1 3-13-1	Грунтування поверхонь	Штукатур 3 р. -1	10 0 м ²	8	4 ,7	-	84 ,6	-
	E2 6-33-4	Прикріплення цокольних профілів по периметру будівлі	Муляр 3 р. -1	м/ п	16	0 ,009	-	1, 9	-
	E8 -35-1	Встановлення і розбирання риштувань	Монтажник констр. 4р.-1; 2р.-1	10 0 м ²	,1	6 8,57	-	6, 9	-
	E1 2-18-1	Ізоляція стін екстр. піно-полістиролом	Монтажник констр. 4р.-1; 2р.-1	10 0 м ²	8	2 9,39	-	52 9,02	-
	E1 5-251-2	Обклеювання стін скло-волокнистою сіткою	Штукатур 4 р. -1; 3р.-1	10 0 м ²	8	1 ,18	-	21 ,24	-
	E1 3-13-1	Грунтування поверхонь	Штукатур 3 р. -1	10 0 м ²	8	4 ,7	-	84 ,6	-

	E1 5-51-1	Нанесення мінеральної штукатурки	Штукатур 4 р. -1; 3р.-1	10 0 м ²	8	1 00,81	-	18 15	-
Всього						2 09,5		27 59,26	

3.2. Календарний план

Календарний план виносимо на аркуші 8 дипломного проекту.

Тривалість робіт на графіку виконання робіт визначається лінією вектором, над яким вказується кількість робочих, що виконують даний будівельний процес.

До вихідних матеріалів, які використовуються при проектуванні календарних планів у процесі розробки проектів виробництва робіт, відносяться :

- проект організації будівництва ;
- робочі креслення об'єкту дані інженерних та техніко-економічних вишукувань;
- дані про машини та механізми , якими планується виконання робіт, виду транспорту;
- нормативна або директивна тривалість будівництва, тощо.

Проектування календарного плану відбувається , як правило в наступній послідовності:

1. Аналізуються вихідні дані для проектування;
2. Складають номенклатуру робіт , необхідних для зведення об'єкту;
3. Підраховують обсяги робіт;
4. Вибирають методи проведення робіт та ведучі машини ;
5. Визначають необхідну кількість праце-, та машино-витрат для виконання будівельно-монтажних робіт;
6. Призначають склад бригад та ланок , розраховують тривалість виконання кожного виду робіт та пов'язують їх виконання в часі. Деякі види робіт, які виконує одна бригада або ланка укрупнюють та підраховують їх загальну працесмність.

загальну працесмність.

Нормативний термін виконання робіт по зведенню будівлі згідно з ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва» складає – 660 днів, фактична тривалість складає 635 днів. Середня кількість робітників при зведенні об'єкту складає – 31 чоловік, максимальна кількість робочих дорівнює – 57 чоловік.

Календарний план виконання робіт на запроєктованому об'єкті наведено на аркуші 9 графічної частини дипломного проекту.

ТЕП календарного плану

1.Тривалість будівництва

$$T=635 \text{ днів} \leq T_{\text{норм}}=660 \text{ днів}$$

2.Показник суміщення будівельних процесів в часі.

$$K_{\text{сум}} = \frac{\sum^n t}{T} = \frac{1715}{635} = 2,7$$

де: $\sum t=1715$ днів – сумарна тривалість виконання всіх будівельних процесів при послідовному веденні робіт;

$T=635$ днів– тривалість робіт за календарним планом.

3.Показник нерівномірності руху робочої сили:

$$K_{\text{нер}} = \frac{N_{\text{max}}}{N_{\text{сее}}} = \frac{57}{31} = 1,84$$

$N_{\text{max}}= 57$ чол. – максимальне число робітників в зміну;

$N_{\text{сее}}= 31$ чол. – середньоспискове число робітників.

3.7. Проектування будженплану об'єкта

Будженплан розроблений на період повного розгортання робіт на будівельному майданчику і відображає стан будмайданчика при спорудженні надземної частини будинку.

Вихідними даними для розробки будженплану є:

календарний графік будівництва;

прийняті методи виконання робіт;

При розробці будженплану повинні виконуватися наступні основні принципи:

зручність перевезення матеріалів і конструкцій на будівельному майданчику та мінімальна вартість цих робіт;

мінімальна вартість тимчасових споруд;

виконання вимог охорони праці, техніки безпеки та пожежної безпеки;

найраціональніше обслуговування будівельників при найменших витратах часу на переміщення по будівельному майданчику;

мінімальна довжина тимчасових мереж.

Визначення потреби в інвентарних будинках

Визначення площ тимчасових будівель та споруд здійснюється за максимальною чисельністю працюючих на будівельному майданчику та нормативною площею на одну людину, що користується даним приміщенням.

Кількість працюючих визначається за формулою:

$$N_{\text{заг}} = (N_{\text{роб}} + N_{\text{ІТР}} + N_{\text{служб}} + N_{\text{МОП}})k,$$

де $N_{\text{заг}}$ – загальна кількість працюючих на будівельному майданчику, чол.;

$N_{\text{роб}}$ – кількість робітників, що береться за календарним планом.

Таким чином, чисельність робочих складає:

$$N = N_{\text{роб}} \cdot 100/85 = 57 \cdot 100/85 = 67 \text{ чол.}$$

2. Знаходимо кількість людей, яка приходить на 1 %:

$$67/100=0,67$$

3. Визначаємо весь штат працівників:

$$N_{\text{ІТР}}=8\%=5 \text{ – кількість інженерно-технічних працівників, чол.};$$

$$N_{\text{служб}}=5\%=3 \text{ – кількість службовців, чол.};$$

$$N_{\text{МОП}}=2\%=1 \text{ – кількість молодшого обслуговуючого персоналу, чол.};$$

k – коефіцієнт, що враховує відпустки, хвороби, виконання суспільних обов'язків, $k = 1,05 - 1,06$

Кількість працюючих складає:

$$N_{\text{заг}} = (N_{\text{роб}} + N_{\text{ІТР}} + N_{\text{служб.}} + N_{\text{МОП}})k = (57+5+3+1) \cdot 1,05 = 69$$

Чисельність працюючих подаємо в табличній формі таблиця 3.6.

Таблиця 3.6. Чисельність працюючих на будівельному майданчику

Кількість працюючих в максимально завантажену зміну	ІТР	Служ-бовці	МОП і охорона	Розрахункова кількість робітників
57	5	3	1	69

Розрахунок площі тимчасових будинків подається в таблиці 3.7.

Таблиця 3.7. Розрахунок тимчасових споруд

№	Номенклатура інвентарних споруд	Од. вим.	Нормативний показник	Розрахункова к-сть працюючих	Площа, м ²
1	Контора	м ²	4,0	9	36
2	Гардеробні	м ²	0,60	69	41,4
3	Умивальня	м ²	0,06	69	4,14
4	Приміщення для прийому їжі	м ²	0,25	69	17,25
5	Приміщення для обігріву	м ²	0,5	69	34,5
6	Медичний пункт	м ²	0,05	69	3,45
7	Душова з переддушовою	м ²	0,82	69	56,58
8	Сушильня	м ²	0,20	69	13,8
9	Туалет з вмивальною	м ²	0,14	69	9,66
				Разом:	216,8

На всі тимчасові споруди складаємо експлікацію по формі табл. 3.8.

Таблиця 3.8. Експлікація тимчасових споруд

Найменування інвентарних будинків	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані, м	Кількість будинків	Прийнята Площа, м ²	Конструктив. х-ка	Використаний типовий проєкт
-----------------------------------	------------------------------------	--------------------	--------------------	--------------------------------	-------------------	-----------------------------

Контора	36	4x9	1	36,0	Збірно-розбірний	420-06-03
Гардеробні	41,4	3x7	2	42,0	Контейнерний	420-01-8
Умивальня	4,14	2,1x4	1	8,4	Контейнерний	420-13-2
Приміщення для прийому їжі	17,25	3x3	2	18,0	Контейнерний	420-04-16
Приміщення для обігріву робітників	34,5	4x9	1	36,0	Контейнерний	420-04-9
Медичний пункт	3,45	2x3	1	6,0	Контейнерний	420-04-38
Душова переддушовою ³	56,58	4x7,5	2	60,0	Контейнерний	420-04-17
Сушильня	13,8	3x5	1	15,0	Контейнерний	420-13-2
Туалет	9,66	2x2,5	2	10,0	Збірно-щитовий	420-13-2

Розрахунок площі складських приміщень і майданчиків

Для правильної організації складського господарства на будівельному майданчику необхідно передбачити:

- відкриті майданчики для зберігання цегли, залізобетонних конструкцій, на які не впливають коливання температури і вологість;
- приміщення для зберігання столярних виробів, рулонних матеріалів;
- закриті склади для зберігання лакофарбових матеріалів, хімікатів, мінеральної вати, пінопласту, скла, гіпсокартонних листів, електротехнічних матеріалів і т.д.

Площа складів розраховується за кількістю матеріалів:

$$Q_{\text{зап}} = \frac{Q_{\text{заг}}}{T_{\text{анк}}};$$

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

$Q_{\text{заг}}$ – загальна кількість матеріалів необхідних для будівництва;

T – тривалість розрахункового періоду(береться з календарного графіка), днів;

α – коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів на склади (для автотранспорту $\alpha = 1, 1$);

n – норма запасів матеріалів, днів (приймаємо 2...5 днів для місцевих матеріалів та 10...15 днів для привізних);

k – коефіцієнт нерівномірності витрат матеріалів, приймаємо 1,3.

Корисна площа складу F без проходів визначається за формулою:

$$F = Q_{зан} / q$$

де q – кількість матеріалів, що вкладаються на 1 м² складу.

Загальна площа складу:

$$S = F / \beta$$

де β – коефіцієнт на проходи.

Розрахунок здійснюється в табличній формі табл. 3.9.

Загальна площа складів:

Відкриті	112 м ² ;
Навіси	336 м ² ;
Закриті	570 м ² ;

Таблиця 3.9. Відомість розрахунку складських приміщень

Конструкції, виробн. матеріали	Одиниці виміру	Загальна потреба	Тривалість вклад. матеріалів у конструкцію T, днів	Найбільша добова витрата, Q _{зап} /T	Кількість днів запасу, n	Коеф. нерівномірності поставання α	Коефіцієнт нерівномірності витрат K	Запас на складі Q _{зап}	Норма зберігання 1м ² площі q	Корисна площа складу F, м	Коефіцієнт використання площі складу β	Повна площа складу S, м ²	Розміри складу, м	Характеристики складу
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Пісок	м ³	533	5	106,6	2	1,1	1,3	37,3	2,0	18,6	0,6	31,1	4x8	відкритий
Цемент у мішках масою 80 кг у штабелях	шт	2893	5	578,6	2	1,1	1,3	202,3	16,0	12,6	0,6	21,1	4x6	закритий
Опалубка	м ²	23468	50	469,4	2	1,1	1,3	164,1	1,0	164,1	0,6	273,5	16x18	навіс
Арматура	т	286	3	95,3	2	1,1	1,3	33,3	1,6	20,8	0,5	41,7	4x12	навіс
Електроди	кг	950	150	6,3	15	1,1	1,3	135,1	80	1,7	0,5	3,4	1,5x2	закритий
Керамзито-бетонні блоки	шт	157	5	31,4	2	1,1	1,3	11,0	2	5,5	0,7	7,8	3x3	відкритий
Цегла керамічна у контейнерах в один ярус	шт	34482	2	17241	2	1,1	1,3	6028	650	9,3	0,8	11,6	3x5	відкритий
Екст. пінополістирол	м ³	1210	10	121	2	1,1	1,3	42,3	1,0	42,3	0,8	52,9	7x8	відкритий
Вітражне скло	ящик	9	1	9	2	1,1	1,3	3,1	1,0	3,1	0,7	4,5	5x5	закритий
Дверні блоки	м ²	469	1	469	2	1,1	1,3	164	44	3,7	0,7	5,3	5x5	закритий
Паркет дубовий	м ²	546	1	546	2	1,1	1,3	191	2,5	76,4	0,8	95,5	10x10	закритий

Розрахунок водопостачання будівельного майданчика

Для розрахунку водопостачання будівельного майданчика необхідно зробити розрахунок найбільш секундної витрати води на виробничі, господарсько-життєві й протипожежні потреби:

господарські витрати води за годину, м³ :

$$Q_{госп} = \frac{N \cdot D \cdot K_1}{n \cdot 1000} = \frac{57 \cdot 60 \cdot 2,7}{8 \cdot 1000} = 1,15 \text{ м}^3,$$

де, **N** - максимальна кількість працюючих за зміну, чол.;

D- питомі витрати води на одного працюючого за зміну, л.;

K₁- коефіцієнт нерівномірності водопостачання за годину;

n – кількість годин у зміні.

виробничі витрати води за годину, м³:

$$Q_{вироб.} = \frac{\rho_{пр} \cdot D \cdot K_2}{n \cdot 1000} = \frac{300 \cdot 1760 \cdot 1,6}{8 \cdot 3600} = 29,3 \text{ м}^3$$

де, **ρ_{пр}**- обсяг робіт що виконується за зміну;

D - питомі витрати води на одиницю обсягу роботи, л.;

K₂- коефіцієнт нерівномірності водопостачання, рівний 1,6.

витрати води за годину на охолодження двигунів внутрішнього згоряння, м³:

$$Q_{дв} = \frac{1,2 \cdot W_t \cdot N}{1000} = \frac{1,2 \cdot 85 \cdot 180}{1000} = 18,4 \text{ м}^3$$

де, **W_t**- питомі витрати води на 1к.с. потужності двигуна внутрішнього згоряння;

N- потужність двигуна, к.с.

Сумарні витрати води на виробничі і господарські потреби:

$$\sum Q = Q_{госп} + Q_{вир} + Q_{дв} = 1,15 + 29,3 + 18,4 = 48,85 \text{ м}^3$$

Розрахункові секундні витрати води, л/с:

$$q_{розр} = \frac{\sum Q \cdot 1000}{3600} + q_{пож} = \frac{48,85 \cdot 1000}{3600} + 10 = 23,57 \text{ л/с}$$

де, $q_{\text{пож}} = 10$ л/с – витрати води на протипожежні потреби, які приймаються залежно від розмірів будівельного майданчика.

Діаметр водопровідної лінії:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{\text{розр}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 23,57 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 141 \text{ мм}$$

де, V - швидкість руху води.

Приймаємо діаметр водопровідної труби $\varnothing 150$ мм.

Розрахунок електропостачання будівельного майданчика

розрахунок необхідної потужності силового трансформатора:

$$P_{\text{заг}} = 1,1 \left(\frac{K_1 \cdot \sum P_c}{\cos \varphi} + K_2 \cdot \sum P_T + K_3 \cdot \sum P_{\text{он}} + K_4 \cdot \sum P_{\text{ОВ}} \right),$$

α - коефіцієнт втрати потужності в мережах, що залежить від їхньої довжини, площі перерізу (приймається рівним 1,1);

K_1, K_2, K_3, K_4 - коефіцієнти одночасності роботи електродвигунів (для 5 шт становить 0,6); технологічних споживачів (в середньому – 0,4); внутрішнього освітлення (0,8); зовнішнього освітлення (0,9).

$P_{\text{ед}}, P_m, P_{\text{ов}}, P_{\text{оз}}$ - сумарна потужність відповідно встановлених електродвигунів, технологічних споживачів, освітлювальних приладів для внутрішнього освітлення об'єктів, зовнішнього освітлення об'єктів і території, кВт.

$\cos \varphi_1, \cos \varphi_2$ - коефіцієнти потужності для груп силових споживачів – електродвигунів (0.7) і технологічних споживачів (0.8).

Потреба в загальній електричній потужності з урахуванням втрат і одночасності роботи всіх споживачів:

$$\begin{aligned} P_{\text{заг}} &= 1,1 \left(\frac{K_1 \cdot \sum P_c}{\cos \varphi} + K_2 \cdot \sum P_m + K_3 \cdot \sum P_{\text{он}} + K_4 \cdot \sum P_{\text{ОВ}} \right) = \\ &= 1,1 \left(\frac{0,4 \cdot 115,1}{0,75} + 55,4 + 0,9 \cdot 4,8 + 5,25 \right) = 126,3 \text{ кВт}, \end{aligned}$$

де, $\cos \varphi$ – коефіцієнт потужності;

K_1, K_2, K_3, K_4 – коефіцієнти попиту;

$\sum P_c$ - витрати електроенергії для живлення електродвигунів;

ΣP_T – потужність на технологічні потреби;

$\Sigma P_{он}$ - витрати електроенергії на освітлення майданчика;

$\Sigma P_{ов}$ - витрати електроенергії на освітлення приміщень.

Приймаємо один трифазний силовий трансформатор ТМ-180/6 з розрахунковою потужністю 180кВт.

Обчислення кількості прожекторів для будівельного майданчика

Визначити кількість прожекторів для будівельного майданчика можна визначити за такою формулою:

$$n = \frac{\rho ES}{P_l}$$
 де, ρ - питома потужність (для прожекторів ПЗС-35 приймають $\rho = 0,3 \text{ Вт} / \text{м}^2 \text{ лк}$)

E - освітлення, лк 8100 для ламп 500 Вт

S - площа, що освітлюється, м^2

P_l - потужність лампи прожектора, Вт (при освітленні прожекторами ПЗС-35 $P_l = 500$)

$$n = \frac{\rho ES}{P_l} = \frac{0,3 \cdot 2 \cdot 15138}{500} = 18,2$$

Приймаємо 19 прожекторів.

Заходи з охорони праці та техніки безпеки

При проектуванні будгенплану питання охорони праці вирішується відповідно до вимог ДБН В.1.2-8-2008. СНББ. «Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека життя і здоров'я людини та захист навколишнього природного середовища», а питання пожежної безпеки – відповідно до „Правил пожежної безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт” і ДБН В.1.1.7–2002. «Пожежна безпека об'єктів будівництва». При проектуванні будгенплану передбачені такі заходи:

визначені небезпечні зони, вхід до яких робітників, що не зв'язані з виконанням цих робіт, заборонений;

встановлено безпечні шляхи для пішоходів та автомобільного транспорту;

тимчасові адміністративно-господарські приміщення розміщені на безпечній віддалі від основних небезпечних факторів;

забезпеченні протипожежні розриви між тимчасовими і постійними будівлями;

влаштовано освітлення будмайданчика, проходів та робочих зон;

забезпечені безпечні умови праці, що виключають можливість ураження електричним струмом.

Заходи з охорони навколишнього середовища на період будівництва

Природоохоронні заходи при проектуванні будгенплану здійснені за такими основними напрямками: зменшення забрудненості повітря, боротьба із шумом, охорона та раціональне використання водних ресурсів, ґрунту.

Найбільш загальні заходи:

- встановлені чіткі розміри і межі будмайданчика;
 - своєчасне і якісне влаштування під'їзних доріг;
 - перевезення і складання товарних бетонів і розчинів здійснюють у герметичних ємностях;
 - при прибиранні сміття в будинках і спорудах використовуються спеціальні трубчасті люльки;
 - забороняється заковування в ґрунті відходів та залишків будівельних матеріалів при планувальних роботах;
 - раціональне розміщення тимчасових будівель і споруд з врахуванням існуючих дерев і кущів;
 - своєчасне і якісне влаштування тимчасових доріг;
- завершення будівництва якісним прибиранням і благоустроєм території з відновленням родючого шару ґрунту.

5. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

Техніко-економічне обґрунтування (ТЕО) — це розрахунок економічної доцільності впровадження інженерного рішення, заснований на порівняльній оцінці витрат і результатів ефективності використання, а також строку окупності вкладень.

Порівняння варіантів здійснюється за їх кількісно-вартісними показниками. Якісні показники можуть слугувати лише для їх додаткової характеристики.

Визначення найкращого варіанту здійснюється на основі порівняльної економічної ефективності. Найкращим будемо вважати той варіант, за яким показник приведених витрат буде мінімальним.

Для розробки котлованів використовуємо одноківшовий екскаватор із зворотною лопатою.

Розробку ґрунту ведемо під стрічкові фундаменти.

Вибираємо екскаватор по технічних параметрах:

E – 302 Б з ємністю ковша *0,4 м²* ;

E – 5015 А з ємністю ковша *0,5 м²* ;

V_k=2121 м²

Зміна продуктивності екскаваторів:

E – 5015 А – 121 м²/дм;

E-302 Б – 143 м²/дм.

Собівартість екскаватора визначаємо за формулою:

$$C = E + \left(\frac{E_{річн}}{T_{річн}} + E_{зм} \right) \cdot T_{ф}, \text{ де}$$

E – одночасні витрати;

E_{зм} – змінні експлуатаційні витрати;

E_{річ} – амортизаційні витрати;

T_{річ} – число м/зм роботи екскаватора в рік;

T_ф – число м/зм роботи екскаватора на об'єкті.

Екскаватор	$E_{річ}$	$E_{зм}$	$T_{річ}$	$T_{ф}$	E	Об'єм робіт
Е – 302 Б	2360	10,93	400	2,75	3,60	394
Е – 6016 А	2144	9,60	400	3,25	14,40	394

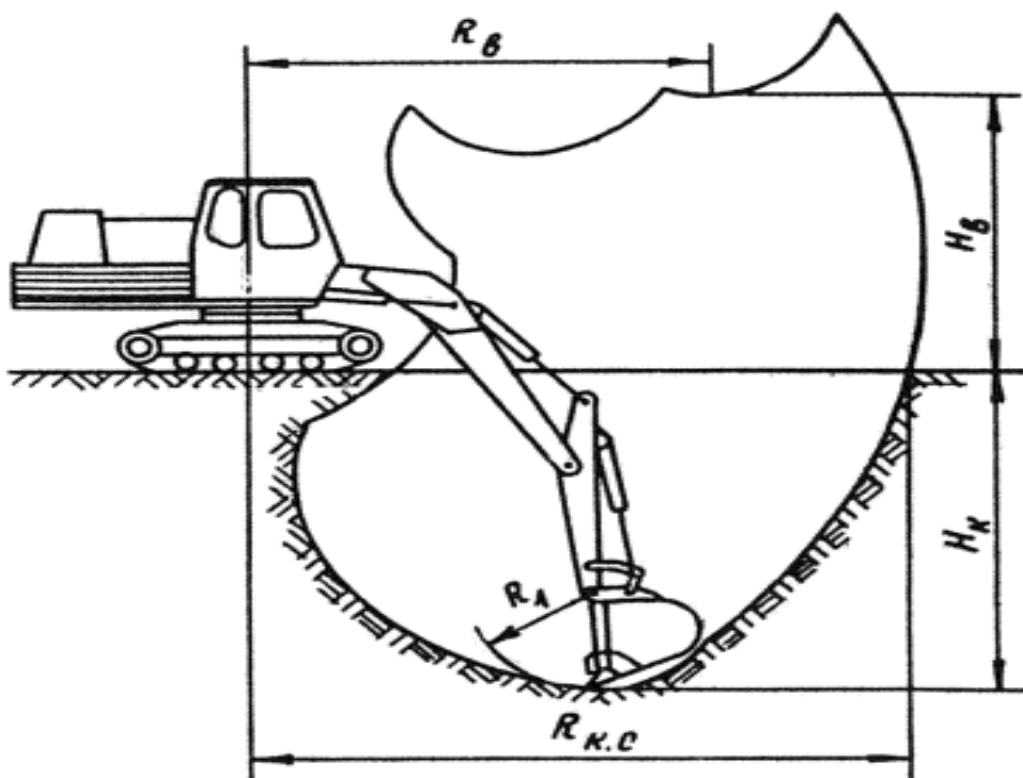


Схема застосування екскаватора зі зворотною лопатою і ковшем об'ємом $0,5$
м²

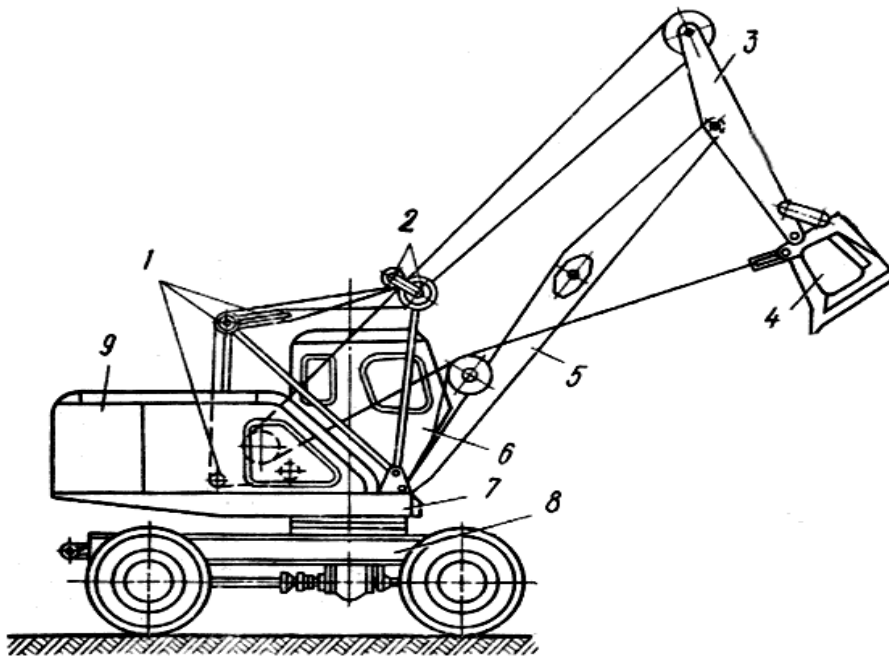


Схема застосування екскаватора зі зворотною лопатою і ковшем об'ємом **0,4 м²**

- 1.Стріловий кран
2. Блоки додаткової стійки
- 3.Рукоять
- 4.Ковш
- 5.Стріла
- 6.Кабіна
- 7.Поворотна платформа
- 8.Ходова рама
- 9.Капот

Тривалість роботи на об'єкті:

Е – 5015 А
$$T_{\phi} = \frac{394}{121} = 3,25 \text{ м/зм}$$

Е – 302 Б
$$T_{\phi} = \frac{394}{143} = 2,75 \text{ м/зм}$$

Собівартість екскаватора:

$$E - 5015 A \quad C = 14,40 + \left(\frac{2144}{400} + 9,60 \right) \bullet 3,25 = 63,02 \text{ грн.}$$

$$E - 302 B \quad C = 14,40 + \left(\frac{2360}{400} + 10,93 \right) \bullet 2,15 = 49,88 \text{ грн.}$$

По собівартості і тривалості роботи екскаватора приймаємо екскаватор із зворотною лопатою і ємністю ковша $0,4 \text{ м}^2$ – E – 302 Б.

6. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

Кошторисна документація на будівництво приватного медичного закладу в м. Вінниця складена в програмному комплексі АВК – 5 із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (*РЕКН*) (*ДСТУ Б Д.2.2*);
 - Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи - індивідуальні норми;
 - Ресурсних елементних кошторисних норм на монтажні роботи (*РЕКНМУ*) (*ДСТУ Б Д.2.3*);
 - Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи (*РЕКНр*) (*ДСТУ Б Д.2.4*);
 - Збірника єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції (*ЗЄКЦ-97*) (*ДБН IV-4-97*);
 - Збірника єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції - індивідуальні норми;
 - Каталогів поштучних виробів, конструкцій, типових вузлів і деталей;
 - Прейскурантів на устаткування і матеріали;
 - Збірника цін на перевезення ґрунту;
 - Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (*ДСТУ*);
- Кошторисна вартість будівництва визначена відповідно до *ДСТУ Б Д.1.1-1:2013* «Правила визначення вартості будівництва». Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України. Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників *ДСТУ Б Д.1.1-1:2013*.

Кошторис у сумі 191,128 тис.грн.

Затверджено

Замовник

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“ ” 20__ р.

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 1-1

на будівництво : Приватна клініка

Кошторисна вартість об'єкта

58,620 тис.грн.

Кошторисна трудомісткість

4,173 тис.люд.-год.

Кошторисна заробітна плата

8,586 тис.грн.

Вимірник одиничної вартості

Будівельні обсяги

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 1-1-1	на Підготовчий період	0,711	-	-	-	0,711	0,010	0,125	-
2	Л.кошторис 1-1-2	на Нульовий цикл	23,715	-	-	-	23,715	0,905	11,672	-
3	Л.кошторис 1-1-3	на Оздоблювальні роботи	74,194	-	-	-	74,194	3,258	46,789	-
		Всього:	98,620	-	-	-	98,620	4,173	58,586	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	3,057	-	-	-	3,057	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	1,190	-	-	-	1,190	-	-	-
6	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	2,572	2,572	-	-	-
7	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	5,226	5,226	-	-	-
8	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	1,650	1,650	-	-	-
		Разом:	102,867	-	-	9,448	112,315	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	34,871	-	-	-	34,871	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	8,044	8,044	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	3,703	-	-	0,340	4,043	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Разом крім ПДВ	141,441	-	-	17,832	159,273	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	31,855	31,855	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Всього по кошторису	141,441	-	-	49,687	191,128	-	-	-
		Зворотні суми	-	-	-	-	0,459	-	-	-
		у тому числі:								
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	0,459	-	-	-

Директор (або головний інженер) _____ .
 проектної організації

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

(назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 51,128 тис.грн.
У тому числі зворотних сум 0,459 тис.грн.

± (посилання на документ про затвердження)

“ ___ ” _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Приватна клініка

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1-1	Глава 1. Підготовлення території будівництва гімназія	98,620	-	-	-	98,620

		Разом по главі 1:	98,620	-	-	-	98,620
		Разом по главах 1-7:	98,620	-	-	-	98,620
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	3,057	-	-	-	3,057

		Разом по главі 8:	3,057	-	-	-	3,057

1	2	3	4	5	6	7	8
		Разом по главах 1-8:	101,677	-	-	-	101,677
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Глава 9. Інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	1,190	-	-	-	1,190
		Разом по главі 9:	1,190	-	-	-	1,190
		Разом по главах 1-9:	102,867	-	-	-	102,867
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	2,572	2,572
		Разом по главі 10:	-	-	-	2,572	2,572
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	5,226	5,226
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	1,650	1,650
		Разом по главі 12:	-	-	-	6,876	6,876
		Разом по главах 1-12:	102,867	-	-	9,448	112,315
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	34,871	-	-	-	34,871
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	8,044	8,044
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	3,703	-	-	0,340	4,043
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-
		Разом	141,441	-	-	17,832	159,273
		Разом крім ПДВ	141,441	-	-	17,832	159,273

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	31,855	31,855
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	141,441	-	-	49,687	51,128
		Зворотні суми	-	-	-	-	0,459
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	0,459

Директор (або головний інженер) _____ .

проектної організації

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

Висновки

Після проведення розрахунку усіх видів робіт та операцій при будівництві, за допомогою програмного комплексу АВК-5, а також з урахуванням усіх витрат можна сказати що даний проект є економічно доцільним для будівництва. При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування у відповідності з ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва».

1. Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку
7,78 грн./люд.-г;

2. Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат
3,37 грн./люд.-г;

Загальна кошторисна трудомісткість 223,8 тис. люд.-г;

Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається
у прямих витратах 190,2 тис. люд.-г;

Загальна кошторисна заробітна плата 3890,20 тис. грн.;

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

Заробітна плата для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,75 люд.-г та розряді робіт 3,8 складає 8400,00 грн;

Заробітна плата машиністів, зайнятих на керуванні та обслуговуванні будівельних машин та механізмів, для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,75 люд.-г та розряді робіт 3,8 складає 10600,00 грн;

Всього за зведеним кошторисним розрахунком 51,128 тис. грн.;

у тому числі:

Підготовлення території будівництва 1,620 тис. грн.;

Тимчасові будівлі і споруди 3,057 тис. грн.;

інші витрати 1,190 грн.;

податок на додану вартість 11,855 грн.

7. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

7.1 Охорона праці

Охорона праці в будівництві це система взаємопов'язаних законодавчих, соціально-економічних, технічних екологічних, гігієнічних і організаційних заходів, мета яких убезпечити здоров'я працівників від виробничих шкідливо стей і нещасних випадків і забезпечити найбільш сприятливі, умови, що сприяють підвищенню продуктивності праці і якості робіт.

1. Закон України "Про охорону праці" від 1992 р.
2. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».
3. "Перелік нормативних документів в області будівництва, які діють на території України", затверджені Мінбудархітектури України від 10.03.94 р. №45.
4. Закон України "Про пожежну безпеку" від 1993р.
5. "Правила влаштування і безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів".
6. Закон України "Про забезпечення санітарного і епідеміологічного благополуччя населення" від 1994 р.
7. Закон України "Про загальнообов'язкове державне страхування від нещасних випадків на виробництві і професійних захворювань, що викликають втрату працездатності" від 2001 р.
8. ГОСТ 12.1.004-75 при виробництві зварювальних і інших вогнебезпечних робіт.
9. СНиП 3.08-01-85 "Механізація строительного производства. Рельсовые пути башенных кранов".

7.1.1 Нормативи про свій робочий майданчик

Будівельний майданчик повинен бути розміщений в межах, відведених під забудову. У разі потреби на час будівництва використовується додаткова територія, відведення якої узгоджується з її власником.

Огорожа майданчика повинна забезпечити безпеку осіб, що рухаються вулицями, проїздами і проходами громадського користування поблизу будівництва.

При розробці котлована в зоні проходження підземних комунікацій слід запросити представника організації, що їх експлуатують.

В розроблених котлованах роблять відкоси, вертикальні стінки тимчасово кріплять.

Рухаючись по відсипаному насипу, транспортні та земляні машини не повинні наближатися до бровки на відстань 0.5 м . При роботі в нічний час робочі місця освітлюються.

Спуск і підйом робітників з котлована здійснюється з допомогою драбин шириною 0.8м з перилами. Від бровки встановлюється огорожа з попереджувальними надписами.

Розробляючи ґрунт екскаватором, робочим забороняється знаходитися під ковшом або стрілою і працювати зі сторони забою. Пересуватися екскаватор повинен лише по рівній поверхні.

Бульдозеру, при розробці ґрунту, забороняється повертати завантаженим або зануреним ковшом. Також забороняється висувати відвал за бровку відкосу виїмки.

На автомобілі ґрунт навантажують зі сторони заднього або бокового борту.

При виконанні кам'яної кладки необхідно дотримуватися технологічних карт з інженерними заходами (безпечне транспортування матеріалів, встановлення риштування і підлостей, вимоги техніки безпеки що до захисних зон в т. д.).

Цеглу слід подавати на робоче місце пакетами на піддонах при допомозі захватів з огороженнями, які виключають падіння цегли.

Риштування і підмості повинні бути стійкими і міцними. Стояки трубчатих риштувань потрібно встановлювати на дощаті прокладки товщиною 50 мм, які укладаються на сплановану смугу і прикріплюються до стіни крюками за анкери, які заробляються в ній по ходу кладки.

Над входами в сходові клітки необхідно влаштовувати навіси розмірами в плані 2·2 м.

Робочий настил риштувань безпосередньо огорожують інвентарними решітчастими щитами, а підмості –перилами висотою не менше 1 м.

До початку кладки на наступному поверсі повинні бути встановлені сходові площадки і марші, а також балкони і до них приварені огороження.

До монтажу конструкцій допускаються робітники після проходження з ними ввідного інструктажу.

До монтажних і зварювальних робіт на висоті допускаються монтажники і зварювальники-верхолази, які мають медичну справку про стан здоров'я. До верхолазних робіт допускаються монтажники, які мають розряд не нижче четвертого і стаж не менше 1 року.

На будівельному майданчику і будинку, який будується, повинні бути попереджуючі надписи, виділені небезпечні зони, огорожені пройоми, а робочі місця при виробництві в нічний час – достатньо освітлені.

Всі робітники, які приймають участь в монтажних роботах, повинні носити каски; при роботі на висоті вони повинні надівати пояси, які кріпляться до надійно встановлених елементів і конструкцій.

Монтажні крани повинні бути встановлені на надійній і чітко вивіреній основі. Кожен кран повинен бути обладнаний автоматичним пристроєм для обмеження вантажопідйомності, а його сталеві канати слід періодично перевіряти.

При вітрі в 6 балів зупиняються монтажні роботи, пов'язані з роботою кранів, а також на висоті в відкритому місці. Монтуючі конструкції, в безпосередній близькості від місця їх підйому, при сильному вітрі утримуються за допомогою розтяжок.

При вітрі більше 5 балів зупиняється монтаж листових конструкцій.

Забороняється вести зварювальні роботи під дощем, під час грози, сильного снігопаду і вітрі (більше 0.5 м/с). Зварювальник повинен працювати в спецодязі і з монтажним поясом.

Для забезпечення проведення робіт у нічний час доби повинно бути влаштоване штучне освітлення за [ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»](#).

Вимоги до нього:

1. Висота підвісу світильників над рівнем робочого майданчика не нижче 2,5 м. При неможливості виконання цієї вимоги - напруга в освітлювальній мережі повинна бути не більше 72 В.

2. Створювана штучна освітленість повинна становити:

- робочої ділянки - не менше 25 лк;
- площі складування - 10 лк;
- під'їзні шляхи - 1 лк;
- загальне освітлення - 2 лк.

На будівельному майданчику небезпечними зонами є:

- місця неізольованих струмопровідних частин;
- необгороджені перепади по висоті вище 1,3 м і більше;
- місця переміщення машин і обладнання, їх елементів і робочих органів;
- місця зберігання шкідливих речовин, які можуть створити концентрації їх у повітрі вище ГДК;
- місця можливого падіння предметів з висоти.

Щоб уникнути доступ сторонніх осіб, небезпечні зони повинні бути захищені огорожами.

Захисними огорожами є пристрої, які запобігають ненавмисному доступу людей в небезпечну зону.

Для забезпечення безпечних умов роботи в зимових умовах необхідно:

1. Під'їзні шляхи і пішохідні доріжки своєчасно очищати від снігу і посипати піском або золою.
2. Місця складування будівельних матеріалів необхідно повністю очищати від снігу і льоду. Інакше штабелі конструкцій при підтаванні можуть обвалитися і викликати НВ.
3. Періодично видаляти крижані бурульки, які утворилися, над входами в будівлі, тротуарами, місцями проходів і проїздів.
4. Щоб уникнути обвалення покрівель від снігового навантаження дахи необхідно очищати від снігу і льоду, заздалегідь захистивши небезпечну зону скидання снігу.
5. Для захисту робітників від несприятливих метеорологічних умов необхідно передбачити приміщення для обігріву працюючих розмірами, визначеними з розрахунку 0,1 м² на одну людину в найчисленнішій зміні, але не

менше 8 м². Температура повітря в цих приміщеннях повинне бути не нижча за +22°C.

У літній період велику небезпеку створюють розряди атмосферної електрики. Тому для захисту працюючих необхідне виконання комплексу заходів від дії блискавки та її вторинних проявів.

На будівельних об'єктах найчастіше влаштовують блискавковідводи стрижневого типу. Їх встановлюють на кутах об'єкта, який зводиться, на відстані один від одного не більше 20 м. Кожний блискавковідвід повинен мати самостійний струмовідвід, приєднаний до заземлення з опором не більше 20 Ом.

З наближенням грози на всіх будівельних майданчиках, кранах, екскаваторах та інших будівельних машинах всі роботи повинні бути припинені, а робітники, відключивши приймачі струму, зобов'язані укритися в приміщеннях, які мають засоби блискавкозахисту.

7.1.2 Розрахунок вентиляції

Розрахункова місткість глядацького залу складає $342/0,50=600$ чол. Згідно проекту для актового залу передбачено встановлення окремої вентиляційної системи для забезпечення належної вентиляції згідно діючих норм.

Для приміщень, в яких відсутні виділення шкідливостей, розрахунок вентиляції здійснюється залежно від максимальної кількості людей що можуть перебувати у приміщенні.

Необхідна кількість повітря (м³ /год), яка забезпечує відповідність параметрів повітря робочої зони нормованим значенням, визначається за наступною формулою:

$$L = L' N \quad (6.1.)$$

де L' – нормативна кількість повітря на одну людину, яка залежить від питомого об'єму приміщення, м³ / (год·люд);

N – кількість людей.

Питомий об'єм приміщення V_n , (м³ /люд), визначається за формулою

$$V_n = V / N, \quad (6.2.)$$

де V – об'єм приміщення, м^3 . Величина нормативної кількості повітря V' визначається за таблицею В.5 відповідного ДБН.

Визначаємо вільний об'єм приміщення:

$$V = S \cdot H \cdot 0,85 = 342 \cdot 3,5 \cdot 0,50 = 598 \text{ м}^3$$

де H - висота приміщення;

S -площа приміщення.

Питомий вільний об'єм складає:

$$V' = V / N = 598 / 600 = 0,9 \text{ м}^3 / \text{люд} < 20 \text{ м}^3 / \text{люд}.$$

Нормована кількість повітря на одну людину за табл. В.5 при $V' < 20 \text{ м}^3 / \text{люд}$ становить $30 \text{ м}^3 / (\text{год} \cdot \text{люд})$.

Найменша необхідна кількість повітря для вентиляції: $L = L' \cdot N = 30 \cdot 600 = 18000 \text{ м}^3 / \text{год}$.

Розрахована система вентиляції забезпечить виконання нормативних вимог з якості повітря робочої зони.

Допускається децентралізований приплив не підігрітого зовнішнього повітря при забезпеченні нормальних параметрів внутрішнього повітря. З навчальних приміщень (кабінетів, кладовок,) забезпечена природна однократна витяжка, витяжка решти повітря – через рекреаційні приміщення з наступною витяжкою через витяжні шафи з санвузлів.

7.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

У законодавстві України надзвичайною ситуацією (НС) вважають порушення нормальних умов життя й діяльності людей на об'єкті або території, спричинене аварією, катастрофою, стихійним лихом, епідемією, епізоотією, епіфітотією, великою пожежею, застосуванням засобів ураження, що призвели або можуть призвести до людських і матеріальних втрат.

Правову основу забезпечення безпеки за надзвичайних ситуацій складають Конституція України, Закони України «Про правовий режим території, що зазнала радіоактивного забруднення внаслідок Чорнобильської катастрофи», «Про правовий режим надзвичайного стану», «Про зону надзвичайної екологічної ситуації» від 17 грудня 1993 р., «Про пожежну безпеку» від 18 січня 2001 р., «Про об'єкти підвищеної небезпеки» від 28 жовтня 1996 р., Положення «Про Міністерство України з питань надзвичайних ситуацій у справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», Програма запобігання та реагування на надзвичайні ситуації техногенного і природного характеру на 2000—2005 роки, затверджена Постановою Кабінету Міністрів України від 22 серпня 2000 р. тощо.

7.2.1 Стійкість будинку культури в надзвичайних ситуаціях

Будівництво будівлі виконується для задоволення потреб населення міста Вінниця. Будівництво ведеться в сейсмічно-активному районі з сейсмічністю 7 балів.

Будівництво будинку відбувається на ґрунтах першої категорії- глина з галькою середньої уламковості, не приводить до їх зсуву. Стійкість фундаментів забезпечується влаштуванням відкосів котловану необхідної крутизни на початку будівництва. Також ці ґрунти не є схильні до повзучості, тому при підтопленнях стійкість споруди залишається незмінною.

Для запобігання підтоплення ґрунтів водами навколо будівельного об'єкту передбачається кільцевий дренаж, який буде забезпечувати відвід ґрунтових вод з місця будівництва і, пізніше, знаходження будинку. Дренаж виконується на відстані 5 м від будинку і відлив води з нього передбачається в пониженій частині рельєфу-за будинком, де немає ніяких споруд. Вода відводиться по трубах в водозбірні колектори.

Відвод дощових і поверхневих стоків відбувається через внутрішній водовідвід і наземні каналізаційні канали. Водозбірні воронки для дощових стоків розміщуються вздовж повздовжніх стін на відстані 1.5 м одна від одної. Каналізаційні канали робляться біля відмостки, на відстані 7 м одна від одної навколо всього будинку.

Для запобігання значних і небезпечних руйнувань при дії землетрусів в конструктивній частині передбачається жорстке з'єднання стиків між колонами і ригелями, плити перекриття з'єднуються між собою випусками арматури і обетонуються, що перетворює перекриття в жорсткий диск, який забезпечує більшу жорсткість будівлі в цілому. При дії землетрусу персоналу необхідно залишити будинок за допомогою сходових кліток, евакуаційних драбин і знаходитися на незабудованому майданчику. Після дії землетрусу будинок може бути відреставрований, налагоджені всі інженерні комунікації і далі використовуватися за призначенням.

Водопостачання в будинок культури здійснюється з міської водопровідної системи централізовано. У випадку виникнення на території надзвичайних ситуацій передбачено влаштування автономних (резервних) джерел водопостачання – виконується декілька свердловин, з яких здійснюється аварійне водопостачання. Газопостачання також здійснюється з міської газової станції. На випадок надзвичайної ситуації для газової мережі встановлюються аварійні засувки, що дають змогу перекрити подачу газу.

На випадок землетрусу так само передбачається влаштування резервного телефонного зв'язку. Резервне електропостачання здійснюється від генераторної електронної установки потужністю 50 кВт

Актовий зал, який знаходиться в будинку культури, має виходи безпосередньо на вулицю і один у вестибуль.

Кількість евакуаційних виходів та їх розміщення відповідає вимогам СНиП 2.01.02-85 „протипожежні норми” та СНиП 2.08.02-85 „Общественные здания и сооружения”.

Напрямок відкривання дверей відповідає напрямку евакуації людей з приміщень: з великих приміщень, де велика кількість людей – в коридор; з малих приміщень – в середину приміщення. Ширина коридорів 1.5 м і є більшою за

розрахункову ширину шляху евакуації. Ширина сходової клітки задовольняє умови необхідні для евакуації і дорівнює 2.2 м.

На покрівлі і в місцях перепадів висот передбачено пожежні драбини, які розташовуються на висоті 2.5 м від поверхні землі.

Висновок. Будинок будується у сейсмічно-активній зоні, тому всі конструкції розраховуються на дію сейсмічних навантажень. Саме тому при дії сейсмічності до 8 балів пошкодження будинку і конструкцій відбуватися не повинно.

БІБЛІОГРАФІЯ:

1. ДБН 360-92** Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень.
2. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві. Основні положення
3. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
4. ГОСТ 21807-76. Бункери (бадді) переносні місткістю до 2 куб.м для бетонної суміші. Загальні технічні умови
5. ДБН В.2.2-15-2005 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення
6. ДБН В.1.1.7–2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва
7. ДБН В.2.5-27-2006. Інженерне обладнання будинків і споруд. Захисні заходи електробезпеки в електроустановках будинків і споруд.
8. ДСТУ Б В.2.6-193 2013 Захист металевих конструкцій від корозії
9. ДСТУ Б В.2-6-53:2008 Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови.
10. ДСТУ Б В.2.6-62:2008. Марші та сходові площадки залізобетонні. ТУ
11. ДСТУ Б В.2.6-55:2008. Перемички залізобетонні для будівель з цегляними стінами
12. ДСТУ Б В.2.6-65:2008 Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови.
13. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови
14. ДСТУ Б В.2.8-8-96. Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент. Машина та обладнання для механізації штукатурних робіт в будівництві. Загальні технічні вимоги.
15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві. Основні положення

16. Кархут І. І. Проектування та будівництво в районах з підвищеною сейсмічною активністю : навч. посіб. / І. І. Кархут. – Львів : НУ «Львівська політехніка», 2012. – 172 с.

17. Термінологічний словник-довідник з будівництва та архітектури / Шмиг Р.А. та ін. (2011).

18. Карапузов Є.К., Соха В.Г., Остапченко Т.Є. – Матеріали і технології в сучасному будівництві. Підручник 2004.

19. Козяр М. М., Фешук Ю. В. Комп'ютерна графіка: AUTOCAD : навч. посіб. / М. М. Козяр, Ю. В. Фешук. – Херсон : Олді-плюс, 2015. – 304 с.

20. Машошина Т. В. Смета. Проектирование. Строительство. / Т. В. Машошина. – Херсон : Олді-плюс, 2015. – 136 с.

21. Гетун Г.В. Архітектура будівель та споруд. Книга 1: Основи проектування : підручник / Г. В. Гетун. – К. : Кондор, 2012. – 380 с.

22. Будівельне матеріалознавство : підручник / [Кривенко П. В., Пушкарьова К. К., Барановський В. Б. та ін.]. – 3-тє вид., перероб. та доповн. – К. : Ліра-К, 2014. – 624с