

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М.БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра будівельних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

МЕДИЧНИЙ ЦЕНТР В М. ОДЕСА

Розробив: студент 3 курсу, групи ПЦБ 2023-1у
спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”
ОПП “Промислове та цивільне будівництво”
Гусаков Владислав Георгійович

Керівник: канд. техн. наук, доц. Псурцева Н.О.

Рецензент: канд. техн. наук, доц. Лугченко О.І.

2026 рік

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ:

В.о. завідувача кафедри БК

 доц. Спіранде К.В.
“01” червня 2026 року

**З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА
СТУДЕНТУ**

Гусакову Владиславу Георгійовичу

Спеціальність 192 *Будівництво та цивільна інженерія*

Освітня програма – *Промислове та цивільне будівництво*

Тема дипломної роботи: *Медичний центр в м. Одеса*, затверджена наказом ректора ХНУМГ від “26” травня 2026 р. № 447-03.

Термін подання завершеної роботи на кафедру “15” червня 2026 р.

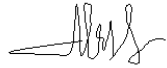
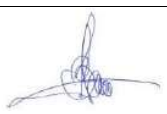
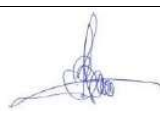
Вихідні дані до дипломної роботи: *інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення.*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): *архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, розділ технології будівельного виробництва, розділ охорони праці.*

Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов’язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: *фасади будівлі, генплан, плани поверхів, розрізи будівлі;*
- розрахунково-конструктивна частина: *креслення конструктивних елементів будівлі (фундамент під колони, залізобетонні колони каркасу, залізобетонні ригелі, діафрагми жорсткості);*
- технологічні рішення та організація будівництва: *технологічна карта на монтаж конструкцій типового поверху.*

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Завальний О.В.		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини	Александрович В.А.		
	Розрахунок надземної частини	Псурцева Н.О.		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Ватуля Г.Л.		
4. Охорона праці		Косенко Н.О.		
Нормоконтроль		Пустовойтова О.М.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	01.06.2026-15.06.2026	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	01.06.2026-15.06.2026	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	01.06.2026-15.06.2026	виконано
4. Охорона праці	01.06.2026-15.06.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи



канд. техн. наук, доц. Псурцева Н.О.

Завдання прийняв до виконання



Гусаков В.Г.

Дата видачі завдання “01” червня 2026 р.

ЗМІСТ

1	АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	6
1.1	Вихідні дані для проєктування	6
1.2	Генеральний план ділянки	6
1.3	Об'ємно-планувальне рішення будівлі	7
1.4	Конструктивне рішення будівлі	9
1.5	Інженерне обладнання будівлі	11
1.6	Теплотехнічний розрахунок огорожувальних стін з урахуванням теплотехнічних вимог	11
2	РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	14
2.1	Розрахунок надземної частини будівлі	14
2.1.1	Обґрунтування розрахункової схеми	14
2.1.2	Навантаження на конструктивні елементи будівлі	15
2.1.3	Розрахунок та конструювання колони	18
2.1.4	Розрахунок і конструювання ригеля	22
2.1.5	Розрахунок і конструювання діафрагми жорсткості	30
2.2	Розрахунок підземної частини будівлі	30
2.2.1	Загальні відомості	30
2.2.2	Оцінка ґрунтових умов ділянки забудови	32
2.2.3	Збір навантажень	35
2.2.4	Розрахунок і проєктування пальових фундаментів	38
3	ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	46
3.1	Характеристика умов будівництва	46
3.2	Обґрунтування та вибір оптимальних рішень щодо організації, механізації та технології виконання будівельно-монтажних робіт	46
3.3	Технологічна карта на монтаж конструкцій типового ярусу	53
3.3.1	Область застосування	53
3.3.2	Організація та технологія будівельного процесу	53

3.3.3 Матеріально-технічні ресурси	55
3.3.4 Заходи з охорони праці на майданчику	57
4 ОХОРОНА ПРАЦІ	58
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	58
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек	59
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування	63
4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування	65
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	70

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані для проєктування

Будівництво медичного реабілітаційного центру проводиться у м. Одеса. У районі будівництва переважає північний вітер. Сейсмічний район – 7 балів.

Ділянка будівництва знаходиться у курортному районі та визначена генеральним планом міста. У районі будівництва знаходяться парки, санаторії, будинки відпочинку тощо. Поряд із ділянкою немає виробництв. Ділянка знаходиться за 5 хвилин ходьби від моря.

Ділянка будівництва та прилеглі до нього території мають спокійний рельєф. На прилеглій території знаходиться житлова забудова, що вже склалася, з 5-ти і 9-ти поверхових будинків.

1.2 Генеральний план ділянки

Ділянка будівництва правильної форми, з розмірами у плані – 122×104 м. Фасадна сторона ділянки виходить на вулицю Сонячна та орієнтована на північ. Між ділянкою будівництва та прилеглими територіями проходять автодороги. Прилеглі вулиці мають невелику щільність (інтенсивність) руху.

Будівля розташована в глибині ділянки та орієнтована фасадом на північ. Орієнтацію будівлі прийнято відповідно до норм орієнтації вікон приміщень лікарень. Мінімальна відстань від корпусу до червоної лінії – 20 м. Біля в'їзду на ділянку передбачено відкриту автостоянку, площею близько 400 м². Перед головним входом в центр влаштований майданчик для відвідувачів із газонами та лавами. За головними корпусами влаштована садово-паркова зона з алеями для прогулянок, шириною 2 м, альтанками та квітниками. Усі алеї та майданчики викладені фігурною тротуарною плиткою.

Навколо корпусу, на відстані 12 м, влаштований проїзд, шириною 3,5 м із тротуарами, призначений для автотранспорту центру та спецтехніки. Покриття

автостоянки, проїзду та тротуарів виконано з асфальтобетону. Територія центру огорожена та має 2 входи (парадний та службовий) та 2 в'їзди. На в'їздах та на службовому вході встановлено прохідні.

Озеленення території виконано листяними та хвойними деревами, що високо ростуть, чагарниками, квітами і травою. Перед головним входом посаджені хвойні дерева та квітник. Садово-паркова зона посаджена листяними та хвойними деревами, чагарниками, квітами та травою.

Техніко-економічні показники генерального плану наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники генерального плану

Найменування показників	Одиниці вимірювання	Кількість
Площа ділянки	га	1,27
Площа забудови	м ²	1774,1
Площа відмосток та тротуарів	м ²	2286,1
Площа озеленення	м ²	8627,8
Коефіцієнт забудови		0,14
Коефіцієнт озеленення		0,68

1.3 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Будівля медичного реабілітаційного центру запроєктована у вигляді трьох блоків, пов'язаних між собою композиційно, технологічним та інженерним обладнанням, розташованих між собою у “шаховому” порядку. Крайні блоки мають однакові розміри в плані – 26,4 × 21 м, а середній – 24 × 21 м. Будівля має 4 поверхи, підвал та технічний поверх. Висота поверхів – 3,3 м.

Середній блок та перші поверхи крайніх є адміністративною частиною. Тут знаходиться основна частина кабінетів, приймальні, процедурні, їдальня, буфет тощо. На 2 – 4 поверхах правого крила розташовані операційні, координаторські,

наркозні та приміщення допоміжного призначення. Ліве крило – палати стаціонару (на 1, 2 та 3 ліжка), санвузли.

Ширина приміщень, згідно з [14]: для одноліжкових палат – 2,9 м, кабінетів лікарів та коридорів палатних відділень – 2,4 м, перев'язувальних та процедурних – 3,2 м, операційних – 5 м, коридорів в операційному блоці – 2,8 м, коридори адміністративно-.

Основні приміщення центру мають природне висвітлення. Другим або штучним світлом висвітлюються санітарні вузли, складські приміщення, фотолaborаторія, гігієнічні ванни, душові для персоналу, кімнати особистої гігієни жінок, наркозні, передопераційні, апаратні. Коридори палатних відділень висвітлюються природним світлом через вікна, розміщені у торцевих стінах коридорів.

Орієнтація з боків світла вікон приміщень центру прийнято згідно з [14]:

- палати – орієнтація на Ю, ЮВ, В; С та СЗ – не більше 50% кількості ліжок у відділенні;
- операційні – орієнтація на С, СВ, СЗ.

Усі операційні запроектовано на 1 операційний стіл. Операційний блок має два ізольовані відділення: септичне та асептичне.

У будівлі запроектовані пасажирські та вантажні ліфти, в середньому блоці, та сходові прольоти у кожному блоці.

Техніко-економічні показники будівлі наведено в таблиці 1.2

Таблиця 1.2 – Техніко-економічні показники будівлі

Найменування показників	Одиниці вимірювання	Кількість
Будівельний об'єм	м ³	29030,4
Загальна площа	м ²	9918,7
Корисна площа	м ²	5002,0
Коефіцієнт К-1		0,504
Коефіцієнт К-2		5,804

1.4 Конструктивне рішення будівлі

Будівлю Медичного реабілітаційного центру запроектовано каркасною з цегляними самонесучими зовнішніми стінами. Просторова стійкість будівлі забезпечується власною роботою діафрагм жорсткості та дисків перекриттів.

Величина постійних та тимчасових навантажень на перекриття та відповідні коефіцієнти перевантажень прийняті за [4].

У проєкті передбачено застосування індустріальних виробів за діючими серіями типових конструкцій та деталей будівель.

Фундаменти. Монолітні залізобетонні ростверки на палях.

Елементи каркасу. Каркас будівлі із збірних залізобетонних елементів. Колони перетином 400 × 400 мм. У залізобетонних збірних конструкціях усі металеві деталі та з'єднання захищені шаром цементного розчину марки 100 товщиною 25 мм; відкриті металеві конструкції та деталі, що знаходяться в будівлі, пофарбовані олійною фарбою за 2 рази по ґрунту із залізного сурика на натуральній оліфі.

Перекриття. Перекриття та покриття – збірні залізобетонні. До встановлення перегородок порожнини ребристих та монолітних ділянок перекриттів заповнюються керамзитом марки 50, $\gamma = 1200 \text{ кгс/м}^3$.

Підлоги. Підлоги складаються із звукоізоляції – 25 мм, вирівнюючого шару – 50 мм та покриття (лінолеум, плитка тощо).

Сходи. Збірні залізобетонні та з набірних залізобетонних щаблів. Зовнішні пожежні сходи – сталеві. Щаблі висотою – 150 мм та шириною – 300 мм.

Стіни. Стіни підвалу із збірних бетонних блоків. Конструкція підвальних стін розрахована на зусилля від бічного тиску ґрунту $\gamma_p = 1700 \text{ кгс/м}^2$ та тимчасового навантаження на поверхні землі $P_n = 1000 \text{ кгс/м}^2$.

Зовнішні стіни вище 0,000 - цегляні, самонесучі, товщиною 510 мм.

Всі зовнішні поверхні стін підвалу, а також всі поверхні цегляних стін підвальних каналів і приямків, що стикаються з ґрунтом, покриті гарячим

бітумом за 2 рази. Зворотнє засипання стін підвалу виконується після монтажу перекриттів над ним та улаштування підлог підвалу.

Перемички – монолітні залізобетонні.

Перегородки. На 1 - 4 поверхах - збірні гіпсокартонні (RIGIPS), товщиною 80 та 100 мм. Залежно від призначення монтується на одинарному або подвійному каркасі, з одношаровою або багатошаровою обшивкою, з різним шаром ізоляції по товщині. Комбінуючи перелічені елементи, домагаються необхідних показників по міцності та звукоізоляції. У разі потреби перегородка може нести протипожежну функцію. Монтуються перегородки після закінчення "мокрих" процесів (вирівнювання підлоги нівелір-масою тощо) та нормалізації вологого режиму в приміщенні.

У підвалі та на технічному поверсі – цегляні, в одну цеглу.

Шахти ліфтів із збірних залізобетонних елементів.

Покрівля. Поєднана, рулонна з внутрішнім водостоком, утеплювач – пінобетонні плити завтовшки 150 мм. Розухилка виконується з керамзитового гравію $\gamma = 500 \text{ кгс/м}^3$.

Вікна та двері. Вікна та зовнішні двері – виконані з алюмінієвих термоізованих профілів, відповідають усім вимогам нормативних документів для опалюваних житлових та нежитлових приміщень (по звуко-, теплоізоляції, повітро- та вологонепроникності тощо).

Для скління фасаду застосовується алюмінієва система самонесучих, теплоізованих та економічних конструкцій.

Хол - зимовий сад – виконаний з алюмінієвого профілю з енергозберігаючими склопакетами.

Можлива установка в склопакети декоративних елементів, тонованого та протиударного скла.

Зовнішнє оздоблення будівлі виконане з фасадної червоної цеглини з елементами декоративної штукатурки. Цоколь облицьований природним

каменем. Щаблі фасадного входу облицьовані морозостійкою, декоративною плиткою.

Палати, кабінети, операційні, коридори, холи тощо - забарвлені дисперсійними фарбами. Санвузли, стерилізаційні, мийні та ін. – 1/2 облицьовані плиткою та 1/2 пофарбовані дисперсійними фарбами.

1.5 Інженерне обладнання будівлі

Будівлю медичного реабілітаційного центру обладнано холодним водопостачанням із міського водопроводу, гарячим водопостачанням із бойлера, міською каналізацією, центральним опаленням та електропостачанням із міських електромереж. У будівлі також обладнано міні-АТС.

Вентиляція в будівлі примусова, припливно-витяжна. Приплив повітря до приміщень здійснюється вентиляторами з венткамер, де він попередньо нагрівається або охолоджується. Витяжка здійснюється вентиляторами через венткамеру.

Будівля обладнана одним пасажирським ліфтом, вантажопідйомністю 350 кг та чотирма вантажопасажирськими – вантажопідйомністю 1000 кг.

1.6 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних стін з урахуванням теплотехнічних вимог

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни здійснюється за [21].

Вибір нормативних показників мікроклімату приміщення. У приміщеннях різного призначення мають бути забезпечені нормативні показники мікроклімату:

- лікувальні заклади - $t_b = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$; $\varphi_b = 55\%$; $\Delta t_n = 6\text{ }^{\circ}\text{C}$,

де: t_b – температура повітря у приміщенні;

φ_b – відносна вологість повітря у приміщенні;

Δt_n – нормативний температурний перепад (різниця температури внутрішнього повітря у приміщенні та температури на внутрішній поверхні огорожі).

Вибір нормативного значення R_{qmin} залежить від місця будівництва та конструкції огорожі.

R_{qmin} [$m^2 \cdot K/Вт$] – необхідний опір теплопередачі огородження – є основним нормативним теплотехнічним показником огородження. Його величина залежить від місця будівництва та конструкції огорожі.

Температурна зона місця будівництва: будівництво проводиться у м. Одеса – II температурна зона.

Нормативні значення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій: для стін із цегли $R_{qmin} = 3,5 m^2 \cdot K/Вт$.

Розрахунок загального опору теплопередачі огорожі – R_q

Для забезпечення нормативних параметрів мікроклімату в приміщенні необхідно, щоб виконуватися така умова:

$$R_{\Sigma пр} \geq R_{qmin}, \quad (1.1)$$

де $R_{\Sigma пр}$ [$m^2 \cdot K/Вт$] – приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції (для термічно однорідних огорожувальних конструкцій визначається опір теплопередачі), $m^2 \cdot K/Вт$;

R_{qmin} – мінімальне допустиме значення приведенного опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції чи непрозорої частини огорожувальної конструкції, $m^2 \cdot K/Вт$.

$$R_{\Sigma пр} = \frac{1}{\alpha_e} + R_k + \frac{1}{\alpha_n}, \quad (1.2)$$

де $\alpha_n = 8,7 [Вт/м^2 \cdot K]$ – коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні конструкції, що огорожує;

$\alpha_n = 23 \text{ [Вт/м}^2\cdot\text{К]}$ – коефіцієнт теплопередачі зовнішньої поверхні конструкції, що огорджує;

$R_k \text{ [м}^2\cdot\text{К/Вт]}$ - термічний опір окремих конструктивних шарів огороження.

Для багатошарового огороження термічний опір R_k визначається з виразу:

$$R_k = \delta_1 / \lambda_1 + \delta_2 / \lambda_2 + \dots + \delta_n / \lambda_n = \\ = 0,51 / 0,7 + 0,02 / 0,76 + 0,18 + 0,11 / 0,035.$$

де $\delta_1, \delta_2 \dots \delta_n$ - товщини конструктивних шарів огороження, м;

$\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_n$ – коефіцієнт теплопровідності конструктивних шарів огороження $\text{Вт/м}^2\cdot\text{К}$.

Склад зовнішньої стіни медичного центру, що будується в м. Одеса: цементно-піщаний розчин – 20 мм; цегляна стіна – 510 мм; внутрішній повітряний прошарок – 50 мм; утеплювач Rockwool -110 мм.

Тоді приведений опір теплопередачі дорівнює:

$$R_{\Sigma \text{пр}} = 1/8,7 + 0,51/0,7 + 0,02/0,76 + 0,18 + 0,11/0,035 + 1/23 = 4,23 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт}.$$

$$R_{\Sigma \text{пр}} = 4,23 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт} > R_{q\text{min}} = 3,5 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт}$$

Умова виконується.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок надземної частини

2.1.1 Обґрунтування розрахункової схеми

Основою каркаса, що несе, є плоска 6-ярусна 4-х прогонова рама. Стійки рами постійного перерізу (400×400 мм). Ригелі таврового перерізу, полицею вниз. Кріплення ригелів до стійок виконується за вкороченими консолями. Цей вузол у розрахунковій схемі моделюється шарнірно. Для забезпечення жорсткості рами у своїй площині другий проліт по всіх ярусах заповнений суцільними діафрагмами, товщиною 140 мм. Розрахунок рами виконаний на основі методу кінцевих елементів. При цьому стійки моделюються елементами стрижневого типу (тип 2), ригелі, закріплені шарнірно по кінцях, моделюються так само стрижневими елементами, діафрагми моделюються балками-стінками (тип 21), де кожен вузол має 2 ступеня свободи.

Рама розраховується на 6 варіантів завантаження:

- 1 – дія постійного навантаження;
- 2 – дія снігового навантаження;
- 3 та 4 – два варіанти дії корисного навантаження;
- 5 – дія вітру зліва;
- 6 – дія вітру праворуч.

В результаті розрахунку отримано таблицю внутрішніх зусиль. У стійках ці зусилля обчислені в кінцевих перерізах елемента. У ригелі у 5-ти перерізах по довжині елемента. У балках стінках підвалу та першого поверху (найбільш навантажені) зусилля обчислені у 20-ти кінцевих елементах.

У стійках та ригелях у кожному перерізі отримано три види зусиль:

- 1 – поздовжня сила – N , кН;
- 2 - згинальний момент - M , кН · м;

З – поперечна сила – V, кН.

В елементах балки стінки зусилля обчислені в центрі кожного кінцевого елемента і є напруження:

$$NX \rightarrow \sigma_x; NZ \rightarrow \sigma_z; TXZ \rightarrow \tau_{xy}.$$

Для того, щоб перейти від напруження до зусиль, необхідно елемент інтенсивності помножити на площу.

Для проєктування елементів рами на друк виведені зусилля у кожному навантаженому її елементі від усіх варіантів завантаження.

За цими результатами складається розрахунок поєднання зусиль, що визначають величини екстремальних зусиль. Крім зусиль отримані також величини переміщень вузлів рами від усіх факторів завантаження якими можна судити про деформативний стан споруди.

2.1.2 Навантаження на конструктивні елементи будівлі

а) Постійне навантаження (вага конструкцій):

- вага 1 м.п. стійок перерізом 400 × 400 мм:

$$g_{ст} = A \cdot G \cdot \gamma_f = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 = 4,4 \text{ кН/мп};$$

- вага 1 м.п. ригеля:

$$g_{риг} = A \cdot G \cdot \gamma_f = (0,4 \cdot 0,25 + 0,2 \cdot 0,2) \cdot 25 \cdot 1,1 = 3,85 \text{ кН/мп};$$

- вага 1 м² діафрагми (D = 140 мм):

$$g_{діаф} = G \cdot D \cdot \gamma_f = 25 \cdot 0,14 \cdot 1,1 = 3,85 \text{ кН/м}^2;$$

- навантаження на 1 м.п. ригеля від перекриття:

$$g_{пер} = g_{риг} + g_{пер} \cdot b = 3,85 + 3,34 \cdot 6 = 23,89 \text{ кН/мп};$$

- навантаження на 1 м.п. ригеля від покриття:

$$g_{пок} = g_{риг} + g_{пок} \cdot b = 3,85 + 4,35 \cdot 6 = 29,95 \text{ кН/мп}.$$

Величини моментів, що діють на стійки, від ваги конструкцій через ексцентриситет застосування зусилля від ригеля: $M = R \cdot e = 0,275 \cdot R$.

У кожному вузлі кріплення ригеля визначаємо реакцію R від дії навантаження на 1 м.п. ригеля за формулою $R = 0,5 \cdot l \cdot g$; а потім момент

$$\pm M = 0,275 \cdot 0,5 \cdot l \cdot g = 0,1375 \cdot l \cdot g.$$

Від перекриття:

Вузли 28 , 29 та 36:

$$M_{28} = 0,1375 \cdot 6,0 \cdot 23,89 = 19,71 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Вузли 34 та 35:

$$M_{35} = - M_{28} + 0,1375 \cdot 3,0 \cdot 23,89 = - 19,71 + 9,855 = - 9,855 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Ці моменти зберігають свою величину до 5 поверху включно.

Від покриття:

Вузли 91 , 92 та 99:

$$M_{91} = 0,1375 \cdot 6,0 \cdot 29,95 = 24,71 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Вузли 98 та 97:

$$M_{98} = - M_{91} + 0,1375 \cdot 3,0 \cdot 29,95 = - 24,71 + 12,35 = - 12,35 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

б) Змінне навантаження:

- снігове навантаження ($P_{\text{сн}} = 0,88 \text{ кН/м}^2$; $\gamma = 1,04$; $P_{\text{сн}}^p = 0,92 \text{ кН/м}^2$).

На 1 м.п. покриття:

$$P_{\text{сн}} = P_{\text{сн}}^p \cdot b = 0,92 \cdot 6,0 = 5,52 \text{ кН/м.п.}$$

Вузлові моменти:

Вузли 91 , 92 та 99:

$$M_{91\text{сн}} = 0,1375 \cdot 6,0 \cdot 5,52 = 4,554 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Вузли 98 та 97:

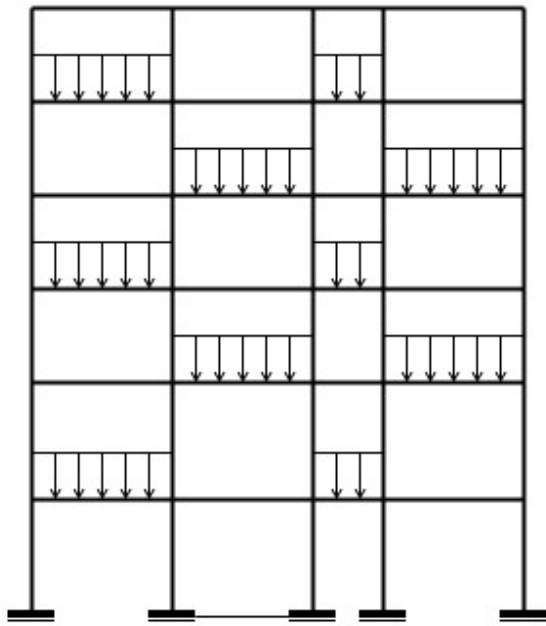
$$M_{98\text{сн}} = - 4,554 + 1,733 = -2,821 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

- корисне навантаження: ($P_{\text{н}} = 2 \text{ кН/м}^2$; $\gamma_f = 1,2$; $p = 2,4 \text{ кН/м}^2$).

Розглянемо два варіанти дії корисного навантаження (рис. 2.1):

2-а: корисне навантаження на всіх ригелях схеми рами;

2-б: корисне навантаження в шаховому порядку згідно зі схемою.



На 1 п.м. ригеля перекриття

$$P = 2,4 \cdot 6,0 = 14,4 \text{ кН.}$$

Вузлові моменти:

Вузли 28, 29 та 36:

$$M_{28}^{\text{ch}} = 0,1375 \cdot 6,0 \cdot 14,4 = 11,88 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Вузли 34 та 35:

$$M_{28}^{\text{ch}} = 0,1375 \cdot 3,0 \cdot 14,4 = -5,94 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Рисунок 2.1 – Схема корисного навантаження на раму

в) Вітрове навантаження (рис. 2.2)

$$W_o^{\text{н}} = 0,46 \text{ кН/м}^2;$$

$$W_o = W_o^{\text{н}} \cdot \gamma_f \cdot b. \quad (2.1)$$

$$W_o = W_o^{\text{н}} \cdot \gamma_f \cdot b = 0,46 \cdot 1,04 \cdot 6,0 = 2,87 \text{ кН/мп.}$$

$$W = 3,39 \text{ кН/м}^2; W^+ = 2,71 \text{ кН/м}^2;$$

$$W^- = 2,03 \text{ кН/м}^2;$$

$$W = 3,16 \text{ кН/м}^2; W^+ = 2,53 \text{ кН/м}^2;$$

$$W^- = 1,90 \text{ кН/м}^2;$$

$$W = 2,93 \text{ кН/м}^2; W^+ = 2,34 \text{ кН/м}^2;$$

$$W^- = 1,76 \text{ кН/м}^2;$$

$$W = 2,88 \cdot C \text{ кН/м}^2;$$

$$W^+ = 2,30 \text{ кН/м}^2;$$

$$W^- = 1,728 \text{ кН/м}^2;$$

$$W = 2,87 \text{ кН/м}^2;$$

$$W^+ = 2,29 \text{ кН/м}^2;$$

$$W^- = 1,722 \text{ кН/м}^2$$

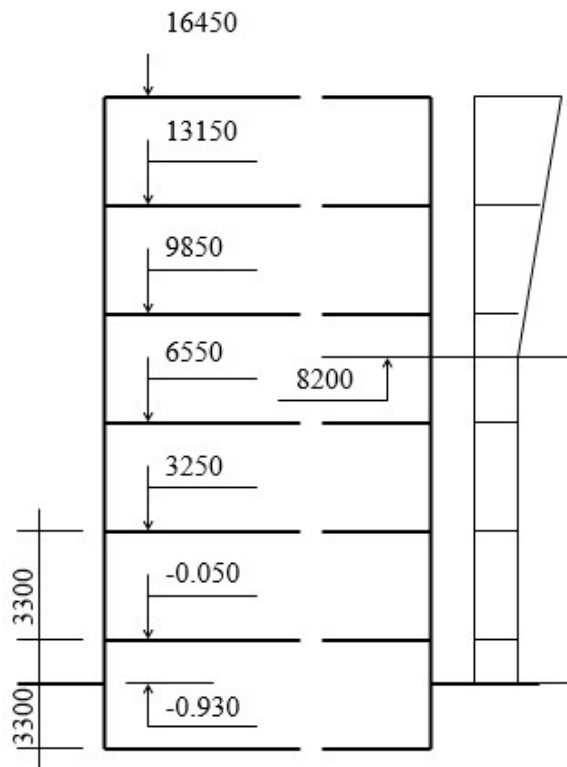


Рисунок 2.2- Вітрове навантаження

2.1.3 Розрахунок та конструювання колони

Робоча висота перерізу $d = h - a = 400 - 40 = 360$ мм.

Розрахунок залізобетонних елементів за міцністю виконують на дію одного з двох видів поєднань навантажень:

- комбінація "а" включає дію всіх навантажень, крім навантажень нетривалої дії;
- комбінація "б" включає і навантаження нетривалої дії.

Так як є зусилля від вітрового навантаження, вважаємо за комбінацією "б", тобто на дію всіх навантажень з коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{b2} = 1,1$ і $f_{cd} = 14,5$ МПа.

Елемент 1

Перевіряємо необхідність розрахунку прогину елемента:

$$l_0 / h = 5000 / 400 = 12,5 > 4.$$

Критична сила

$$N_B = \frac{1,6 \cdot E_{cm} \cdot b \cdot h}{(l_0 / h)^2} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + \delta_1} + 0,1}{3 \cdot \varphi_I} \right] + \mu \cdot \alpha \left(\frac{d + a'}{h^2} \right). \quad (2.2)$$

$$N_B = \frac{1,6 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 0,4 \cdot 0,4}{156,25} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + 0,20} + 0,1}{3 \cdot 1,0} \right] + 0,01 \cdot 7,4 \left(\frac{0,36 + 0,04}{0,4^2} \right) =$$

$$= 6237 \cdot 10^3 \text{ Н} = 6237 \text{ кН}.$$

де: $\varphi_I = 1,0$.

$$e_o = M / N = 16,02 \cdot 10^6 / 648,78 \cdot 10^3 = 24,69 \text{ мм};$$

$$e_a = h / 30 = 400 / 30 = 13,33 \text{ мм} - \text{випадковий ексцентриситет};$$

$$e_o = 24,69 \text{ мм} > e_a = 13 \text{ мм} - \text{в розрахунок враховуємо тільки } e_o;$$

$$\delta_l = e_o / h = 24,69 / 400 = 0,06;$$

$$\delta_{l,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot l_o / h - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot (5000 / 400) - 0,01 \cdot 14,5 = 0,20;$$

$$\delta_l = 0,06 < \delta_{l,\min} = 0,20, \text{ приймаємо } \delta_l = 0,20; \mu = 0,01;$$

$$\alpha = E_s / E_{cm} = 20 \cdot 10^4 / (2,7 \cdot 10^4) = 7,4.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поздовжнього згину:

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 648,78 / 6237) = 1,116$$

$$e_o = 24,69 \cdot 1,116 = 27,55 < 1 / 3 \cdot d = 1 / 3 \cdot 360 = 120 \text{ мм},$$

тобто маємо випадок малих ексцентриситетів.

$$e = 24,69 \cdot 1,116 + (360 - 40) / 2 = 187,55 \text{ мм}$$

Відносна величина поздовжньої сили

$$\alpha_n = \frac{N}{f_{cd} \cdot b \cdot d}. \quad (2.3)$$

$$\alpha_n = \frac{648,78 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 400 \cdot 360} = 0,28;$$

Відносна величина згинального моменту:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}. \quad (2.4)$$

$$\alpha_{m1} = \frac{648,78 \cdot 10^3 \cdot 178,55}{14,5 \cdot 400 \cdot 360^2} = 0,34.$$

$$\delta = a' / d = 40 / 360 = 0,111$$

$$A_s = A'_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta}. \quad (2.5)$$

$$A_s = A'_s = \frac{14,5 \cdot 400 \cdot 360}{365} \cdot \frac{0,34 - 0,28(1 - 0,5 \cdot 0,3)}{1 - 0,111} = 725 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо в кожному каркасі по 2Ø22 А400С ($A_s = 760 \text{ мм}^2$).

Перевіряємо процент армування

$$\mu = (A_s + A'_s) / b \cdot h_o = 2 \cdot 760 / (400 \cdot 360) = 0,0106 > 0,01$$

Умова виконується.

Елемент 31

Перевіряємо необхідність розрахунку прогину елемента:

$$l_o / h = 5000 / 400 = 12,5 > 4.$$

З урахуванням (2.2...2.5) маємо.

Критична сила

$$\begin{aligned}
N_B &= \frac{1,6 \cdot E_{cm} \cdot b \cdot h}{(l_0 / h)^2} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + \delta_1} + 0,1}{3 \cdot \varphi_1} \right] + \mu \cdot \alpha \left(\frac{d + a'}{h^2} \right) = \\
&= \frac{1,6 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 0,4 \cdot 0,4}{156,25} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + 0,20} + 0,1}{3 \cdot 1,0} \right] + 0,01 \cdot 7,4 \left(\frac{0,36 + 0,04}{0,4^2} \right) = \\
&= 6237 \cdot 10^3 \text{ H} = 6237 \text{ кН}.
\end{aligned}$$

де: $\varphi_1 = 1,0$.

$$e_o = M / N = 5,86 \cdot 10^6 / 1036,5 \cdot 10^3 = 5,65 \text{ мм};$$

$$e_a = h / 30 = 400 / 30 = 13,33 \text{ мм} - \text{випадковий ексцентриситет};$$

$$e_o = 5,65 \text{ мм} < e_a = 13 \text{ мм} - \text{в розрахунок враховуємо тільки } e_a;$$

$$\delta_l = e_o / h = 13,33 / 400 = 0,033;$$

$$\delta_{l,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot l_0 / h - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot (5000 / 400) - 0,01 \cdot 14,5 = 0,20;$$

$$\delta_l = 0,033 < \delta_{l,\min} = 0,20, \text{ приймаємо } \delta_l = 0,20; \mu = 0,01;$$

$$\alpha = E_s / E_{cm} = 20 \cdot 10^4 / (2,7 \cdot 10^4) = 7,4.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поздовжнього згину:

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 1036,5 / 6237) = 1,199.$$

$$e_o = 13,33 \cdot 1,199 = 15,98 < 1 / 3 \cdot d = 1 / 3 \cdot 360 = 120 \text{ мм},$$

тобто маємо випадок малих ексцентриситетів.

$$e = 13,33 \cdot 1,199 + (360 - 40) / 2 = 175,98 \text{ мм/}$$

Відносна величина поздовжньої сили

$$\alpha_n = \frac{N}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{1036,5 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 400 \cdot 360} = 0,22;$$

Відносна величина згинального моменту:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1036,5 \cdot 10^3 \cdot 175,98}{14,5 \cdot 400 \cdot 360^2} = 0,45.$$

$$\delta = a' / d = 40 / 360 = 0,111$$

$$\begin{aligned} A_s = A'_s &= \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \\ &= \frac{14,5 \cdot 400 \cdot 360}{365} \cdot \frac{0,45 - 0,22 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,22)}{1 - 0,111} = 937 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Приймаємо в кожному каркасі по 2Ø25 A400C ($A_s = 982 \text{ мм}^2$).

Перевіряємо процент армування

$$\mu = (A_s + A'_s) / b \cdot d = 2 \cdot 982 / (400 \cdot 360) = 0,0136 > 0,01$$

Умова виконується.

2.1.4 Розрахунок і конструювання ригеля

Елемент 43

Розрахунок міцності перерізу, нормальної до поздовжньої осі ригеля, у прольоті

Оскільки стиснена зона розташована вгорі, перетин будемо розглядати як прямокутний шириною $b = 20 \text{ см}$. Робоча висота перерізу, припускаючи діаметр поздовжньої арматури $d_s = 28 \text{ мм}$, $d = 45 - 3 - 0,5 \cdot 2,8 = 40,6 \text{ см}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{np}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}. \quad (2.6)$$

$$\alpha_m = \frac{17230}{1,45 \times 20 \times 40,6^2} = 0,297; \quad \zeta = 0,820;$$

$$A_s = \frac{M_{np}}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d}. \quad (2.7)$$

$$A_s = \frac{17230}{0,820 \times 36,5 \times 40,6} = 12,29 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø28A400C ($A_s = 12,32 \text{ см}^2$).

Перевіряємо процент армування

$$\mu = (A_s / (b \cdot d)) = 12,32 / (20 \cdot 40,6) = 0,015.$$

Монтажну арматуру в стиснутій зоні зверху приймаємо 2Ø12A400C ($A_s' = 2,26 \text{ см}^2$).

Розрахунок міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі ригеля, на опорі

По кінцях ригель має нижні підрізки. Оскільки частину ригеля на висоті підрізки включити в роботу на стиск важко, то в розрахунку приймаємо прямокутний переріз ригеля шириною $b = 20 \text{ см}$ та висотою $h = 30 \text{ см}$. Припускаючи діаметр робочої арматури на опорі 20 мм, робоча висота перерізу $d = 30 - 2 - 0,5 \cdot 2 = 27 \text{ см}$. З урахуванням (2.6, 2.7)

$$\alpha_m = \frac{M_{np}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5500}{1,45 \times 20 \times 27^2} = 0,247; \quad \zeta = 0,856;$$

$$A_s = \frac{M_{np}}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{5500}{0,856 \times 36,5 \times 27} = 6,51 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø22A400C ($A_s = 7,6 \text{ см}^2$).

Перевіряємо процент армування

$$\mu = (A_s / (b \cdot d)) = 7,6 / (20 \cdot 27) = 0,014.$$

Розрахунок міцності перерізу, похилого до поздовжньої осі ригеля

За розрахунковий приймаємо переріз у опори розмірами $b \cdot h = 20 \cdot 30 \text{ см}$, в якому діє розрахункова поперечна сила $V_A = 145 \text{ кН}$. При діаметрі поздовжніх стрижнів 28 мм, поперечні стрижні – Ø10 A400C. Їх крок на приопорній ділянці попередньо приймаємо з конструктивних міркувань $s = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ см}$.

Визначаємо несучу здатність бетону

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}) b \cdot d; \quad (2.8)$$

де $C_{Rd,c} = 0,1385$; $\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12,32}{20 \times 40,6} = 0,015$;

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{406}} = 1,7 < 2; \text{ приймаємо } K = 1,7.$$

$$V_{Rd,c} = (0,1385 \times 1,7 \times \sqrt[3]{100 \times 0,015 \times 18,5}) 200 \times 406 = 57240 \text{ Н} = 57,24 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c2} = (0,035 \sqrt{f_{ck} \cdot K^3}) b d. \quad (2.9)$$

$$V_{Rd,c2} = (0,035 \sqrt{18,5 \times 1,7^3}) 200 \times 406 = 27094 \text{ Н} = 27,09 \text{ кН}.$$

Приймаємо $V_{Rd,c} = 57,24 \text{ кН} < V_{Ed} = 145,0 \text{ кН}$.

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

Визначаємо несучу здатність хомутів

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{s}; \quad (2.10)$$

де $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 40,6 = 36,54 \text{ см}$;

величина $\frac{V_{Ed}}{b \cdot d} = \frac{145000}{200 \times 406} = 1,78$; за графіком (рис. 11) $\cot \theta = 2,5$; $\tan \theta = 0,4$.

$$V_{Rd,s} = \frac{1,57 \times 36,54 \times 28,5 \times 2,5}{15} = 272,5 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}; \quad (2.11)$$

де $\alpha_{cw} = 1,0$ за відсутності попереднього напруження;

$v_1 = 0,6$ для $f_{ck} \leq 60 \text{ МПа}$;

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 20 \times 36,54 \times 0,6 \times 1,45}{2,5 + 0,4} = 219,2 \text{ кН}.$$

Приймаємо менше значення $V_{Rd,s} = 219,2 \text{ кН}$.

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 57,24 + 219,2 = 276,44 \text{ кН} > V_{Ed} = 145,0 \text{ кН}.$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

Розрахунок по утворенню та розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі ригеля в прольоті

Попередньо обчислимо геометричні характеристики приведенного перерізу.

Площа $A_{red} = 25 \cdot 40 + 20 \cdot 20 + 6,9 \cdot (12,32 + 2,26) = 1500 \text{ см}^2$.

Статичний момент щодо нижньої грані

$S_{red} = 20 \cdot 452/2 + 2 \cdot 10 \cdot 252 / 2 + 6,9 (12,32 \cdot 4,5 + 2,26 \cdot 42,4) = 27\,549 \text{ см}^3$.

Відстань від нижньої грані до центру ваги перерізу

$y_{red} = S_{red} / A_{red} = 27549/1500 = 18,4 \text{ см}$.

Момент інерції

$I_{red} = 20 \cdot 453 / 12 + 20 \cdot 45 \cdot 4,12 + 20 \cdot 253 / 12 + 20 \cdot 25 \cdot 5,92 + 6,9 \cdot [(42,4 - 18,4)^2 + 12,32 (18,4)] \text{ см}^4$.

Момент опору $W_{red} = I_{red} / y_{red} = 235889 / 18,4 = 12820 \text{ см}^3$.

Зусилля тріщиноутворення визначається за такою формулою:

$$M_{w,ult} = f_{ctm} \cdot W_{ult}, \quad (2.12)$$

де W_{ult} – пружно-пластичний момент опору, $W_{ult} = \gamma \cdot W_{red}$;

$\gamma = 1,75$ для прямокутних перерізів;

W_{red} – приведений пружний момент опору.

Пружнопластичний момент опору при $\gamma = 1,75$

$W_{ult} = 1,75 \cdot 12820 = 22435 \text{ см}^3$.

$$\begin{aligned} M_{w,ult} &= f_{ctm} \cdot W_{ult} = 2,6 \cdot 22\,435 \cdot 100 = 5\,833\,100 \text{ Н} \cdot \text{см} = \\ &= 58,331 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 119 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

тобто. умова $M_{w,ult} \geq M$ не дотримано, тріщини в переріз, нормальному до поздовжньої осі елемента, утворюються. Отже необхідний розрахунок з розкриття тріщин.

Спочатку визначаємо ширину тривалого розкриття тріщин від постійного та тривалого навантаження ($M = 71 \text{ кН} \cdot \text{м}$).

$$w_k = s_{r \max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}), \quad (2.13)$$

де $s_{r\max}$ – максимальний крок тріщин (відстань між тріщинами);

ε_{sm} – середні деформації в арматурі за відповідного сполучення навантажень, включно з впливом прикладених деформацій та зі врахуванням впливу жорсткості під час розтину;

ε_{ctm} – середня деформація бетону між тріщинами.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cr,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (2.14)$$

де σ_s – напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщинами.

$$k_t = 0,4$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z} = \frac{7100000}{12,32 \cdot 35,7 \cdot 100} = 161 \text{ МПа};$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{21 \cdot 10^4}{32,5 \cdot 10^3} = 6,46;$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}};$$

$A_{c,eff}$ – фактична площа розтягнутого бетону, що охоплює арматуру;

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{s,eff};$$

$h_{s,eff}$ висота розтягнутого бетону, значення якої приймається меншим із значень:

$$1) 2,5 (h - d) = 2,5 (45 - 40,6) = 11 \text{ см};$$

$$2) (h - x) / 3 = (45 - 5) / 3 = 13,3 \text{ см};$$

$$3) h / 2 = 45 / 2 = 22,5 \text{ см. Приймаємо } h_{s,eff} = 11 \text{ см.}$$

$$A_{c,eff} = 20 \cdot 11 = 220 \text{ см}^2;$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{12,32}{220} = 0,056;$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = \frac{161 - 0,4 \cdot \frac{0,26}{0,056} (1 + 6,46 \cdot 0,056)}{21 \cdot 10^4} = 0,00076 \geq 0,6 \cdot \frac{161}{21 \cdot 10^4} = 0,00046,$$

Відстань між центрами стержнів

$$m = 5(c + \varnothing/2) = 5(40 + 28/2) = 270 \text{ мм} > 160 \text{ мм}.$$

Тоді максимальний крок розташування тріщин

$$s_{r \max} = 1,3 \cdot (h - x) = 1,3 \cdot (45 - 5) = 52 \text{ см}.$$

$$w_k = 52 \cdot 0,00075 = 0,039 < w_{lim} = 0,4 \text{ мм}.$$

Таким чином, ширина тріщин у прольоті ригеля, нормальних для його поздовжньої осі, не перевищує допустиму.

Розрахунок по утворенню та розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі ригеля на опорі

Площа наведеного перерізу

$$A_{red} = 20 \cdot 30 + 6,9 \cdot 7,6 = 652 \text{ см}^2.$$

Статичний момент цього перерізу щодо верхньої грані

$$S_{red} = 20 \cdot 30 \cdot 0,5 + 6,9 \cdot 7,6 \cdot 3 = 9157 \text{ см}^3.$$

Відстань від верхньої грані до центру тяжкості перерізу

$$y_{red} = 9157 / 652 = 14 \text{ см}.$$

Момент інерції перерізу

$$I_{red} = 20 \cdot 30^3 / 12 + 20 \cdot 30 \cdot 12 + 6,9 \cdot 7,6 (14 - 3)^2 = 51\,945 \text{ см}^4.$$

Момент опору $W_{red} = 51945/14 = 3710 \text{ см}^3$.

Зусилля тріщиноутворення визначається за (2.12):

$$M_{w,ult} = f_{ctm} \cdot W_{ult.},$$

де W_{ult} – пружно-пластичний момент опору, $W_{ult.} = \gamma \cdot W_{red}$;

$\gamma = 1,75$ для прямокутних перерізів;

W_{red} – приведений пружний момент опору.

Пружнопластичний момент опору при $\gamma = 1,75$

$$W_{ult.} = 1,75 \cdot 3710 = 6492,5 \text{ см}^3.$$

$$M_{w,ult} = f_{ctm} \cdot W_{ult.} = 2,6 \cdot 6492,5 \cdot 100 = 1688050 \text{ Н} \cdot \text{см} =$$

$$= 16,8 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 44 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

тобто. умова $M_{w,ult} \geq M$ не дотримано, тріщини в переріз, нормальному до поздовжньої осі елемента, утворюються. Отже необхідний розрахунок з розкриття тріщин.

Спочатку визначаємо ширину тривалого розкриття тріщин від постійного та тривалого навантаження за (2.13, 2.14)), ($M = 71 \text{ кН}\cdot\text{м}$).

$$w_k = s_{r \max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}),$$

де $s_{r \max}$ – максимальний крок тріщин (відстань між тріщинами);

ε_{sm} – середні деформації в арматурі за відповідного сполучення навантажень, включно з впливом прикладених деформацій та зі врахуванням впливу жорсткості під час розтину;

ε_{ctm} – середня деформація бетону між тріщинами.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cr,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s},$$

де σ_s – напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщинами.

$$k_t = 0,4$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z} = \frac{2600000}{7,6 \cdot 27 \cdot 100} = 126,7 \text{ МПа};$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{21 \cdot 10^4}{32,5 \cdot 10^3} = 6,46;$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}};$$

$A_{c,eff}$ – фактична площа розтягнутого бетону, що охоплює арматуру;

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{s,eff};$$

$h_{s,eff}$ висота розтягнутого бетону, значення якої приймається меншим із значень:

$$1) 2,5 (h - d) = 2,5 (30 - 27) = 7,5 \text{ см};$$

$$2) (h - x) / 3 = (30 - 5) / 3 = 8,3 \text{ см};$$

$$3) h / 2 = 30 / 2 = 15 \text{ см. Приймаємо } h_{s,eff} = 7,5 \text{ см.}$$

$$A_{c,eff} = 20 \cdot 7,5 = 150 \text{ см}^2;$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{7,6}{150} = 0,05;$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = \frac{126,7 - 0,4 \cdot \frac{0,26}{0,056} (1 + 6,46 \cdot 0,05)}{21 \cdot 10^4} = 0,00059 \geq 0,6 \cdot \frac{126,7}{21 \cdot 10^4} = 0,00036,$$

Відстань між центрами стержнів

$$m = 5(c + \varnothing/2) = 5(30 + 22/2) = 95 \text{ мм} < 160 \text{ мм}.$$

Тоді максимальний крок розташування тріщин

$$s_{r \max} = 1,3 \cdot (h - x) = 1,3 \cdot (30 - 5) = 32,5 \text{ см}.$$

$$w_k = 32,5 \cdot 0,00059 = 0,019 < w_{lim} = 0,4 \text{ мм}.$$

Таким чином, ширина тріщин у прольоті ригеля, нормальних для його поздовжньої осі, не перевищує допустиму.

Розрахунок стику

Стик, як і опорна ділянка ригеля, зазнає дії згинального моменту $M = 55 \text{ кН м}$. Зусилля, що розтягує, викликане цим моментом, повинно бути сприйняте металевою накладкою, що приварюється до закладних деталей на верхній грані ригеля і на колоні, а рівновелике стискує зусилля – стиснутою зоною бетону і зварним швом між закладною деталлю на нижній грані підрізки ригеля і верхньої поверхні консолі колони. Точку прикладання стискує зусилля з достатньою для практики точністю можна прийняти на рівні вказаного зварного шва.

Тоді плече пари сил $z = 30 \text{ см}$, а значення розтягуючого і стискаючого зусиль $N = M / z = 5500000 / 30 = 183333 \text{ Н} = 183,333 \text{ кН}$.

При розрахунковому опорі металу стикуєчої накладки $R_y = 225 \text{ МПа}$ та її товщині $t = 10 \text{ мм}$ необхідна ширина цієї накладки в зоні шийки

$$b = N / R_y / t = 183333 / (225 \cdot 1 \cdot 100) = 8,2 \text{ см}.$$

Приймаємо $b = 10 \text{ см}$.

Довжина зварного шва, що прикріплює накладку до закладних деталей, на колоні і на ригелі при розрахунковому опорі металу швів $R_{wt} = 200$ МПа і товщині елементів, що з'єднуються (і товщині швів) $t = 10$ мм.

$$l = N / (R_{wt} \cdot t) = 183333 / (200 \cdot 1 \cdot 100) = 9,2 \text{ см.}$$

З урахуванням можливого непровару приймаємо довжину зварного шва і ширину накладки у її торці $b = 12$ см.

Закладна деталь на колоні кріпиться до неї за допомогою круглих стрижнів, приварених по їх периметру. Отже, сумарна довжина периметрів стрижнів, що стикують, повинна бути більше 9,2 см. Якщо число цих стрижнів на рівні зварного шва в накладці прийняти два, то діаметр одного стрижня повинен бути не менше $d = 9,2 / (2 \cdot 3,14) = 1,5$ см. Приймаємо $d = 20$ мм.

2.1.5 Розрахунок і конструювання діафрагми жорсткості

Зусилля від дії постійного навантаження набагато перевищують розтягуючі зусилля від дії вітрового навантаження, таким чином балка стінка відчуває стиск по двох напрямках і підбір арматури здійснюється за мінімальним відсотком армування.

Мінімальний відсоток армування – 0,5%.

У поздовжньому напрямку приймаємо $\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$, $A_s = 7,69 \text{ см}^2$ з кроком 200 мм.

У поперечному напрямку $\text{Ø}6\text{A}400\text{C}$, $A = 1,41 \text{ см}^2$, з кроком 200 мм.

2.2 Розрахунок підземної частини

2.2.1 Загальні відомості

Будівництво медичного реабілітаційного центру проводиться у м. Одеса. У районі будівництва переважає північний вітер. Сейсмічний район – 7 балів.

У районі будівництва знаходяться парки, санаторії, будинки відпочинку тощо. Поряд із ділянкою немає виробництв та магістралей.

Ділянка будівництва та прилеглі до неї території мають спокійний рельєф. На прилеглій території знаходиться житлова забудова, що вже склалася, з 5-ти і 9-ти поверхових будинків.

Генеральний план ділянки

Ділянка будівництва правильної форми, з розмірами в плані – 122х104 м. Як основу за несучий шар для фундаментів у роботі прийнято шар ІГЕ – суглинок коричневий напівтвердий вапняний.

Сейсмічність району будівництва 7 балів, згідно з [12].

На підставі даних інженерно – геологічних вишукувань та з урахуванням сейсмічності майданчика будівництва фундаменти під будівництво Медичного реабілітаційного центру прийнято у вигляді монолітних залізобетонних ростверків на палевій основі.

У роботі вертикального планування з метою унеможливлення замочування поверхневими водами котловану на ділянці забудови передбачено влаштування підпірних стінок, лотків, водостоків та нагірних каналів.

Інженерно-геологічні дослідження

Інженерно-геологічні умови території, в межах якої розташована ділянка проєктованого будівництва, загалом вивчені. Для вирішення поставлених завдань виконано комплекс інженерно-геологічних досліджень, що включає: збирання, вивчення та систематизацію матеріалів попередніх досліджень, інженерно-геологічну зйомку, буріння свердловин, лабораторні випробування фізико-механічних властивостей ґрунтів, сейсморозвідку.

Усі види робіт виконані з урахуванням наявних матеріалів у районі досліджень та відповідно до вимог нормативних документів з інженерних досліджень для будівництва.

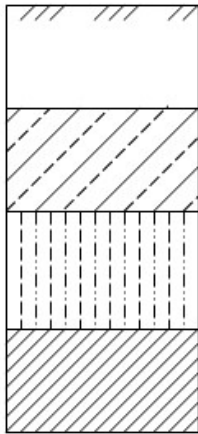
Інтерпретацію результатів було виконано на основі пластової моделі.

У ґрунтовому масиві простежуються 3 межі розділу, які відповідають зверху донизу:

- ґрунтово-рослинний шар;
- суглинок лесоподібний з карбонатними включеннями;
- лес світло-палевий та жовтий;
- суглинок важкий та середній, коричневий.

Таким чином, переважаючими ґрунтами в межах 10-метрового шару відповідно до ДБН В.1.1-12 2014 за сейсмічними властивостями є ґрунти II категорії, та сейсмічність майданчика відповідно до нормативного.

2.2.2 Оцінка ґрунтових умов ділянки забудови



ІГЕ 1: Ґрунтово-рослинний шар. Потужність – 2,1 м

ІГЕ 2: Суглинок лесоподібний із карбонатними включеннями. Потужність – 4,2 м

ІГЕ 3: Лес світло-палевий та жовтий. Потужність – 7 м.

ІГЕ 4. Суглинок важкий та середній, коричневий. Потужність – понад 9,3 м.

Рівень підземних вод на глибині – 6,3 м.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Фізико-механічні характеристики ІГЕ

N ІГЕ	Найменування інженерно-геологічних елементів	ρ_s	ρ	ρ_d	W	W_L	W_P	J_P	J_L	e	n	S_r	ε_{sl} при σ_{zg} , кПа					E_o	ϕ^o	C	P_{sl}
		г/см ³	г/см ³	г/см ³									50	100	150	200	250	Мпа			
1	Грунтово-рослинний шар Q_{IV}	-	1,53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Суглинок лесоподібний із карбонатними включеннями Q_{dl}	2,67	1,71	1,46	0,17	0,36	0,22	0,14	-0,4	0,83	0,45	0,55	0,009	0,018	0,026	0,035	0,043	$\frac{13,5}{10,2}$	$\frac{19}{16}$	$\frac{9}{25}$	60
3	Лес світло-палевий та жовтий Q_{eol}	2,65	1,84	1,43	0,29	0,27	0,21	0,06	1,33	0,86	0,46	0,9	-	-	-	-	-	4,1	17	12	-
4	Суглинок важкий та середній, коричневий Q_{dl}	2,69	1,92	1,59	0,21	0,39	0,25	0,14	-0,3	0,7	0,41	0,81	-	-	-	-	-	18,7	16	53	-

Тип ґрунтових умов щодо просадності

На геологічному розрізі (лист 6 креслень та в таблиці 2.1) наведено параметри, необхідні для розрахунку, та епюра напружень від власної ваги ґрунту, з початком координат на позначці природного рельєфу. Ординати епюри визначені на відмітках підшови кожного ІГЕ за формулою:

$$\sigma_{zgi} = \sum h_i \cdot \gamma_{sat,i}, \quad (2.15)$$

де h_i - потужності ІГЕ вище підшови i -го;

$\gamma_{sat,i}$ – питома вага шарів, вище i -го, у водонасиченому стані, що визначається за формулою:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + S_r \cdot n \cdot \gamma_w, \quad (2.16)$$

де γ_d – питома вага сухого ґрунту;

n – пористість ґрунту;

S_r – ступінь вологості, що приймається для суглинків – 0,8;

γ_w – питома вага води (10 кН/м³);

γ_{sat} – підраховується починаючи з глибини 1,5 м – мінімальна глибина закладення водонесучих комунікацій. Ведемо підрахунок від підшови ґрунтового шару.

Результати наведено в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – До ґрунтових умов щодо просадності

№ ІГЕ	h_i , м	γ_d , кН/м ³	N	$S_{r,i}$	γ_{sat} , кН/м ³	$h_i \cdot \gamma_{sat}$, кН/м ²	σ_{zgi} , кН/м ²
1	2,1	15,3	-	-	-	32,13	32,13
2	4,2	14,6	0,45	0,55	18,7 (17,1)	78,54	110,67
3	7,0	14,3	0,46	0,9	18,4	128,8	239,47
4	9,3	15,9	0,41	0,81	19,2	178,6	418,07

$$P_{sl} = 60 \text{ кПа}; h_{sl} = 2,71 \text{ м}; Z_{sl} = 4,95 \text{ м}; \sigma_{sl} = 85,34 \text{ кН/м}^2; \varepsilon_{sl} = 0,011 \text{ м};$$

$$S_{sl} = h_{sl} \cdot \varepsilon_{sl} = 2,71 \cdot 0,011 = 0,0298 \text{ м}.$$

Просадка від власної ваги склала $2,98 \text{ см} < 5 \text{ см}$. Отже, лесова товща відноситься до І типу по просадності.

2.2.3 Збір навантажень

Постійні навантаження

Таблиця 2.3 – Навантаження від покриття

№ з/п	Найменування елементів	Навантаження, кН/м^2
1	Шар гравію ($\rho = 1500 \text{ кг/м}^3$) – 10 мм	0,15
2	Рулонний матеріал, що наплавляється – 1 шар	0,1
3	Цементна стяжка ($\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$) – 20 мм	0,4
4	Утеплювач ($\rho = 500 \text{ кг/м}^3$) – 150 мм	0,75
5	Ухил з керамзитового гравію – 100 мм	0,7
6	Пароізоляція	0,05
7	Залізобетонна плита	2,2
	ІТОГО $q_{\text{покp}}$	4,35

На колони передається наступне навантаження від покриття:

$$N_{\text{покp.кр}} = q_{\text{покp}} \cdot A_{\text{кр}} + N_{\text{риг.кр}} = 4,35 \cdot 21,6 + 25 \cdot 0,12 \cdot 3 = 102,96 \text{ кН}$$

$$N_{\text{покp.сp}} = q_{\text{покp}} \cdot A_{\text{сp}} + N_{\text{риг.сp}} = 4,35 \cdot 43,2 + 25 \cdot 0,12 \cdot 6 = 205,92 \text{ кН}$$

де: $q_{\text{покp}}$ – вага 1 м^2 покриття, кН/м^2 ;

$A_{\text{кр}}, A_{\text{сp}}$ – вантажні площі; $N_{\text{риг.кр}} = \gamma \cdot b \cdot h \cdot (l / 2)$; $N_{\text{риг.сp}} = 2 \cdot N_{\text{риг.кр}}$.

Таблиця 2.4 – Навантаження від перекриття

№ з/п	Найменування елементів	Навантаження, кН/м ²
1	Лінолеум – 5 мм	0,015
2	Цементна стяжка ($\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$) – 50 мм	1
3	Звукоізоляція (керамзит $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$) – 25 мм	0,125
4	Залізобетонна плита	2,2
	ІТОГО $q_{\text{пер}}$	3,34

$$N_{\text{пер.кр}} = (q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{кр}} + N_{\text{риг}} / 2) \cdot n = (3,34 \cdot 21,6 + 16,4/2) \cdot 5 = 401,72 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пер.ср}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{ср}} \cdot n + N_{\text{риг}} = (3,34 \cdot 43,2 + 16,4) \cdot 5 = 803,44 \text{ кН}$$

де: $q_{\text{пер}}$ – вес 1 м² перекриття, кН/м²;

n – число перекриттів;

$N_{\text{риг}}$ – власна вага ригеля.

Вага зовнішньої самонесучої стіни

$$N_{\text{ст.кр}}' = q_{\text{ст.кр}} \cdot (A_{\text{ст}} - A_{\text{ост}}) = 9,69 \cdot (7,2 \cdot 19,8 - 1,8 \cdot 1,8 \cdot 4) = 1255,82 \text{ кН}$$

де: $q_{\text{ст.кр}}$ – вага 1 м² зовнішньої стіни, кН/м²;

$A_{\text{ст}} = L \cdot H$; L - крок колонн;

H – висота стіни;

$A_{\text{ост}}$ – площа склення.

$$N_{\text{ст.кр.}} = N_{\text{ст.кр.}}' / 7,2 = 1255,82 / 7,2 = 174,42 \text{ кН/п.м.}$$

Вага колони

$$N_{\text{к.кр}} = N_{\text{к.ср}} = A_{\text{к}} \cdot H_{\text{к}} \cdot \gamma_{\text{ж/б}} = 0,16 \cdot 19,8 \cdot 25 = 79,2 \text{ кН}$$

де: $A_{\text{к}}$ – площа поперечного перерізу колони, м²;

$H_{\text{к}}$ – висота повна, м;

$\gamma_{з/б} = 25 \text{ кН/м}^3$ – щільність.

Змінні навантаження

Снігове навантаження

$$N_{\text{сн.кр}} = S \cdot A_{\text{кр}} \cdot \psi_2 = 0,88 \cdot 21,6 \cdot 0,9 = 17,1 \text{ кН}$$

$$N_{\text{сн.ср}} = S \cdot A_{\text{ср}} \cdot \psi_2 = 0,88 \cdot 43,2 \cdot 0,9 = 34,21 \text{ кН}$$

де: $S = S_0 \cdot \mu = 0,88 \cdot 1 = 0,88 \text{ кН/м}^2$ - повне характеристичне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття, кН / м²;

$S_0 = 0,88 \text{ кН/м}^2$ – характеристичне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі;

$\mu = 1$ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

$\psi_2 = 0,9$ – коефіцієнт поєднання навантажень.

Короткочасне корисне навантаження на перекриття

$$N_{\text{кор.кр}} = \eta \cdot A_{\text{кр}} \cdot n \cdot \psi_A \cdot \psi_n \cdot \psi_2 = 2 \cdot 21,6 \cdot 5 \cdot 0,96 \cdot 0,71 \cdot 0,9 = 132,5 \text{ кН}$$

$$N_{\text{кор.ср}} = \eta \cdot A_{\text{ср}} \cdot n \cdot \psi_A \cdot \psi_n \cdot \psi_2 = 2 \cdot 43,2 \cdot 5 \cdot 0,96 \cdot 0,71 \cdot 0,9 = 265 \text{ кН}$$

де: $\eta = 2,0 \text{ кН/м}^2$ – характеристичне рівномірно розподілене навантаження на перекриття;

n – число перекриттів;

ψ_A , ψ_n – коефіцієнти сполучень; $\psi_2 = 0,9$.

- для операційній площею 42 м²:

$$\psi_A = 0,5 + 0,5 / 1,08 = 0,96$$

- при кількості перекриттів $n = 5$:

$$\psi_n = 0,5 + (0,96 - 0,5) / 2,24 = 0,71.$$

Навантаження на крайній та середній фундаменти наведено в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 - Зведена таблиця навантажень

№ з/п	Вид навантаження	Навантаження на фундамент			
		Крайній		Середній	
		N, кН	M, кН·м	N, кН	M, кНм
	а) Постійні				
1	Вага покриття	103,0	-	205,9	-
2	Вага перекриття	401,72	-	803,44	-
3	Вага колон	79,2	-	79,2	-
	Всього	583,92	-	1088,54	-
	б) Змінні				
4	Вага снігу	31,21	-	17,1	-
5	Вага корисного навантаження	132,5	-	265	-
	Всього ($\Sigma \cdot 0,9$)	136,71	-	247,23	-
	Всього	720,63	144,13	1335,77	267,15
6	Вага зовнішньої стіни	174,42	-	-	-
		кН/м.п.			

2.2.4 Розрахунок і проектування пальових фундаментів

Призматичні суцільні забивні з.б. палі є найпоширенішими.

Визначення розмірів палі:

Підошва палі заглиблена на 1,17 м у 4 шар (суглинок важкий, $\rho_d = 1,59 \text{ г/см}^3$ та $E = 18,7 \text{ МПа}$). Над дном котловану зберігається недобита ділянка палі довжиною 0,5 м для подальшого сполучення її з ростверком. Виходячи з цих умов приймаємо палю З 11 - 30.

Несуча здатність паль-стійок:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \cdot \Sigma \gamma_{cf} \cdot h_i \cdot f_i) . \quad (2.17)$$

де: γ_c , γ_{CR} , γ_{cf} – коефіцієнти роботи палі;

R – розрахунковий опір ґрунту під підошвою палі;

A та U – площа та периметр поперечного перерізу палі;

h_i - товщина умовного шару, на які діляться ПГЕ, пройдені палею;

f_i – розрахунковий опір тертю ґрунту по бічній поверхні палі.

$$F_d = 1,0 (1,0 \cdot 11700 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 126,7) = 1205,04 \text{ кН},$$

Таблиця 2.6 – Опір палі по боковій поверхні

№ умовного шару	z_i , м	I_L	f_i , кН/м ²	h_i , м	$h_i \cdot f_i$
1	5,14	0,4	29,3	2,33	68,3
2	7,31	1,33	0	2	0
3	9,31	1,33	0	2	0
4	11,31	1,33	0	2	0
5	12,81	1,33	0	1	0
6	13,9	0,3	49,9	1,17	58,4
					126,7

Розрахункове вертикальне навантаження на палю:

$$N_{\text{пал}} = F_d / \gamma_k = 1205,04 / 1,4 = 860,74 \text{ кН}$$

де: γ_k – коефіцієнт надійності.

Параметри пальового куща:

- крайнього $N = 864,76 \text{ кН}$; $M = 172,96 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

- середнього $N = 1602,92 \text{ кН}$; $M = 320,58 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Кількість паль у пальовому фундаменті:

$$n = 1,1 N / N_{\text{пал}}$$

де: N – розрахункове навантаження на фундамент від споруди, кН;

1,1 – коефіцієнт, що враховує масу ростверку.

$$n_{\text{кр}} = 1,1 \cdot 864,76 / 860,74 = 1,1$$

$$n_{\text{ср}} = 1,1 \cdot 1602,92 / 860,74 = 2,1$$

Приймаємо $n_{\text{кр}} = 2$ та $n_{\text{ср}} = 3$.

Навантаження на палю у складі куща:

$$N_{пал} = \frac{N + G_p}{n} \pm \frac{(M_x + Q \cdot d_p) \cdot y_i}{\sum y_s^2}, \quad (2.18)$$

де: $G_p = \gamma_f \cdot \gamma \cdot A_p \cdot d_p$ – вага ростверку.

При цьому повинні виконуватись умови:

- $\max N_{палі} \leq N_{пал}$
- $\min N_{палі} > 0$ – відображає факт роботи паль на вдавлююче навантаження.

Крайній кущ:

$$G_p = 1,2 \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 1,5 = 32,4 \text{ кН}$$

$$N_{пал1,2} = 448,58 \pm 192,18 \text{ кН}$$

$$N_{пал1} = 640,76 < N_{св} = 860,74 \text{ кН}$$

$$N_{пал2} = 256,4 > 0$$

Палі працюють на вдавлююче навантаження.

Середній кущ:

$$G_p = 1,2 \cdot 20 \cdot 2,25 \cdot 1,5 = 81 \text{ кН}$$

$$N_{пал1,2,3} = 561,31 \pm 178,1 \text{ кН}$$

$$N_{пал1} = 739,41 < N_{св} = 860,74 \text{ кН}$$

$$N_{пал2,3} = 383,21 > 0$$

Палі працюють на вдавлююче навантаження.

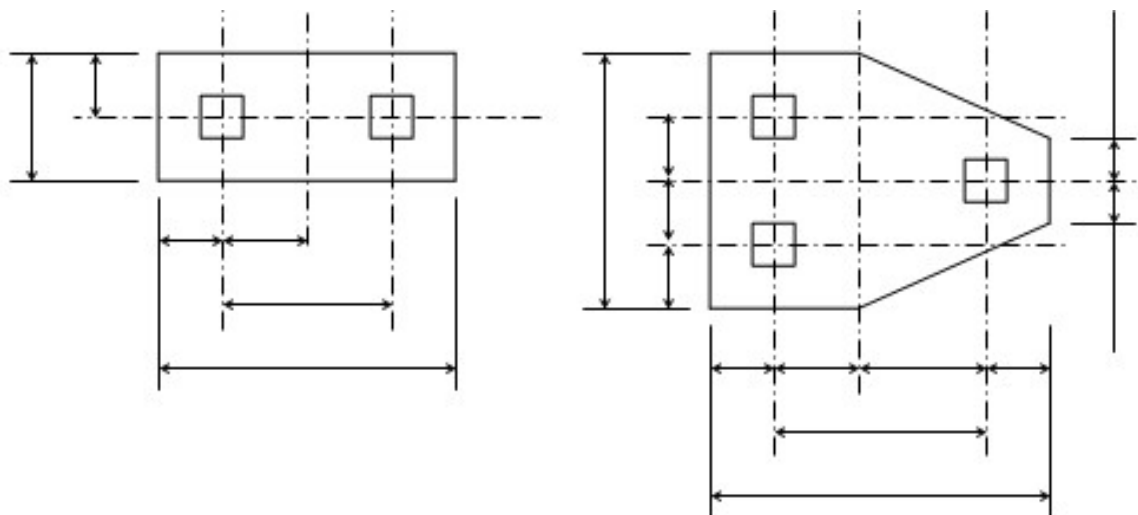
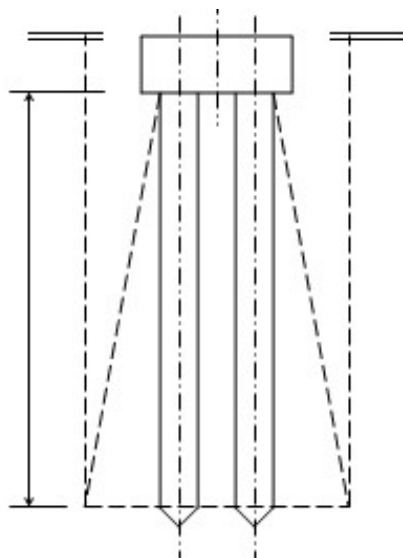


Рисунок 2.3 – Плани пальових фундаментів

Розрахунок пальового фундаменту

Розрахунок основи фундаменту з висячих паль проводиться як для умовного фундаменту на природній основі.



Кордони умовного фундаменту (див. рис):

$$a = h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{II,mt}/4) = 10,5 \cdot 0,076 = 0,798 \text{ м}$$

$$0,798 \text{ м} < 2 \cdot d = 2 \cdot 0,3 = 0,6 \text{ м}$$

приймаємо $a = 0,6 \text{ м}$.

Розрахункове значення кута внутрішнього тертя:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum \varphi_{II,mt} \cdot h_i}{\sum h_i}.$$

Рисунок 2.4 – До розрахунку

$$\varphi_{II,mt} = \frac{19 \cdot 2.33 + 17 \cdot 7 + 16 \cdot 1.17}{10.5} = 17,33.$$

паль

Розміри умовного фундаменту в плані:

- крайній

$$B_{y,kr} = 2 \cdot a + 4 \cdot d = 2 \cdot 0,6 + 4 \cdot 0,3 = 2,4 \text{ м}$$

$$L_{y.kp} = 2 \cdot a + d = 2 \cdot 0,6 + 0,3 = 1,5 \text{ м};$$

$$\eta_{kp} = L_{y.kp} / B_{y.kp} = 0,625$$

- середній

$$B_{y.cp} = 2 \cdot a + 4 \cdot d = 2 \cdot 0,6 + 4 \cdot 0,3 = 2,4 \text{ муф}$$

$$L_{y.cp} = B_{y.cp} = 2,4 \text{ м}; \quad \eta_{cp} = L_{y.cp} / B_{y.cp} = 1,0$$

Площа і вага умовного фундаменту:

- крайній

$$A_{yф.kp} = B_{y.kp} \cdot L_{y.kp} = 2,4 \cdot 1,5 = 3,6 \text{ м}^2$$

$$G_{yф.kp} = A_{yф.kp} \cdot H_{yф.kp} \cdot \gamma_{mt} = 3,6 \cdot 10,5 \cdot 18,2 = 687,96 \text{ кН}$$

- середній

$$A_{yф.cp} = B_{y.cp} \cdot L_{y.cp} = 2,4 \cdot 2,4 = 5,76 \text{ м}^2$$

$$G_{yф.cp} = A_{yф.cp} \cdot H_{yф.cp} \cdot \gamma_{mt} = 5,76 \cdot 10,5 \cdot 18,2 = 1100,74 \text{ кН}$$

$$\gamma_{mt} = (17,1 \cdot 2,33 + 18,4 \cdot 7 + 19,2 \cdot 1,17) / 10,5 = 18,2 \text{ кН/м}^3$$

Середній тиск під подошвою умовного фундаменту:

$$P_{cp} = \frac{N + G_{yф}}{A_{yф}}. \quad (2.19)$$

$$P_{cp.kp} = (864,76 + 687,96) / 3,6 = 431,31 \text{ кПа}$$

$$P_{cp.cp} = (1602,92 + 1100,74) / 5,76 = 469,39 \text{ кПа}$$

Опір ґрунту під подошвою умовного фундаменту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{11} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{11} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{11} + M_c \cdot c_{11} \right] \quad (2.20)$$

де: γ_{c1} и γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи (таблиця Е.7, [5];

k – коефіцієнт, який приймаємо $k = 1,0$ (міцнісні характеристики ґрунту визначені безпосередньо випробуванням;

M_{γ} ; M_q ; M_c – коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8, [5] залежно від кута внутрішнього тертя;

$k_z = 1$, при ширині підосви фундаменту $b < 10$ м;

b – ширина підосви фундаменту, м;

γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту, кН/м^3 ;

γ'_{II} – те саме, що залягають вище підосви;

$$\gamma'_{II} = \Sigma(\gamma_{III} \cdot h_i) / \Sigma h_i,$$

де: γ_{III} і h_i – відповідно питома вага і потужність i -того шару;

d_1 – глибина закладання фундаментів;

d_b – глибина підвалу від рівня планування.

$$\begin{aligned} R &= 1,25 [0,42 \cdot 2,4 \cdot 19,2 + 2,73 \cdot 1,6 \cdot 19,2 + (2,73 - 1) \cdot 2,37 \cdot 19,2 + 5,31 \cdot 53] = \\ &= 1,25 [19,35 + 83,87 + 78,72 + 281,43] = 579,21 \text{ кПа} \end{aligned}$$

$$P_{\text{ср.кр}} = 431,31 \text{ кПа} < R = 579,21 \text{ кПа. Умова виконується.}$$

$$P_{\text{ср.ср}} = 469,39 \text{ кПа} < R = 579,21 \text{ кПа. Умова виконується.}$$

Напруження від власної ваги ґрунту на позначці підосви шару та на рівні підосви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zg1} = 15,3 \cdot 2,1 = 32,13 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg2} = 32,13 + 18,7 \cdot 4,2 = 110,67 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg3} = 110,67 + 18,4 \cdot 7 = 239,47 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{zg4} = 239,47 + 19,2 \cdot 9,3 = 418,07 \text{ кН/м}^2;$$

на рівні підосви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = 239,47 + 19,2 \cdot 1,17 = 261,93 \text{ кН/м}^2$$

Додаткове напруження на позначці підосви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zp0.кр} = P_{\text{ср.кр.}} - \sigma_{zg0} = 431,31 - 261,93 = 169,38 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp0.ср} = P_{\text{ср.ср.}} - \sigma_{zg0} = 469,39 - 261,93 = 207,46 \text{ кПа}$$

Нижче підосви умовного фундаменту товща ґрунту розбивається на елементарні шари завтовшки $h_i = 0,4 \cdot B_y = 0,4 \cdot 2,4 = 0,96$ м.

Розрахунок осадку пальового фундаменту наведено в таблицях 2.7, 2.8

Таблиця 2.7 – Осад крайнього пальового фундаменту

№	Z, м			σ_{zp} , кН/м ²	σ_{zpi} , кН/м ²	h_i , см	E_i , кПа	S_i , см
1	0	0	1,000	169,4	152,4	96	18700	0,78
2	0,96	0,8	0,800	135,5				
3	1,92	1,6	0,449	76,1	105,8	96	18700	0,54
4	2,88	2,4	0,257	43,5				
5	3,84	3,2	0,160	27,1	59,8	96	18700	0,31
6	4,8	4	0,108	18,3				
					35,3	96	18700	0,18
					22,7	96	18700	0,12
								1,93

Таблиця 2.8 – Осад середнього пальового фундаменту

№	Z, м			σ_{zp} , кН/м ²	σ_{zpi} , кН/м ²	h_i , см	E_i , кПа	S_i , см
1	0	0	1,000	207,46	186,7	96	18700	0,96
2	0,96	0,8	0,800	166,0				
3	1,92	1,6	0,449	93,1	129,6	96	18700	0,67
4	2,88	2,4	0,257	53,3				
5	3,84	3,2	0,160	33,2	73,2	96	18700	0,38
6	4,8	4	0,108	22,4				
					43,3	96	18700	0,22
					27,8	96	18700	0,14
								2,36

Осад пальового фундаменту дорівнює сумі осад елементарних шарів:

$$S_{кр} = \sum S_i = 1,93 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см.}$$

$$S_{cp} = \sum S_i = 2,36 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}.$$

Умова виконується.

3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1. Характеристика умов будівництва

Будівництво медичного реабілітаційного центру проводитиметься у м. Одеса. У районі будівництва переважає північний вітер. Сейсмічний район – 7 балів.

Ділянка будівництва знаходиться у курортному районі та визначена генеральним планом міста. У районі будівництва знаходяться парки, санаторії, будинки відпочинку тощо. Поряд із ділянкою немає галасливих виробництв та магістралей. Ділянка знаходиться за 5 хвилин ходьби від моря.

Ділянка та прилеглі до неї території мають спокійний рельєф. На прилеглій території знаходиться житлова забудова, що вже склалася, з 5-ти і 9-ти поверхових будинків. Ділянка правильної форми, з розмірами у плані – 122×104 м. Фасадна сторона ділянки виходить на вулицю Сонячна та орієнтована на північ. Між ділянкою будівництва та прилеглими територіями проходять автодороги. Прилеглі вулиці мають невелику інтенсивність руху.

Забезпечення будівельного майданчика водою та електроенергією здійснюється від існуючих мереж.

Матеріали та конструкції доставляються на будівельний майданчик із матеріально-технічної бази Одеси, на відстань – 32 км.

3.2 Обґрунтування та вибір оптимальних рішень щодо організації, механізації та технології виконання будівельно-монтажних робіт

Вибір рішення щодо організації виконання будівельно-монтажних робіт визначено напрямком розвитку монтажного процесу. Розвиток монтажного процесу на будівництві медичного реабілітаційного центру проводиться за горизонтальною схемою, при якій конструкції в межах монтажною ділянки встановлюються поверхово. Після закінчення монтажу всіх конструкцій на

поверсі в межах монтажної ділянки та після повного та остаточного їх закріплення можна приступати до монтажу наступної монтажної ділянки або поверху, що лежить вище. При цьому забезпечується поздовжня та поперечна стійкість будівлі постановкою діафрагм жорсткості у кожному температурному блоці.

За монтажну ділянку приймається температурний блок. Елементи монтуються окремим шляхом, тобто кран встановлює послідовно, в самостійних потоках, елементи одного найменування. Спочатку встановлюються на монтажній ділянці всі колони, після закладення стиків колон на них укладаються всі ригелі, по ригелях - плити перекриття і т.д. Послідовність встановлення елементів у проєктне положення вказано на листах шляхом нумерації на поверхових монтажних планах будівлі.

Для забезпечення потокового ведення будівельних процесів максимально можливого поєднання їх у часі будівля розчленована на 3 захватки. У межах кожної захватки призначено 6 монтажних ярусів. За ярус прийнято один поверх. Розмір захватки у плані дорівнює розміру однієї секції:

- 1 захватка - в осях 1-5 - 26,4 м, в осях Д-Л - 21,0 м;
- 2 захватка - в осях 6-10 - 21,0 м, в осях А-З - 30,0 м;
- 3 захватка – в осях 11-15 – 26,4 м, в осях Д-Л – 21,0 м.

Вибір стропувальних та монтажних пристроїв

Стропи, траверси, кондуктори, сходи, підмостки, що прикріплюються до елементів, що монтуються до їх встановлення в проєктне положення, обрані, враховуючи раціональні способи монтажу конструкцій, відповідно до параметрів будівлі та монтажних елементів. При виборі стропувальних пристроїв було віддано перевагу тим, які меншою мірою можуть впливати на збільшення висоти підйому гака, забезпечують необхідний маневр елементів у процесі монтажу, допускають дистанційне розстроповування, мають необхідну точність і не деформують елемент, що піднімається.

Вибрані стропувальні та монтажні пристрої зводимо в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1 – Монтажні пристрої

№ з/п	Найменування, призначення, вантажопідйомність	Вага, т	Висота пристрою, м	Необхідна кількість
1	2	4	5	6
1	Строп 4-хвітковий. Монтаж плит перекриття і покриття; Q = 5т	0,05	4,3	за розрахунком
2	Захоплення з пристроєм для розстропування із землі для монтажу колон; Q = 10т	0,297	1,0	за розрахунком
3	Захоплення з пристроєм для розстропування із землі для монтажу двохконсольних колон; Q = 10т	0,466	1,0	за розрахунком
4	Напіваавтоматичний строп для монтажу ригелів; Q = 5 т	0,014	1,5	за розрахунком
5	Строп двовітковий для монтажу діафрагм жорсткості; Q = 8 т	0,018	2,2	за розрахунком
6	Кондуктор для тимчасового закріплення колон, які встановлюються на нижчестоящі колони	0,249	1,4	за розрахунком
7	Кондуктор для тимчасового закріплення та вивіряння ригелів	0,026		за розрахунком
8	Навісна люлька для забезпечення робочого місця на висоті; Q = 0,1 т	60		за розрахунком

Вибір монтажних кранів та оптимального варіанту механізації монтажних робіт

Розрахунок необхідних параметрів для баштових кранів:

1) Необхідна вантажопідйомність:

$$P_{\text{тр}} = P_{\text{ел}} + P_{\text{с}} ; \quad (3.1)$$

де: $P_{\text{ел}}$ - вага елемента, що монтується;

$P_{\text{с}}$ – вага стропувальних та монтажних пристроїв.

$$P_{\text{діафр}} = 6,43 + 0,018 = 6,448 \text{ т};$$

$$P_{\text{ліфт}} = 2,86 + 0,014 = 2,874 \text{ т};$$

$$P_{\text{сход}} = 3,4 + 0,05 = 3,45 \text{ т}.$$

2) Необхідна монтажна висота:

$$H_{\text{тр}} = H_0 + H_{\text{ел}} + H_{\text{с}} + H_{\text{з}} ; \quad (3.2)$$

де: H_0 - Висота опори монтажного елемента над рівнем стоянки крана;

$H_{\text{ел}}$ – висота елемента у монтажному положенні;

$H_{\text{с}}$ - висота стропування в робочому положенні;

$H_{\text{з}}$ - запас по висоті (не менше 0,5 м).

$$H_{\text{діафр}} = 14,1 + 3,3 + 2,2 + 0,5 = 20,1 \text{ м};$$

$$H_{\text{ліфт}} = 10,8 + 3,3 + 1,5 + 0,5 = 16,1 \text{ м};$$

$$H_{\text{сход}} = 17,4 + 0,5 + 4,3 + 0,5 = 22,7 \text{ м}.$$

3) Необхідний монтажний виліт гака: $L_{\text{м}} = a/2 + b + c$;

де: a – ширина підкранового шляху;

b – відстань від осі рейки до стіни будівлі;

c – ширина будівлі.

$$L_{\text{м}} = 6/2 + 2 + 30 = 35 \text{ м}$$

За знайденими параметрами підбираємо кран: КБ-503:

- вантажопідйомність 7,5 т;

- висота підйому 53/67,5;

- виліт гака 35 м.

Розрахунок необхідних параметрів для самохідних стрілових кранів:

- 1) Необхідна вантажопідйомність: та сама що й у баштового крана;
- 2) Необхідна монтажна висота: та сама що й у баштового крана;
- 3) Необхідний монтажний виліт гака: знаходиться графічно (рис. 3.1).

За знайденими параметрами підбираємо кран: КС-5363:

- вантажопідйомність 8 т;
- висота підйому 21,6 м;
- виліт гака 16,9 м.

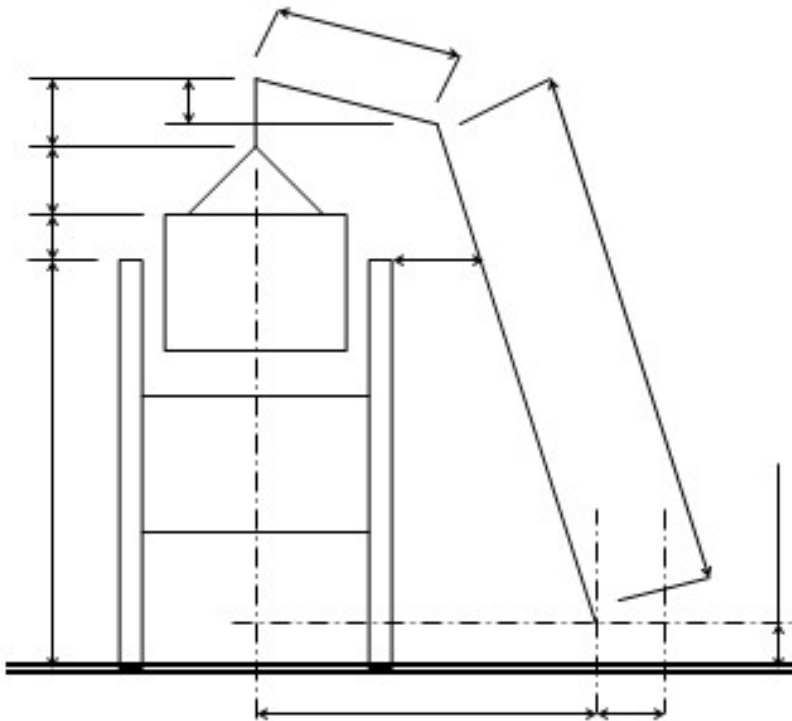


Рисунок 3.1 -
Графічний спосіб
визначення
необхідного вильоту
гака для крана на
пневмоходу

Результати розрахунків необхідних параметрів монтажних кранів наведено в таблицях 3.2 та 3.3.

Таблиця 3.2 – Параметри монтажних кранів

Найменування конструкцій, що монтуються	Необхідні параметри крана			Варіанти кранів									
	Р, т	Н, м	L б/к м	І варіант					ІІ варіант				
				Марка крана	Технічні характеристики				Марка крана	Технічні характеристики			
					Q	H	L	L ^c		Q	H	L	L ^c
Діафрагма жорсткості	6,43	14,1	30/	КБ-503	7,5	53	35	35	КС-5363	8	21,6	16,9	20 + 15
Панель ліфтової шахти	2,86	10,8	24										
Сходовий марш	3,4	17,4	30										

Таблиця 3.3 – Техніко-економічні показники кранів

Показники	Одиниці вимірювання	Варианти кранов	
		КБ-503	КС-5363
Трудовісткість монтажу 1 т конструкції	чол-год./т	2,09	0,57
Питомі наведені витрати	грн./т	2,02	3,47
Вага конструкцій, що монтуються кожним краном	т	475,82	475,82
Загальна трудовісткість монтажу 1 т конструкцій	чол-год./т	2,09	0,57
Сумарні наведені витрати варіанта	грн./т	2,02	3,47

Трудовісткість монтажу 1 т конструкцій для кожного типу крана:

$$Q_{од} = 1 / P (Q_{ч.г.} + Q_{м.г.} \cdot m + Q_{д} + Q_{м.д.} + Q_{пк} \cdot n_{лан}), \quad (3.3)$$

де: $Q_{ч.г.}$ та $Q_{м.г.}$ - сумарна трудовісткість у чол.-год. та маш.-год. кожного типу крана, що входить у комплект при монтажі прийнятої групи конструкцій (приймається за калькуляцією трудових витрат), для пневмоколісного крана значення $Q_{ч.г.}$ та $Q_{м.г.}$ множиться на коефіцієнт 1,1;

m – кількість машиністів, які обслуговують кран;

$Q_{д}$ - витрати праці в чол.-ч. на доставку кранів;

$Q_{м.л.}$ - витрати в чол.-год. на монтаж, демонтаж кранів та пробний пуск;

$Q_{п.п.}$ - витрати праці в чол.-год. на влаштування ланки (12,5 м) підкранових колій;

$n_{лан}$ – кількість ланок підкранового шляху, на цьому етапі розраховується орієнтовно

$$n_{лан} = (B + 12) / 12,5 = (9 + 12) / 12,5 = 1,68; \text{ приймаємо } 2 \text{ шт.};$$

P - сумарна маса конструкцій в т, що входять в комплект, що монтується прийнятим типом крана.

Питомі наведені витрати на виконання монтажних робіт кожним типом крана:

$$C_{пр} = 1/P [1,08 (C_{м.г.} \cdot Q_{м.г.} + C_{дод} \cdot n_{лан}) + 0,15 \cdot C_{ін} \cdot Q_{м.ч.} / T_{г} + 1,5 \cdot 3]$$

де: $C_{м.г.}$ - собівартість 1 маш.-год. аналізованих кранів,

$$C_{м.г.} = C_{од} + p + E_{в} = 5,48 (64,38) \text{ маш.-ч};$$

$C_{од}$ – одноразові витрати на доставку кожного типу крана та підготовку його до роботи, грн.;

$C_{р}$ – постійні річні витрати кожного типу крана, що віднесені до 1 маш.-год., грн.;

$E_{р}$ - експлуатаційні витрати 1 маш.-год, грн.

$C_{дод}$ – вартість пристрою та розбирання однієї ланки підкранової колії, грн.;

Сін – інвентарно-розрахункова вартість крана, грн.;

Тг – нормативний час роботи крана на рік: 3265 (3360) год;

З – заробітна плата монтажників у гривні при монтажі прийнятої групи конструкцій кожним типом крана.

З порівняння видно, що трудомісткість монтажу 1 т конструкцій пневмоколісним краном менше ніж баштовим, але питомі витрати набагато вищі. Отже, приймаємо баштовий кран КБ-503.

3.3 Технологічна карта на монтаж конструкцій типового ярусу

3.3.1 Область застосування

Технологічна карта розроблена на монтаж збірних залізобетонних конструкцій типового поверху 6-поверхового будинку, висотою поверху 3,3 м. Розміри секцій в осях: 30 × 21 м та 2-ї – 21 × 26,4 м.

Монтажні роботи виконуються у дві зміни у весняно-літній період при одному монтажному крані КБ-503.

3.3.2 Організація та технологія будівельного процесу

1. До початку монтажу колон повинні бути виконані такі роботи:

- змонтовані, закріплені та замонолічені колони, ригелі, діафрагми та плити перекриття першого ярусу;

- доставлені в зону монтажу необхідні монтажні пристрої, інвентар та обладнання;

- завезено та вивантажено колони на майданчиках складування, розташованих у зоні дії баштового крана;

- укомплектовано бригади монтажників; - оформлена технічна документація, видано виконавцям робочі креслення та технологічна карта.

2. Стропування та монтаж колон проводиться за допомогою пристроїв для монтажу колон вантажопідйомністю 5 т.

3. Тимчасове закріплення та вивірка колон виконується кондукторами.
4. Закладення стиків між колонами проводиться після остаточної вивірки встановлених за зміну колон механізованим способом. Кондуктори знімають після досягнення бетоном у стиках щонайменше 70% проєктної міцності.
5. Збірні залізобетонні елементи, що надходять на монтажний майданчик, повинні відповідати проєкту (робочим кресленням), діючим нормам.
6. До початку монтажу ригелів та діафрагм жорсткості повинні бути виконані наступні роботи:
 - монтаж та проєктне закріплення колон з перевіркою правильності їх положення у плані та за висотою;
 - доставку монтажних пристроїв;
 - комплектування бригади монтажників;
 - оформлення технічної документації;
 - видачу виконавцям робочих креслень та технологічної карти, ознайомлення їх із запроектованою технологією монтажу ригелів.
7. Очищення закладних деталей випусків ригелів, діафрагм та колон, а також заставних деталей від іржі та цементних напливів, нанесення осьових рисок.
8. Остаточне закріплення ригеля та діафрагми у проєктне положення електрозварюванням випусків ванним способом, а потім закладних деталей.
9. Замонолічування стиків діафрагм та ригелів з колонами.
10. До початку монтажу сходових маршів та плит перекриття повинні бути виконані такі роботи:
 - монтаж, проєктне закріплення та замонолічування стиків діафрагм та ригелів з колонами;
 - комплектування бригади монтажників, оформлення технічної документації, видачу виконавцям робочих креслень та технологічної карти,

нарядів на роботи, ознайомлення із запроектованою технологією монтажу сходових маршів та плит перекриття;

- завезення збірних залізобетонних сходів та плит.

11. Монтаж сходів та плит перекриття складається з наступних операцій:

- стропування елемента за монтажні петлі чотиривітковим стропом;

- підйом та подача елемента до місця встановлення, встановлення його в проєктне положення;

- проєктне закріплення елемента до ригеля електрозварюванням не менше ніж у двох точках.

3.3.3 Матеріально-технічні ресурси

Таблиця 3.4 – Відомість потреб у конструкціях, матеріалах та напівфабрикатах:

№ з/п	Найменування	Одиниці вимірювання	Кількість
1	Колона К-1	шт	32
2	Колона К-2	шт	51
3	Ригель ІБ-1	шт	27
4	Ригель ІБ-2	шт	39
5	Плита перекриття	шт	155
6	Бетон класу С16/20	м ³	28,77
7	Електроди Е-42	кг	88,12
8	Інші матеріали	грн	66,8
9	Діафрагма жорсткості Д-1	шт	12
10	Сходовий марш ЛМ-1	шт	6

Таблиця 3.5 - Відомість потреб у механізмах, устаткуванні, інструменті, інвентарі та пристроях

№ з/п	Найменування	Кількість	Технічні характеристики
1	Кондуктор	5	Для тимчасового закріплення колон в фундаменті
2	Автокран КС-3571	1	Q = 6 т
3	Баштовий кран КБ-503	1	Q = 10т
4	Захоплення для монтажу колон	2	Q = 5 т
5	Вібратор С-727	2	
6	Стропи чотиривіткові	2	Q = 5 т
7	Ящики для бетону	4	V = 0,25 м ³
8	Підмости	4	
9	Ел зварочний апарат	1	СТЭ-24
10	Нівелір НВ-1 з рейкою	1	

Таблиця 3.6 – Техніко-економічні показники

№ з/п	Найменування показників	Од. вим	Показники
1	Трудомісткість на весь обсяг робіт	чол-зм	110,85
2	Трудомісткість на 1м ³ конструкцій	чол-год	4,47
3	Вироблення на одного робітника за зміну	м ³	3,63

4	Заробітна плата на весь обсяг робіт	грн	737,26
5	Заробітна плата на 1 м ³ бетону	грн	3,63

3.3.4 Заходи з охорони праці на майданчику

1) Під час підйому залізобетонних конструкцій обов'язкова організація сигналізації. Усі сигнали машиністу крана подаються лише однією особою-такелажником або ланковим монтажником. Перед початком роботи монтажники зобов'язані отримати від змінного майстра вказівки про порядок монтажу колон, перевірити справність монтажних пристосувань.

2) Забороняється перебувати під конструкцією, підвішеною до гака крана, відтягувати її під час переміщення та залишати під час перерви на вазі. При горизонтальному переміщенні конструкція повинна бути піднята не менше ніж на 0,5 м вище перешкод, що зустрічаються на шляху.

3) Зони, небезпечні для руху людей під час монтажу, повинні бути огорожені та обладнані добре видимими попереджувальними знаками.

4) У кінцях підкранових колій мають бути влаштовані інвентарні опори, розраховані на сприйняття удару крана.

5) До початку робіт майстер або виробник робіт знайомить такелажників та монтажників із цими вказівками та дає інструктаж з безпечного виконання робіт.

6) При розвантаженні конструкцій забороняється переміщати їх над кабіною водія.

4 ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Об'єктом дослідження є медичний центр, розташований у м. Одеса. Будівля має 4 поверхи та складається з трьох спарених блоків з розмірами в плані 21×26,4 м, 24×24 м та 21×26,4 м. Конструктивні особливості об'єкту включають: фундаменти у вигляді монолітних ростверків по палях, перекриття із збірних плит, залізобетонний каркас (колони та ригелі), стіни з цегли та плоску руберойдну покрівлю. Розташування в м. Одеса, яке характеризується сейсмічною активністю до 6-7 балів, високим рівнем ґрунтових вод та значним техногенним навантаженням, висуває додаткові вимоги до безпеки праці під час будівництва та подальшої експлуатації.

Проектування, будівництво та експлуатація зазначеного медичного центру повинні відповідати вимогам чинного законодавства України про охорону праці. Основним документом, що регулює ці відносини, є Закон України «Про охорону праці», який визначає основні положення щодо реалізації конституційного права громадян на належні, безпечні та здорові умови праці [22]. Відповідно до цього закону, роботодавець (власник або орендар медичного центру) зобов'язаний створити на кожному робочому місці умови праці відповідно до вимог нормативно-правових актів, а також забезпечити дотримання прав працівників, гарантованих законодавством. З огляду на планувальну структуру (три спарених блоки) особливої уваги потребують шляхи евакуації персоналу та пацієнтів, а також дублювання систем освітлення та вентиляції.

Особливу увагу при введенні в експлуатацію об'єкту з такими конструктивними елементами, як цегляні стіни, плоска руберойдна покрівля та залізобетонний каркас, слід приділяти будівельним нормам. Технічне регулювання в сфері безпеки будівель і споруд здійснюється на основі Закону України «Про архітектурну діяльність» та ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і

промислова безпека у будівництві», які встановлюють правила безпечного ведення робіт під час зведення та експлуатації подібних конструкцій [11]. Ці норми регламентують безпечну експлуатацію вантажопідіймальних механізмів, що може знадобитися при монтажі збірних плит перекриття (вагою до 2,5 т кожна), та організацію безпечних робочих зон на висоті (при обслуговуванні плоскої покрівлі, очищенні її від снігу взимку або ремонті руберойдного килима). Крім того, для м. Одеса з його вологим морським кліматом та частими вітрами необхідно враховувати додаткові вимоги до анкерних кріплень для робіт на висоті.

Для забезпечення охорони праці безпосередньо в медичному закладі необхідно керуватись галузевими нормативно-правовими актами. Зокрема, «Правила влаштування та безпечної експлуатації електроустановок споживачів» регламентують вимоги до заземлення медичного обладнання (апарати УЗД, рентген-апарати тощо) та електробезпеки в приміщеннях з підвищеною небезпекою, що є критичним для багатоповерхової будівлі з залізобетонним каркасом. Останній виступає природним заземлювачем, однак у зв'язку з палевим фундаментом та монолітними ростверками необхідний ретельний розрахунок контуру заземлення з урахуванням питомого опору одеських ґрунтів (суглинки та супіски) [23]. Дотримання законодавчих вимог на всіх етапах - від проєктування фундаментів до експлуатації покрівлі та інженерних мереж - є запорукою безпеки як персоналу, так і відвідувачів медичного центру в специфічних умовах одеського регіону.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек

Будівництво медичного центру в м. Одеса супроводжується комплексом небезпечних та шкідливих виробничих факторів. Враховуючи конструктивні особливості об'єкту (залізобетонний каркас, монолітні ростверки по палях, збірні

плити перекриття, цегляні стіни, плоску руберойдну покрівлю), а також кліматичні та геологічні умови Одеського регіону (високий рівень ґрунтових вод, вологе морське повітря, вітрові навантаження, сейсмічна активність), необхідно провести детальний аналіз умов праці. Згідно з ДСН 3.3.6.042-99 «Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень», умови праці на будівельному майданчику класифікуються як шкідливі (клас 3) за окремими показниками [24]. Нижче наведено основні види потенційних небезпек, з якими можна стикнутись під час зведення даного об'єкту.

Фізичні небезпеки є найбільш чисельними на даному будівництві. До них належать: робота на висоті (монтаж збірних плит перекриття, кладка цегляних стін, влаштування руберойдної покрівлі), що створює ризик падіння працівників. Палеві роботи (забивання паль під ростверки) генерують високий рівень вібрації та шуму (понад 90 дБ), що поширюється на весь майданчик. Монтаж залізобетонного каркасу (колон та ригелів) з використанням баштових кранів несе загрозу падіння важких елементів (вага однієї плити перекриття може сягати 2-3 т). Ураження електричним струмом можливе при роботі з електроінструментом, зварювальними апаратами та через пошкодження тимчасових електромереж, особливо в умовах високої вологості. Також слід враховувати небезпеку від рухомих частин будівельних машин (бетонозмішувачів, вібраторів, підйомників), несприятливий мікроклімат (перегрівання влітку на відкритому майданчику або переохолодження взимку), а також недостатнє освітлення в нічну зміну.

Хімічні небезпеки зумовлені технологічними процесами та властивостями будівельних матеріалів. При забиванні паль в ґрунт та бурінні свердловин під ростверки виділяється пил (ґрунтовий, цементний), який містить сполуки кремнію. Зварювальні роботи (на каркасі, закладних деталях) супроводжуються виділенням аерозолів, оксидів марганцю, хрому та нікелю. Приготування бетонних сумішей та розчинів для цегляної кладки несе небезпеку від цементного

пилу, який може викликати захворювання шкіри та дихальних шляхів. Влаштування плоскої руберойдної покрівлі передбачає роботу з бітумними мастиками та розчинниками, які виділяють шкідливі органічні сполуки (фенол, толуол, ксилол). В Одеському регіоні з його високою сонячною радіацією випаровування цих речовин посилюються, що підвищує ризик отруєнь.

Психофізіологічні (ергономічні) небезпеки пов'язані з організацією праці та людським фактором. Монолітні ростверки та залізобетонний каркас вимагають значного фізичного навантаження (перенесення важких арматурних виробів, установка опалубки). Монотонність робіт (наприклад, кладка цегли або укладання руберойду на великій площі) призводить до зниження уваги, що може спровокувати нещасний випадок. Робота в умовах дефіциту часу (дотримання графіку будівництва) спричиняє стрес, підвищену стомлюваність та конфліктність у колективі. Крім того, виконання точних робіт на висоті (вивіряння геометрії каркасу, стикування плит) вимагає високої напруги зору та координації рухів.

В зв'язку з близькістю моря та високим рівнем ґрунтових вод на будівельному майданчику можливе розмноження цвілевих грибків в дерев'яних елементах опалубки та тимчасових конструкціях. Також існує ризик укусів комахами (кліщі, комарі) та гризунами, які можуть бути переносниками інфекцій. Сейсмічна активність (до 7 балів) може спричинити раптові коливання конструкцій, особливо небезпечні під час монтажу збірних плит перекриття та зведення цегляних стін.

Для наочності основні небезпеки згруповано в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 - Потенційні небезпеки на будівництві медичного центру

Група небезпек	Конкретні небезпеки	Джерело / причина	Можливі наслідки
Фізичні	Падіння з висоти	Робота на перекриттях, риштуваннях, покрівлі	Травми, переломи, смерть
	Ураження струмом	Пошкоджена ізоляція, відсутнє заземлення	Електротравма, фібриляція
	Рухомі механізми	Крани, бетонозмішувачі, транспорт	Забиття, ампутації
	Шум, вібрація	Забивання паль, робота перфораторів	Туговухість, вібраційна хвороба
	Мікроклімат	Сонце, вітер, дощ (Одеса)	Тепловий удар, обмороження
Хімічні	Будівельний пил	Цемент, цегла, ґрунт	Силікоз, дерматити
	Токсичні гази	Зварювання, бітум, розчинники	Отруєння, подразнення очей
Психофізіологічні	Перевтома, стрес	Важка фізична праця, ненормований графік	Помилкові дії, травми
	Напруга зору	Точне вивіряння конструкцій	Погіршення зору, головний біль
Біологічні	Цвіль, грибки	Вологі матеріали, близькість моря	Алергія, аспергільоз
	Комахи, гризуни	Тимчасові споруди, відходи	Інфекційні захворювання

Як видно з таблиці, будівництво даного об'єкту характеризується комплексним впливом шкідливих факторів. Відповідно до Закону України «Про охорону праці», роботодавець зобов'язаний провести атестацію робочих місць за умовами праці та розробити заходи для зниження виявлених ризиків [22]. Особливу увагу слід приділити захисту від падіння з висоти (огороження,

страхувальні пояси), зниженню рівня пилу та газів (вентиляція, ЗІЗ органів дихання), а також нормуванню фізичних навантажень (режими праці та відпочинку). Врахування сейсмічного фактору та вологого клімату Одеси є обов'язковим при розробці заходів з охорони праці.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування

На основі аналізу найбільш небезпечним видом робіт під час будівництва медичного центру в м. Одеса є монтаж збірних плит перекриття на висоті. Цей технологічний процес поєднує в собі одразу кілька критичних факторів: робота на висоті понад 5 м (верхолазні роботи), переміщення важких вантажів (вага однієї плити сягає 2-3 т) за допомогою вантажопідіймальних кранів, необхідність точного вивіряння геометрії каркасу та робота в умовах нестійких конструкцій до їх остаточної фіксації. Згідно з НПАОП 0.00-1.15-07 «Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті», такі роботи належать до категорії з підвищеною небезпекою [25].

Ризик реалізації небезпеки при монтажі плит перекриття оцінюється як дуже високий за ймовірністю та важкий за наслідками. Основні ризики включають падіння працівника з висоти під час розстроповування плити, вивіряння її положення або зварювання закладних деталей на щойно змонтованому перекритті без належного огороження; падіння вантажу через неправильне стропування, несправність такелажного обладнання або помилки машиніста крана, що може призвести до травмування людей як на перекритті, так і на нижніх ярусах; руйнування тимчасових опорних конструкцій при недостатній несучій здатності риштувань або неврахуванні додаткових динамічних навантажень, що особливо важливо для умов Одеси з її сейсмічною активністю до 7 балів; а також ураження електричним струмом при використанні зварювального обладнання для фіксації закладних деталей плит до ригелів

каркасу у вологих умовах приморського регіону. Для оцінки рівня ризику застосовуються методики, наведені в ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 «Єврокод. Основи проєктування конструкцій», який встановлює принципи забезпечення надійності та безпеки на етапі зведення споруди [26]. Відповідно до цього документу, граничний стан несучої здатності при монтажних операціях має забезпечуватися з коефіцієнтом надійності не менше 1,5, а при роботах на висоті - обов'язковим застосуванням систем колективного та індивідуального захисту.

Для мінімізації виявлених ризиків необхідно суворо виконувати наступні правила безпеки, регламентовані НПАОП 0.00-1.15-07 [25]. До робіт на висоті (понад 1,3 м від рівня перекриття або ґрунту) допускаються особи не молодші 18 років, які пройшли медичний огляд, спеціальне навчання, стажування (не менше 2-15 змін) та перевірку знань з охорони праці. Роботи виконуються за нарядом-допуском, в якому визначаються заходи безпеки, відповідальні особи та склад бригади. Обов'язковим є застосування запобіжних поясів (рис. 4.1) (лямкових типу ПЛ) зі страхувальним канатом, закріпленим за надійні елементи конструкції або спеціально натягнуті страхувальні троси, будівельних касок та взуття з ґрунтозчіпною підошвою.



Рисунок 4.1 – Пояс лямковий

Робочі місця на висоті повинні бути обладнані тимчасовими огороженнями (перила, риштування з бортовими дошками заввишки не менше 15 см). Інвентарні риштування та вишки-тури мають пройти технічний огляд та випробування навантаженням згідно з паспортними даними. Стропування плит перекриття виконується тільки за всі чотири монтажні петлі, симетрично, без перекосів; коефіцієнт запасу міцності канатів та строп має бути не менше 6. Переміщення вантажу над робочими місцями забороняється. Роботи на висоті припиняються при швидкості вітру понад 10 м/с, під час грози, туману (видимість менше 50 м), ожеледиці, а також при температурі повітря нижче -20°C або вище $+35^{\circ}\text{C}$. В умовах Одеси з її частими морськими вітрами це правило є особливо важливим. Місця зварювання закладних деталей плит із ригелями каркасу повинні бути очищені від горючих матеріалів; зварювальні кабелі мають бути справними, з неушкодженою ізоляцією. В темну пору доби робоча зона освітлюється не менше ніж 50 лк. Дотримання зазначених правил та ретельний контроль на кожному етапі монтажу збірних плит перекриття дозволить знизити ризик виникнення нещасних випадків до прийняттого рівня та забезпечити безаварійне зведення залізобетонного каркасу медичного центру в складних умовах одеського регіону.

4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування

На основі проведеного аналізу умов праці та виявлених потенційних небезпек, а також з урахуванням реалій воєнного часу в Україні, для будівництва медичного центру в м. Одеса необхідно розробити комплекс заходів, спрямованих на покращення умов праці. Особливу увагу слід приділити захисту працівників як від традиційних будівельних небезпек, так і від додаткових загроз, пов'язаних з воєнними діями. Всі заходи поділяються на три основні групи:

організаційно-технічні, архітектурно-планувальні та заходи безпеки в умовах воєнного часу.

Організаційно-технічні заходи спрямовані на правильну організацію праці, навчання персоналу та контроль за дотриманням вимог безпеки. До них належить: проведення вступного та первинного інструктажів з охорони праці для всіх працівників, які задіяні на будівництві, з обов'язковим відображенням у журналах реєстрації; розробка та затвердження інструкцій з охорони праці для кожної професії та виду робіт (монтажники, зварювальники, машиністи кранів, робітники на висоті); призначення осіб, відповідальних за безпечне ведення робіт (зокрема, на кожній ділянці монтажу плит перекриття); проведення щоденного контролю за станом риштувань, страхувальних систем, такелажного обладнання та електроінструменту; забезпечення працівників засобами індивідуального захисту (каски, запобіжні пояси, діелектричні рукавиці, взуття з підошвою, що не ковзає); організація медичних оглядів (попередніх, періодичних та позачергових) відповідно до вимог наказу МОЗ України. Важливо також забезпечити належні санітарно-побутові умови: облаштування гардеробних (для роздільного зберігання особистого та робочого одягу), душових, кімнат для обігріву та прийому їжі, туалетів. Окремим пунктом слід передбачити режими праці та відпочинку з урахуванням кліматичних умов Одеси (перерви для відпочинку в спекотну пору року та додаткові перерви для обігріву взимку).

Архітектурно-планувальні заходи спрямовані на створення безпечного простору на будівельному майданчику та в самій будівлі медичного центру. Вони включають: зонування території будівництва з виділенням небезпечних зон (робота крана, монтаж плит, зона висотних робіт) та їх огороження сигнальною стрічкою або інвентарними огорожами на відстані не менше 10 м від місця підйому вантажу; влаштування окремих проходів для працівників (шириною не менше 1,2 м) та проїздів для транспорту, які не перетинаються з небезпечними зонами; забезпечення безпечних шляхів евакуації з будівлі, що будується - на

кожному поверсі повинно бути не менше двох евакуаційних виходів, а сходові клітки на час будівництва обладнуються тимчасовими перилами та освітленням; організація природного та штучного освітлення всіх робочих місць (рівень освітлення має відповідати нормам для будівельних робіт - не менше 50 лк для загального освітлення та 200 лк для монтажних операцій, що потребують точності); влаштування вентиляції на закритих робочих місцях (наприклад, при зварювальних роботах або роботах з бітумом на покрівлі). Для медичного центру, який має складну планувальну структуру (три спарених блоки), необхідно передбачити чітке маркування шляхів переміщення персоналу та матеріалів, а також розташування медичних постів та пунктів зберігання засобів першої допомоги.

Окремої уваги потребують заходи, пов'язані з веденням будівництва в умовах воєнного часу. Відповідно до ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту», при проектуванні медичного центру необхідно передбачити влаштування споруд подвійного призначення (СПП) із захисними властивостями сховищ або протирадіаційних укриттів [28]. Це означає, що підвальні або цокольні поверхи будівлі (або окремі їх частини) слід спроектувати так, щоб вони виконували функцію укриття для персоналу та пацієнтів під час повітряної тривоги. Вимоги до таких приміщень включають: забезпечення механічного опору та стійкості конструкцій до впливу вибухової хвилі з надмірним тиском не менше 100 кПа (що відповідає захисту від засобів звичайного ураження); товщина огорожувальних конструкцій (стін, перекриттів) має прийматися конструктивно з метою уникнення сколювання внутрішньої поверхні; облаштування герметичних дверей та сталевих ставень на вікнах; створення системи фільтровентиляції для подачі очищеного повітря; забезпечення автономного водопостачання та водовідведення; встановлення резервного джерела живлення (дизель-генератора або акумуляторних батарей) для безперебійної роботи освітлення, вентиляції та медичного обладнання. Для

будівництва в м. Одеса, яке має високий рівень ґрунтових вод, особливу увагу слід приділити гідроізоляції захисних споруд, щоб уникнути затоплення під час тривалого перебування людей.

Крім того, для безпечного ведення будівництва в умовах воєнного часу необхідно: організувати на будівельному майданчику систему оповіщення про повітряну тривогу (гучномовці, сирени) з дублюванням сигналу світловим сповіщенням; визначити найближчі існуючі укриття (наприклад, в сусідніх житлових будинках або школах) на випадок, якщо власне споруда подвійного призначення ще не готова; розробити план евакуації будівельників з майданчика в укриття (вказати маршрути, тривалість, відповідальних осіб); створити мінімальний запас засобів індивідуального захисту (касок, бронежилетів - за можливості), аптечок, води та продуктів на 48 годин перебування в укритті; навчити працівників діям при виникненні пожежі внаслідок обстрілів (наявність вогнегасників, піску, азбестових покривал) та при пораненнях (надання першої домедичної допомоги). Окремим питанням є маскувальні заходи: на час будівництва необхідно затемнювати вікна, уникати роботи потужних джерел світла в нічний час без необхідності, а також дотримуватись режиму тиші відповідно до розпоряджень військової адміністрації міста Одеси.

Висновок

В результаті дослідження умов праці при будівництві медичного центру в м. Одеса виконано аналіз нормативно-правової бази, потенційних небезпек, ризиків та заходів щодо їх усунення з урахуванням регіональних особливостей.

Основними нормативними документами є Закон України «Про охорону праці», ДБН А.3.2-2-2009, НПАОП 0.00-1.15-07 та ДБН В.2.2-5:2023. Виявлено фізичні (падіння з висоти, ураження струмом, шум, вібрація), хімічні (пил, токсичні гази), психофізіологічні (перевтома, стрес) та біологічні небезпеки. Найбільш ризикованим видом робіт є монтаж збірних плит перекриття на висоті,

для якого досліджено правила безпеки (страхувальні пояси, огороження, наряди-допуски, погодні обмеження).

Розроблено організаційно-технічні, архітектурно-планувальні та захисні заходи.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6.-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі зміною № 1. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами. – Чинний від 2011-07-01. – Актуалізований текст чинний від 2020-06-01 – Київ : Мінрегіонбуд України, 2020. – 71 с. (Державні будівельні норми України).
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний від 2011-06-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. (Державні будівельні норми України).
3. ДСТУ Б В.2.6-145 2010 Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних та залізобетонних від корозії. Загальні технічні вимоги. Чинний від 2010-10-26. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 77 с. (Національний стандарт України).
4. ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною № 1 та № 2 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами – Чинний від 2007-01-01 (Зміна № 1 – чинний від 2007-10-01, зміна № 2 – чинний 2020-06-01). – Київ : Мінбуд України, 2020. – 75 с. (Державні будівельні норми України).
5. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Чинний від 2019.01.01. – Київ: Мінрегіон України. 2018. – 42 с. (Державні будівельні норми України).
6. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. – Чинний від 2015-01-01. – Київ, Мінрегіон України, 2014. – 205 с. (Державні будівельні норми України).
7. ДБН В.1.2-14:2018 зі зміною №1. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд. – Чинний від 2019-01-01 (Зміна № 1 – чинний від 2022-09-01). - Київ.: Мінрегіон України, 2022. – 41 с. (Державні будівельні норми України).

8. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – Чинний від 2011-11-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. (Національний стандарт України).

9. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. – Чинний з 2017-01-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 49 с. (Державні будівельні норми України).

10. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. – Чинний з 2008-01-07. – Київ Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2008. – 75 с. (Державні будівельні норми України).

11. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Чинний від 2012-04-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 96 с. (Державні будівельні норми України).

12. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України. – Чинний від 2014-10-01. – Київ: Мінрегіон України, 2014. – 118 с. (Державні будівельні норми України).

13. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – Чинний від 2017-02-01. – Київ: Мінрегіон України, 2016. – 44 с. (Державні будівельні норми України).

14. ДБН В.2.2-10:2022 зі зміною № 1 Заклади охорони здоров'я. Основні положення. – Чинний від 2023-03-01 Зміна № 1 – чинний від 2024-10-01. – Київ: Мінрегіон України, 2022. – 73 с. (Державні будівельні норми України).

14. Барашиков А. Я. Залізобетонні конструкції: Підручник / А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнєцов, Є. Ф. Лисенко, І. О. Русінов; за заг. ред. А. Я. Барашикова. – Київ: Вища школа, 1995. – 591 с.

15. Вахненко П. Ф. Залізобетонні конструкції : Підручник / П. Ф. Вахненко, А. М. Павліков, О. В. Горик, В. П. Вахненко; за заг. ред. П. Ф. Вахненко. – Київ : Вища школа, 1999. – 508 с.

16. Бабаєв В. М. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова, П. А. Резнік, Є. Г. Стоянов, В. С. Шмуклер; за заг. ред. В. С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

17. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А. М. Павліков. – [2-ге вид., випр.]. – Полтава : ПолтНТУ, 2017. – 284 с.

18. Теліченко О.І.. Зведення і монтаж будівель та споруд: Навчальний посібник / О.І.Теліченко., М.В.Нагорний. – Суми: СНАУ;2020 – 197 с.

19. Якименко О. В. Технологія будівельного виробництва : навч. посібник / О. В. Якименко; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва. ім. О. М. Бекетова. – Харків :ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2016. – 411 с.

20. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – Чинний від 2022-09-01. – Київ : Мінрегіон України, 2022, - 27 с. (Державні будівельні норми України).

22. Закон України «Про охорону праці» (Відомості Верховної Ради України (ВВР), 1992, № 49, ст. 668, з поточними змінами та доповненнями).

23. НПАОП 40.1-1.21-98 «Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів». - Харків: Форт, 2013.

24. ДСН 3.3.6.042-99 «Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень». - К.: МОЗ України, 1999.

25. НПАОП 0.00-1.15-07 «Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті». Затверджено наказом Держгірпромнагляду від 27.03.2007 № 62. - К., 2007.

26. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 «Єврокод. Основи проектування конструкцій» (EN 1990:2002, IDT). - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.

27. ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту». - К.: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023.