

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

**УДК 711.558.5:711.455(47)
ПОГОДЖЕНО**

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

**Декан факультету (Директор ННІ)
конструювання та дизайну**
(назва факультету (ННІ))

Завідувач кафедри будівництва
(назва кафедри)

(підпис) Зіновій РУЖИЛО
(ПІБ)

(підпис) Ігор ЯКОВЕНКО
(ПІБ)

“ ____ ” травня 2025 р.

“ ____ ” травня 2025 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: **Проектування будівлі басейну оздоровчого комплексу
у Сумській області**

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»
(назва)

Орієнтація освітньої програми
освітньо-наукова програма
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

Д.Т.Н., С.Н.С.
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Мар'єнков Микола Григорович
(ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

К.Т.Н., ст. викладач
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Усенко Микола Володимирович
(ПІБ)

Виконав

(підпис)

Демидюк Юрій Юхимович
(ПІБ студента)

КИЇВ – 2025 рік

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) _____ конструювання та дизайну _____

ЗАТВЕРДЖУЮ

**Завідувач кафедри будівництва
доктор технічних наук, професор**

_____ **Ігор ЯКОВЕНКО**

“ _____ ” _____ **2025 року**

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

СТУДЕНТУ

_____ Демидюку Юрію Юхимовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність _____ 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія» _____
(назва)

Орієнтація освітньої програми
_____ освітньо-наукова програма
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи: «Проектування будівлі басейну оздоровчого комплексу у Сумській області» _____

затверджена наказом ректора НУБіП України від “22” .12. 2023 р. № 2358 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру _____ 19 травня 2025 року
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи:

Запроектована двоповерхова будівля басейну оздоровчого комплексу. Розраховані та законструйовані кроквяна ферма покриття, колона та фундамент. Розглянуті основні положення та сутність методу розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами. Наведені відмінності між характе-

ристичними та розрахунковими значеннями опорів матеріалів, які використовуються задля розрахунку будівельних конструкцій відповідальних будівель та інженерних споруд. Розглянуто можливі випадки руйнування похилого перерізу ЗБК. Представлений алгоритм розрахунку на дію поперечної сили по похилій тріщині; розрахунок на дію згинального моменту та визначення похилої стиснутої смуги.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Розробити архітектурно-будівельну частину будівлі басейну (розробити головний та бокові фасади, плани, поперечний та поздовжній розрізи, навести специфікацію приміщень із відповідними архітектурними вузлами).

2. Виконати розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій (кроквяної ферми покриття, колони та фундаменту).

3. Розробити технологічну карту на влаштування цегляної кладки стін. Навести параметри та засоби щодо організації будженплану, технології виконання робіт щодо умови забезпечення будівництва; тривалості будівництва, складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт, комплектів будівельних машин та механізмів, проектування будівельного генерального плану.

Перелік графічного матеріалу (за потреби)

1. Архітектурний розділ: головний та боковий фасади, поздовжній та поперечний розрізи, плани відповідних поверхів

2. Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій: кроквяної ферми покриття, колони та фундаменту

3. Технологічна карта, будженплан та календарний графік

Дата видачі завдання «22» грудня 2023 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи:

кандидат технічних наук, ст. викладач

кафедри будівництва НУБіП України _____ Микола УСЕНКО

Завдання прийняв до виконання:

студент БЦІ 2307Мд

денної форми навчання _____ Юрій ДЕМИДЮК

ЗМІСТ

ВСТУП	7
1 АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....	
1.1. Сутність методу розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами.....	
1.2. Характеристичні та розрахункові опори матеріалів.....	
1.3. Особливості розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами першої та другої групи.....	
2 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ.....	
РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ПОХИЛИМИ ПЕРЕРІЗАМИ.....	
2.1. Можливі випадки руйнування похилого перерізу.....	
2.2. Розрахунок на дію поперечної сили по похилій тріщині.....	
2.3. Розрахунок на дію згинального моменту.....	
2.4. Міцність похилої стиснутої смуги.....	
2.5. Високоміцні бетони: розробки та перспективи використання...	
3 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	
3.1 Розробка варіантів об'ємно-планувальних та архітектурно-конструктивних рішень.....	
3.2. Генеральний план	
3.3 Об'ємно-планувальне рішення	
3.4 Конструктивне рішення будівлі	
3.4.1 Фундаменти	
3.4.2 Стіни	
3.4.3 Плити перекриття та покриття	
3.4.4 Покрівля	
3.4.5 Вікна та двері	
3.4.6 Сходи	
3.4.7 Підлоги	

3.4.8	Опорядження	
3.5	Інженерно-технічне обладнання	
4	РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	
4.1	Розрахунок ферми покриття	
4.1.1	Постійне навантаження	
4.1.2	Снігове навантаження	
4.1.3	Розрахунок зусиль в елементах ферми	
4.1.3.1	Визначення перерізів елементів	
4.1.3.2	Розрахунок прогину прогонів	
4.2	Розрахунок цегляного простінка	
4.3	Розрахунок колони	
4.4	Розрахунок фундаменту	
4.4.1	Розрахунок несучої здатності висячих забивних паль	
5	ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	
5.1	Умови будівельного виробництва	
5.2	Обґрунтування термінів будівництва	
5.3	Визначення складу та обсягів БМР та ресурсів	
5.4	Вибір методів виконання робіт	
5.5	Вибір комплектів будівельних машин і механізмів	
5.6	Технологія виконання будівельних процесів	
5.6.1	Технологічна карта на цегляну кладку стін	
5.7	Проектування будівельного генерального плану	
5.7.1	Розрахунок тимчасових будівель	
5.7.2	Забезпечення будівництва електроенергією	
5.7.3	Розрахунок тимчасовим водопостачання	
5.8	Календарний план будівництва	
5.9	Техніко-економічні показники проекту	
	СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	
	ДОДАТКИ. ГРАФІЧНІ КРЕСЛЕННЯ ЗА КМР	

ВСТУП

Дитячі дошкільні заклади є суспільними виховними та оздоровчими закладами для дітей віку до 6-7 років.

Задачами суспільного виховання в даних дитячих закладах є всебічний розвиток дитини, забезпечення її здоров'я, правильного фізичного та духовного виховання. Система дитячих дошкільних закладів допомагає жінці-матері брати участь в виробничій, суспільній, культурній та суспільно-політичній частині життя.

Працівники дитячих дошкільних закладів ведуть також педагогічну та гігієнічну пропаганду серед батьків дитини, що допомагає їй в різні часи дня орієнтуватися на покращення свого здоров'я.

Склад та методи виховної та оздоровчої роботи збудовано диференційно для кожної вікової групи, з урахуванням психофізичних властивостей дітей кожного віку.

Об'єднання будівель дитячих ясел-садків має велику перевагу перед окремими типами дитячих закладів, це забезпечення послідовності у вихованні дітей ясельного та дошкільного віку, забезпечення вимог для кращого медичного обслуговування дітей, більш повноцінної педагогічної роботи з дітьми ясельного віку та більшими умовами для багатодітних сімей, які можуть приводити дітей різного віку в один заклад.

При об'єднанні дитячих садків та ясел скорочуються радіуси обслуговування, що дає економію в будівництві та експлуатації будівель.

Тому в даному дипломному проєкті було запроєктована будівля, яка відповідає даним вимогам.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Сутність методу розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами

Метою розрахунку будівельних конструкцій є забезпечення необхідних умов експлуатації будівлі чи споруди і достатньої їх міцності при найменших витратах матеріалів та праці на виготовлення, монтаж і експлуатацію, тобто найменшій зведеній вартості. Останнім часом конструкції розраховують на силові та інші впливи за граничними станами [1, 2].

Граничними називають такі стани конструкцій, при яких вони перестають задовольняти вимогам, поставленим під час зведення та експлуатації.

Граничні стани об'єднують у дві групи [2, 3]:

- граничні стани першої групи призводять до вичерпання несучої здатності конструкцій, зумовлюють їх непридатність до подальшої експлуатації;
- граничні стани другої групи зумовлюють непридатність конструкцій до нормальної експлуатації чи знижують їх довговічність внаслідок значного деформування.

Нормальною вважають експлуатацію, яка здійснюється відповідно до технологічних або побутових умов без обмежень, передбачених у нормах чи завданні на проектування, тобто це процес безперервної роботи конструкції. При граничних станах другої групи експлуатація конструкцій можлива тільки при встановленні відповідних обмежень.

Найпоширенішими *граничними станами першої групи* є в'язке, крихке, втомне чи іншого характеру руйнування, спричинене силовими впливами; руйнування від одночасної дії силових факторів та несприятливих впливів зовнішнього середовища; загальна втрата стійкості форми; втрата стійкості положення; якісна зміна конфігурації; резонансні коливання; стани, при яких виникає необхідність припинити експлуатацію через текучість матеріалу,

зсуви у з'єднаннях, повзучість, наявність тріщин у металевих конструкціях тощо.

До *граничних станів другої групи* належать надмірні переміщення, осідання, кути поворотів, коливання, розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях [1].

Надійність конструкцій забезпечується розрахунком, який повинен враховувати невігідні значення навантажень та їх поєднання, несприятливі впливи, можливі відхилення у механічних характеристиках матеріалів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкції. Розрахунок виконують на основі ідеалізованих припущень та розрахункових схем, які мають відображати дійсні передумови роботи конструкції. При необхідності враховують геометричну і фізичну не-лінійність, деформаційні властивості матеріалів, просторову роботу конструкцій [1, 4].

Навантаження, що діють на конструкцію та характеристики міцності матеріалів, з яких виготовлена конструкція, володіють мінливістю та можуть відрізнятися від середніх значень. Тому для забезпечення того, щоб під час нормальної експлуатації споруди не настало жодного з граничних станів, вводять систему розрахункових коефіцієнтів, які враховують можливі відхилення (у несприятливий бік) різних факторів, що впливають на надійну роботу конструкції:

- коефіцієнти надійності за навантаженням $\gamma_f \geq 1$, які враховують мінливість навантажень або впливів. При розрахунках за I групою граничних станів $\gamma_f > 1$ (розрахункове значення навантаження), за II групою $\gamma_f = 1$ (характеристичне значення навантаження) [1];

- коефіцієнти надійності за матеріалом $\gamma_m > 1$ (γ_s, γ_b – для арматури та бетону) які враховують мінливість властивостей міцності цього матеріалу;

- коефіцієнти надійності за призначенням будівлі γ_n , враховують ступінь відповідальності та капітальності будівлі та споруди. Для споруд особливо важливого народно - господарчого та соціального призначення (корпуса ТЕЦ, стадіони, цирки, кінотеатри, дитячі садочки, лікарні) $\gamma_n = 1$; для споруд

найбільш масового характеру (житлові, промислові, с/г будівлі) $\gamma_n = 0,95$; для складів, теплиць, одноповерхових житлових будівель та тимчасових будівель та споруд $\gamma_n = 0,9$;

- коефіцієнти умов роботи $\gamma_c > 1$, які дозволяють оцінити деякі особливості роботи матеріалів та конструкцій в цілому, котрі не можуть бути відображені у розрахунках прямим шляхом [1].

Розрахункові коефіцієнти встановлюють на основі вірогідно-статистичних методів. Вони забезпечують потрібну надійність роботи конструкції для всіх стадій виготовлення, транспортування, зведення та експлуатації [1, 2].

1.2. Нормативні (характеристичні) та розрахункові опори матеріалів

Нормативний опір матеріалів – це встановлене нормами граничне значення напруження в матеріалі R_n , МПа.

Розрахунковий опір матеріалів R – отримується шляхом ділення нормативного опору на відповідний коефіцієнт надійності за матеріалом

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s, \quad R_b = R_{bn} / \gamma_b, \quad (1.1)$$

де R_s, R_b – розрахункові опори арматури розтягу та бетону стиску;

R_{sn}, R_{bn} – нормативні опори арматури розтягу та бетону стиску;

γ_s, γ_b – коефіцієнт надійності по матеріалу для арматури та бетону.

1.3. Особливості розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами першої та другої групи

Розрахувати за **першою групою** граничних станів – це забезпечити несучу здатність, перевіряючи умову: максимальне зусилля N від розрахункового навантаження не повинне перевищувати мінімальну несучу здатність Φ [1]

$$N(g_n, v_n, \gamma_f, \psi) \leq \Phi(R_n, 1/\gamma_m, \gamma_c, 1/\gamma_b, S) \quad (1.2)$$

$$(N, M, Q)$$

$$(I, A, W),$$

де N, M, Q – поздовжня сила, згинальний момент, поперечна сила;

g_n, v_n – характеристичні значення постійного та мінливого навантажень, які шляхом множення на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f складають розрахункове навантаження;

ψ – коефіцієнт сполучень навантажень;

R_n – нормативний опір матеріалу, який шляхом ділення на коефіцієнт надійності за матеріалом γ_m , множення на коефіцієнт умов роботи γ_c , та ділення на коефіцієнт надійності за призначенням будівлі γ_n складає розрахунковий опір матеріалу;

$S(I, A, W)$ – геометричні характеристики поперечного перерізу (момент інерції, площа, момент опору).

Розрахувати за **другою групою** граничних станів – це забезпечити конструкцію від утворення тріщин, від надмірного розкриття тріщин та від надмірних переміщень (прогини, кути перекосу та повороту, коливання) [1, 2, 33, 35, 36].

Розрахунок за **утворенням тріщин**: $M_r \leq M_{crc}$ тріщина не з'явиться, якщо максимально можливе зусилля M_r від навантаження не перевищуватиме зусилля M_{crc} , яке може витримати поперечний переріз конструкції перед утворенням тріщини [33, 36].

Розрахунок з **розкриття тріщин**: $a_{crc} \leq a_{crc,u}$ тріщина, яка розкрилась в елементі на ширину a_{crc} під дією зовнішнього навантаження не повинна перевищувати граничної ширини розкриття $a_{crc,u} = (0,05 \dots 0,4)$ мм.

Розрахунок за **переміщеннями** – частіш за все перевірка прогинів $f \leq f_u$; $f/l_0 \leq [f/l_0]$ [2, 3].

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ПОХИЛИМИ ПЕРЕРІЗАМИ.

2.1. Можливі випадки руйнування похилого перерізу

Для залізобетонних елементів особливу небезпеку представляють головні розтягуючі напруження σ_{mt} , які набувають максимального значення поблизу опор на рівні нейтральної лінії (тут діють найбільші поперечні сили). Якщо σ_{mt} перевищують розрахунковий опір бетону розтягу, вони є причиною виникнення похилих тріщин. Після утворення похилої тріщини елемент розділяється на два диски (частини), які поєднані між собою в стиснутій зоні над тріщиною бетоном, а в розтягнутій зоні – поздовжньою, поперечною і відігнутою арматурою, що перетинає тріщину [2, 33, 36].

З підвищенням навантаження можлива одна із таких схем руйнування:

1) від переважаючої дії згинального моменту обидві частини елемента обертаються відносно центру ваги стиснутої зони бетону над похилою тріщиною, при цьому тріщина розкривається, розвивається по висоті, а висота стиснутої зони бетону зменшується; коли напруження в усій арматурі, що перетинає тріщину досягне граничних значень (арматура потече), відбувається роздроблення стиснутого бетону і елемент руйнується, причому це руйнування за своїм характером подібне до руйнування нормального перерізу від дії згинального моменту [33].

Елемент може зруйнуватися за такою схемою і тоді, коли напруження в поздовжній арматурі менше від граничних, але порушене її анкерування і відбувається проковзування арматури в бетоні.

2) якщо переріз поздовжньої арматури достатньо великий і забезпечене її надійне анкерування, що перешкоджає повороту обох частин елемента, руйнування відбувається після того, як напруження в поперечній і відігнутій

арматурі, котра перетинає тріщину, досягне граничних величин у зв'язку із різнуванням бетону над косою тріщиною; обидві частини елемента при цьому зміщуються один проти одного. Такий характер руйнування пов'язаний із переважаючою дією поперечної сили [2, 36].

3) коли ширина перерізу елементів (таврових, двотаврових), що працюють на згинання, доволі мала, вони можуть руйнуватися в зоні дії поперечних сил у зв'язку із роздробленням бетону стінки між похилими тріщинами від дії головних стискуючих напружень σ_{mc} (рис. 2.1) [1, 36].

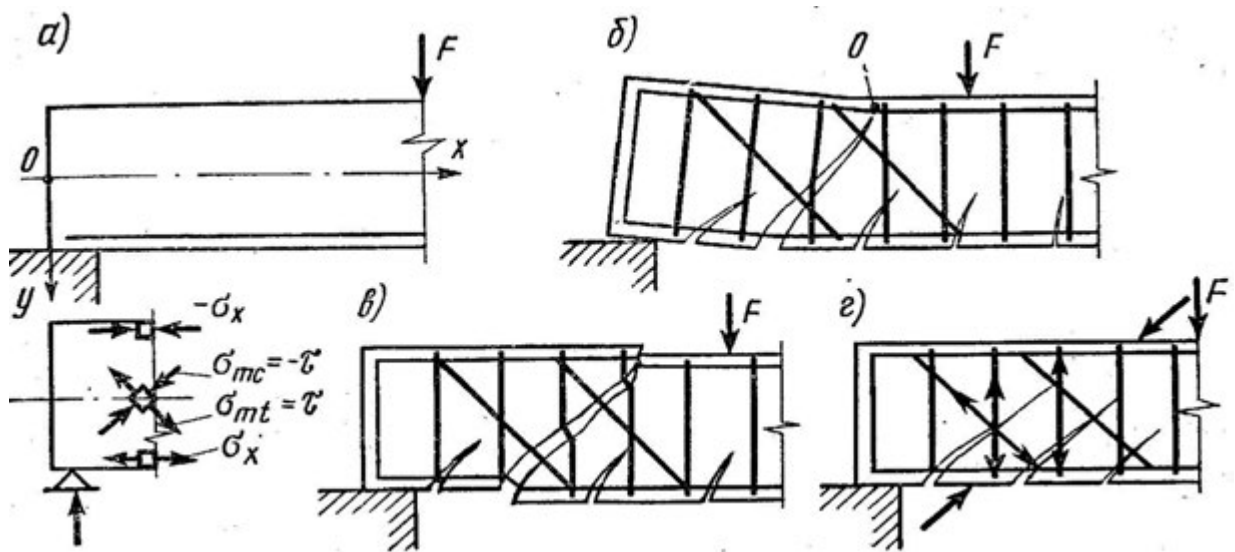


Рис.2.1. Схеми дії головних напружень (а) і руйнування згинальних елементів по похилому перерізу (б...г) [1]

Хоч руйнування елементів при згинанні за похилими перерізами є наслідком спільної дії згинального моменту M і поперечної сили Q такі перерізи відповідно до перерахованих можливих схем руйнування розраховують на міцність окремо: на дію Q по похилій тріщині і по похилій стиснутій смузі і на дію M по похилій тріщині [2, 35].

2.2. Розрахунок елементів на дію поперечної сили по похилій тріщині

Основне рівняння міцності похилого перерізу на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій тріщині виводять із умов рівноваги

приопорної частини залізобетонного елемента, що перебуває під дією зовнішніх та внутрішніх сил [1].

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}, \quad (2.1)$$

де Q – рівнодійна всіх поперечних сил від зовнішнього навантаження, розташованих по один бік від розгляданого похилого перерізу. Значення Q приймають у нормальному перерізі, котрий проходить через найвіддаленіший від опори кінець перерізу і визначається для рівномірно розподіленого навантаження як

$$Q = Q_{\max} - cq, \quad (2.2)$$

де q – рівномірно розподілене навантаження;

c – проекція небезпечного похилого перерізу на горизонтальну вісь;

Q_b – поперечне зусилля, що сприймається бетоном стиснутої зони в похилому перерізі;

Q_{sw} , $Q_{s,inc}$ – поперечні зусилля, що сприймаються відповідно поперечними та відігнутими стержнями, які визначають як суму проекцій на нормаль до поздовжньої осі елемента зусиль у хомутах та відігнутих стержнях, що перетинають похилу тріщину (рис.18).

Обчислюючи значення $Q_b, Q_{sw}, Q_{s,inc}$ приймають, що в граничному стані напруження в бетоні, поперечній і похилій арматурі досягають граничних значень. Тоді для поперечних стержнів, нормальних до поздовжньої осі елемента [1]

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}, \quad (2.3)$$

для стержнів, нахилених до поздовжньої осі елемента

$$Q_{s,inc} = \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta, \quad (2.4)$$

де R_{sw} – розрахунковий опір поперечної та відігнутої арматури розтягу в розрахунках похилих перерізів на міцність;

$A_{sw}, A_{s,inc}$ – площа поперечного перерізу відповідно поперечної та відігнутої арматури, розташованої в одній площині.

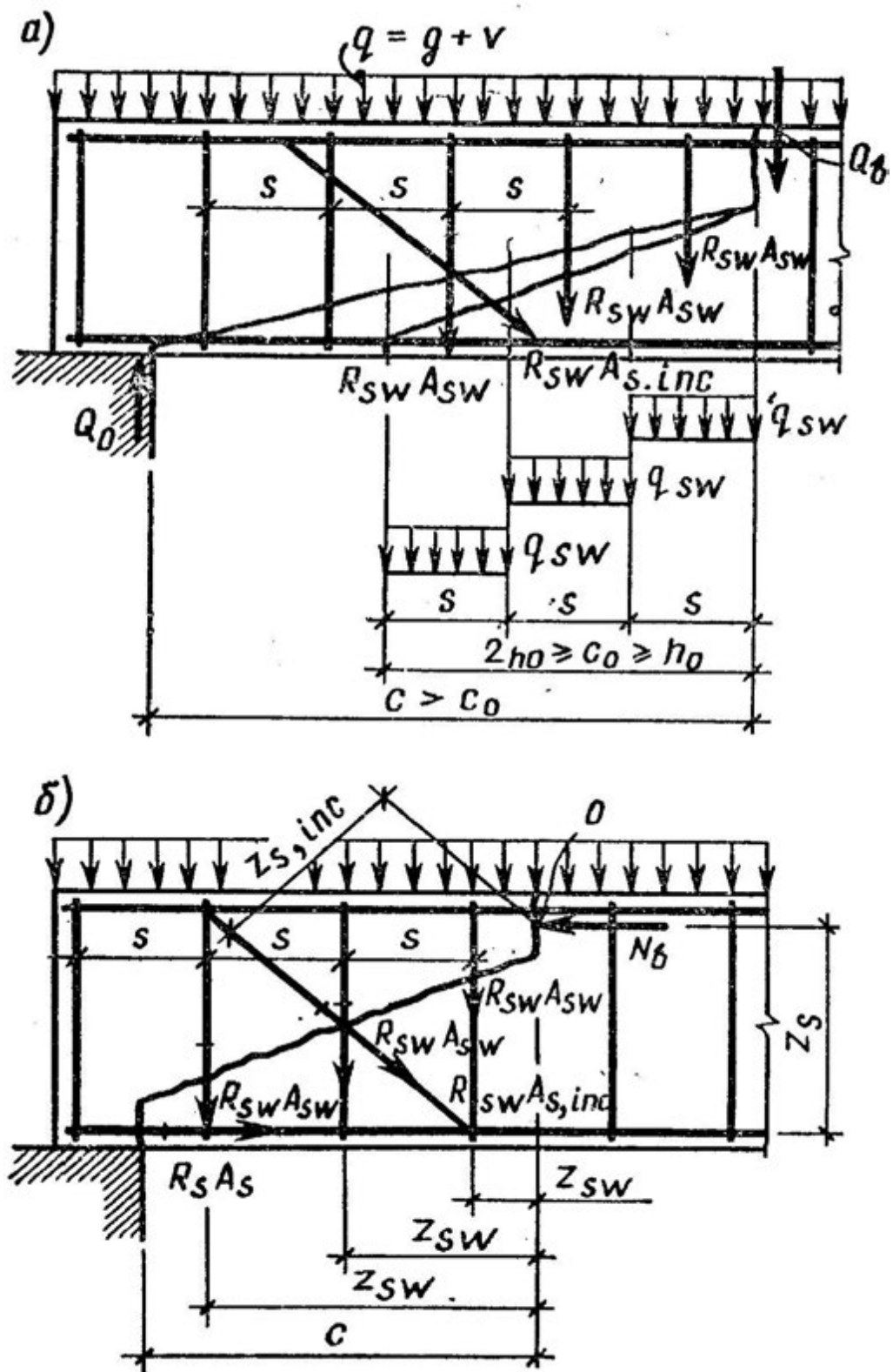


Рис. 2.2. Схема розрахункових зусиль в похилому перерізі: а – при розрахунках на дію поперечної сили; б – на дію згинального моменту [1]

На момент руйнування елемента по похилому перерізу в поперечних чи похилих стержнях, розташованих біля стиснутої зони, напруження можуть не

досягати граничних значень внаслідок малого розкриття похилої тріщини в цьому місці. Тому під час розрахунку на поперечну силу зусилля в поперечній (похилій) арматурі визначають виходячи із розрахункового опору $R_{sw} = \gamma_{s1} R_s$, γ_{s1} – коефіцієнт умов роботи поперечної арматури, який дорівнює 0,8.

У загальному випадку зусилля, що сприймає бетон визначають за емпіричною залежністю

$$Q_b = M_b / c, \quad (2.5)$$

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f) R_{br} b h_0^2, \quad (2.6)$$

тут φ_{b2} – коефіцієнт, приймається відповідно до норм залежно від виду бетону (для важкого бетону 2);

φ_f – коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полицок таврового перерізу.

Довжина проєкції похилого перерізу c визначається наступним чином [1, 2, 35]:

- у загальному випадку задаються рядом похилих перерізів із різними значеннями c , які не перевищують відстані від опори до перерізу із максимальним згинальним моментом і величини $(\varphi_{b2} / \varphi_{b3}) h_0$, де φ_{b3} – коефіцієнт, що залежить від виду бетону, приймається згідно норм (для важкого бетону дорівнює 0,6). $c_{\max} = 2 / 0,6 h_0 = 3,33 h_0$ (для важкого бетону);

- при дії на елемент зосередженого навантаження c приймається таким, що дорівнює відстані від опори до точок прикладання цих сил;

- при дії на елемент рівномірно розподіленого навантаження значення c приймають

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q}}, \text{ якщо } q \geq 0,56 q_{sw} \text{ і } c = \sqrt{\frac{M_b}{q + q_{sw}}} \text{ у іншому випадку.}$$

У всіх випадках отримані значення Q_b не повинні бути менше ніж

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f) R_{br} b h_0. \quad (2.7)$$

Зусилля у хомутах підраховується як

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0, \quad (2.8)$$

де q_{sw} – зусилля в хомутах віднесене до одиниці довжини елемента в межах похилої тріщини $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s$, тут s – крок хомутів, а c_0 – довжина проєкції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента, визначається як

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}, \quad (2.9)$$

але не повинно бути більше за $2h_0$, c і менше за h_0 .

Необхідність встановлення поперечної арматури за розрахунком перевіряється умовами:

$$Q_{\max} = 2,5 R_{bt} b h_0, \quad (2.10)$$

$$Q \leq \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2}{c}. \quad (2.11)$$

Значення c визначається як $c \leq c_{\max} = 2,5 h_0$. При розрахунках елементів, навантажених рівномірно розподіленим навантаженням при виконанні умови

$$q \leq \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b}{(c_{\max} / h_0)^2} - c = c_{\max},$$

в іншому випадку
$$c = h_0 \sqrt{\frac{\varphi_{b4} R_{bt} b}{q}}. \quad (2.12)$$

У разі невиконання хоч би однієї із зазначених умов, поперечну арматуру необхідно розраховувати.

2.3. Розрахунок на дію згинального моменту

Умова міцності похилих перерізів за згинальним моментом записується у вигляді [1]:

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (2.13)$$

де M – момент усіх зовнішніх сил, розташованих по один бік від перерізу, що розглядається, відносно осі, яка перпендикулярна площині дії моменту і проходить по середині висоти стиснутої зони бетону над косою тріщиною;

$M_s, M_{sw}, M_{s,inc}$ – моменти зусиль відповідно у поздовжній, поперечній та відігнутій арматурі, що їх перетинає похилий переріз, відносно тієї ж осі

$$\begin{aligned} M_s &= \sum R_s A_s z_s, \\ M_{sw} &= \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw}, \\ M_{s,inc} &= \sum R_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc}, \end{aligned} \quad (2.14)$$

де $z_s, z_{sw}, z_{s,inc}$ – відстані від площини розташування відповідно поздовжньої арматури, хомутів та відгинів до вказаної вище осі [1, 2].

Розрахунок похилих перерізів елементів з постійною висотою перерізу можна не виконувати у разі:

- коли поперечна арматура за розрахунком не потрібна;
- коли вся поздовжня арматура доведена до опори і має спеціальні анкери.

2.4. Міцність похилої стиснутої смуги

Експериментально встановлено, що додержання умови [2, 35 та ін.]

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (2.15)$$

у розрахунках елементів, що працюють на згинання, гарантує міцність стінки на стискання.

В формулі (2.15) Q – поперечна сила в нормальному перерізі, котрий розташований від опори не ближче ніж h_0 і дорівнює $Q = Q_{\max} - qh_0$,

φ_{w1} – коефіцієнт, який враховує вплив поперечної арматури

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3, \quad (2.16)$$

де $\alpha = E_s / E_b$, $\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs}$;

φ_{b1} – коефіцієнт, яки враховує вплив міцності бетону $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$, ($\beta=0,01$ для важкого бетону) [1].

2.5. Високоміцні бетони: розробки та перспективи використання

Високоміцні бетони (ВМБ) – це будівельний матеріал нового покоління, який має підвищені характеристики міцності, стійкість до агресивних середовищ та довговічність. Сучасні дослідження в галузі будівельних технологій спрямовані на вдосконалення складу та технології виробництва ВМБ для підвищення їх ефективності й розширення сфери застосування.

Виробництво високоміцних бетонів потребує ретельного добору компонентів та дотримання технологічних параметрів.

Ключовими чинниками є:

- використання якісного цементу з високим вмістом силікатів кальцію [11];
- модифікуючі добавки, такі як суперпластифікатори та наноматеріали, забезпечують підвищення щільності й однорідності суміші [13];
- мінеральні добавки (мікрокремнезем, метакаолін) покращують адгезію між частинками [14];
- використання мікрофібри для підвищення тріщиностійкості.

Одним із перспективних напрямів є впровадження ультразвукової обробки бетонної суміші, що дає змогу досягти більш рівномірного розподілу компонентів.

Високоміцні бетони мають такі переваги:

- міцність на стиск перевищує 100 МПа, що робить їх незамінними в конструкціях із високими навантаженнями.
- висока стійкість до впливу вологи, хімічно агресивних середовищ і циклічних заморожувань [12].
- покращена довговічність у порівнянні з традиційними бетонами.

Сучасні дослідження зосереджені на впровадженні інновацій:

- самоущільнювальні бетони (SCC): спрощують процес укладання без використання вібраційного обладнання.

- самовідновлювальні бетони: використання мікроінкапсульованих добавок, які активуються при утворенні тріщин.

- вуглецеві нанотрубки та графен: покращують структуру бетону на нанорівні, підвищуючи міцність і тріщиностійкість [15].

Високоміцні бетони активно застосовуються в таких сферах:

- будівництво хмарочосів та інших висотних споруд, де потрібні матеріали з високою несучою здатністю.

- мости та гідротехнічні споруди, що експлуатуються за умов підвищеної вологості й агресивних середовищ.

- інфраструктурні об'єкти в сейсмоактивних регіонах [16].

Прикладом успішного використання ВМБ є будівництво моста Міленіум у Лондоні, де застосовувалися матеріали з міцністю понад 120 МПа, що відповідає класу С100/115.



Рис. 2.3. Пішохідний міст Міленіум у Лондоні [18]

Перспективи використання високоміцного бетону пов'язані з:

- зниженням вартості виробництва завдяки розробці нових технологій і матеріалів [17];

- розширенням галузі застосування: впровадження у малоповерхове будівництво та приватну архітектуру;

- сталим розвитком: довговічність конструкцій дає змогу скоротити обсяги ремонтних робіт і зменшити вплив на довкілля.

Висновок. Високоміцні бетони відкривають нові горизонти в будівництві завдяки своїм унікальним властивостям та інноваційним розробкам. Їх використання дозволяє зводити надійніші, довговічніші та екологічно стійкі об'єкти. Перспективи розвитку технологій виробництва ВМБ обіцяють значне підвищення ефективності будівельної галузі [18].

3 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Розробка варіантів об'ємно-планувальних та архітектурно-конструктивних рішень

В основу об'ємно-планувального рішення будівель спортивного закладу закладено принцип функціонального розподілу групових приміщень та приміщень службово-побутового призначення.

Для спортивних будівель характерний свій функціонально-технологічний процес, на основі якого пред'являються до проектування особливі вимоги.

В такому закладі є головний та другорядний функціонально-технологічні процеси. Так, в басейнах головний процес – це відпочинок та заняття людей спортом, а другорядний – адміністративна діяльність, громадське оздоровлення.

У магістерській кваліфікаційній роботі запроектовано плавальний басейн, що є важливим для фізичного виховання та оздоровлення дітей. Його також можна використовувати після робочого дня для платних секцій та відвідувань іншими віковими групами населення.

Приміщення, які не входять до складу групових блоків, об'єднуються по функціональному призначенню в групи:

- навчально-спортивних приміщень та приміщень для
- культурно-масової роботи;
- загально функціональних приміщень (їдальня, буфет, приміщення адміністративно-господарського та медичного обслуговування).

3.2 Генеральний план

Генеральний план майданчика розроблений з урахуванням особливостей рельєфу та розмірів ділянки відведеної під будівництво у відповідності зі

ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій» [8].

Архітектурно-планувальне рішення генплану передбачає компактне розташування майданчиків, будівель, які знаходяться на території басейну по відношенню до будівлі [8].

Рельєф території – спокійний, ґрунтові води відсутні, ґрунти непучинисті та непросадочні.

Вертикальне планування майданчика вирішено з урахуванням рельєфу.

Водовідвід дощових вод з території прийнято поверхневим за рахунок поздовжніх та поперечних ухилів, доріг, майданчиків.

Благоустрій та озеленення ділянки передбачає наступне [8]:

- влаштування під'їздів та підходів з твердим покриттям;
- озеленіння території багаторічною травою, влаштування клумб, посадка багаторічних хвойних та листяних дерев.

На території забудови передбачено автомобільну стоянку, та місто для відпочинку з навісами.

До складу протипожежних заходів [23] входить влаштування протипожежного забору води безпосередньо з потоку. Для цього в ньому встановлюють два залізобетонних кільця КУ 15-9 тип. пр. 902-09-22,84 і влаштовується під'їзний майданчик із твердим покриттям розміром 14,000×10,5 м.

На території передбачено пожежний щит, обладнаний первинними засобами пожежогасіння та ящик з піском [23].

ТЕП генплану

Номер п/п	Найменування показників	Один вим	Кількість	%
1	Площа території	га	4.234	100
2	Площа забудови	м ²	1738,8	35.4
3	Площа доріг та майданчиків з твердим покриттям	м ²	1755	42
4	Площа озеленення	м ²	7480	22.6

$$S_{\text{ділянки}} = 4234 \text{ м}^2;$$

$$S_{\text{збудови}} = 1738,8 \text{ м}^2;$$

$$S_{\text{асф-бет. покриття}} = 1755 \text{ м}^2;$$

$$S_{\text{озеленення}} = 7480 \text{ м}^2;$$

$$\%_{\text{забудови}} = S_{\text{забудови}} / S_{\text{ділянки}} \times 100\% = 35,4 \%;$$

$$\%_{\text{озелення}} = S_{\text{озелен}} / S_{\text{ділянки}} \times 100\% = 22,6 \%.$$

Вихідні дані для побудови рози вітрів:

Місяці	Повторення напрямків вітру в %							
	Пн	Пн-С	С	Пд-С	Пд	Пд-З	З	Пн-З
Січень	11	10	8	16	11	12	12	20
Липень	18	10	6	5	6	7	13	35

3.3 Об'ємно-планувальне рішення

Згідно класифікації: клас будівлі – I, ступінь вогнестійкості – II [23].

Будівля закладу двоповерхова з технічним підпіллям та без підвального приміщення. В плані має складну конфігурацію, з розмірами в осях «1 – 11» – 36000 мм, в осях «А – И» – 48300 мм.

Запроектована будівля має два внутрішніх дворики, перекритих світлопрозорими полікарбонатними листами, що влаштовані по металевим фермам.

Будівля має приміщення плавального басейну розмірами 15,00×25,00 м.

Висота поверхів прийнята відповідно до вимог ДБН В.2.2.3-96 – 3,3 м.

Планувальна відмітка землі – 2,585 м [19].

Основні приміщення згруповані за функціональними ознаками і розміщені з урахуванням доцільного зонування відповідно ДБН В.2.2.3-96 «Будинки і споруди».

На першому поверсі розміщено дві групові кімнати, роздягальні, ігрові, хлораторна, побутові приміщення, душові, сушильні, плавальний басейн та підсобні приміщення. На другому поверсі розміщено групові кімнати, роздягальні, ігрові, спальні, побутові приміщення, процедурна кімнат та багато підсобних приміщень.

ТЕП будівлі

Найменування	Один. виміру	Кількість
Площа забудови	м ²	1738,8
Робоча площа	м ²	650
Загальна площа	м ²	2100
Будівельний об'єм	м ²	26070
Площа підсобних приміщень	м ²	1225,7

3.4 Конструктивне рішення будівлі

За конструктивною схемою будівля складається з двох частин.

Одна частина будівлі має безкаркасну конструктивну схему – складається з несучих цегляних стін, які утеплено перлітом та багатопустотних збірних залізобетонних плит перекриття, які працюючи сумісно забезпечують жорсткість будівлі [3].

Інша частина будівлі – каркасна: збірна залізобетонна.

Цегляні стіни [9] будівлі спираються на збірні залізобетонні подушки пального фундаменту. Покрівля будівлі – плоска, з ухилом $i = 0,010$.

Над плавальним басейном запроектовано структурне покриття зі світлопрозорими вставками з полікарбонатних плит.

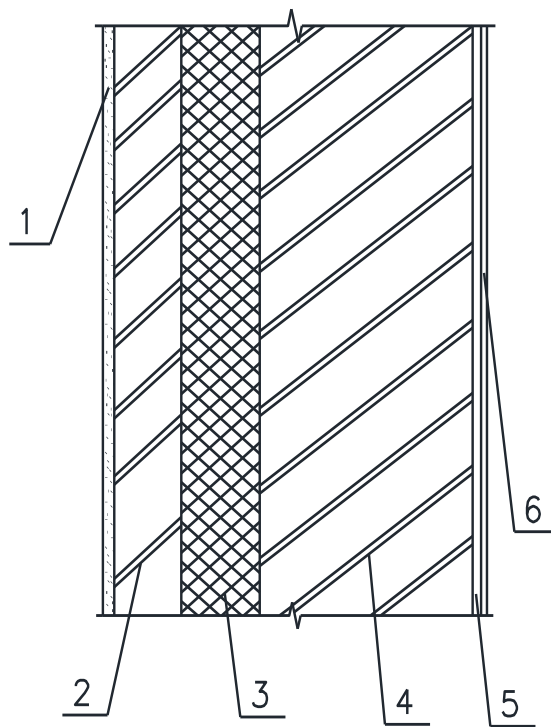
Перекриття утеплено пінополістирольними плитами $\delta = 60$ мм.

Стіни плавального басейну утеплено пінополістирольними плитами.

Таблиця 3.1 – Специфікація залізобетонних виробів

Номер поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Вага од.кг	Приміт.
П1	Серія 1.823.1-2 в.1	ПК 60-30-8АтVта	54	5750	
П2	Серія 1.823.1-2 в.1	ПК 60-15-8АтVта	28	2900	
П3	Серія 1.823.1-2 в.1	ПК 60-12-8АтVта	8	1960	
Ф1	Серія 1.923.2-2 в.2	1Ф41.4-3-2	7	2960	
МН1		3,1 м ²	2	1705	
К1	Серія 1.427.1-3 в.2	К 90-20-2	16	2870	
С1	Серія 1.322.1-2 в.1	С35-1-10	142	3000	
Фб-1	Серія 1.537.2-2 в.1	ФБ-6-1	15	1600	

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни



Вихідні дані:

Нормативний опір теплопередачі для цегляних стін $R_{тр}^0 = 3.0 \text{ м}^2 \text{ °С/Вт}$.

Температура внутрішнього повітря – 18⁰С.

Вологий режим приміщення – нормальний.

1. Цементно-піщана штукатурка,

$$\delta = 20 \text{ мм}, \lambda = 0.81 \text{ Вт/м } ^\circ\text{С};$$

2. Цегла глиняна звичайна: (ДЕСТ 530-80), на цементно-піщаному розчині: $\delta = 120 \text{ мм}, \lambda = 0.56 \text{ Вт/м } ^\circ\text{С};$

3. Засипка з щебеню та піску з перліту вспученого (ДЕСТ 10832-83):

$$\delta = 140 \text{ мм}, \lambda = 0.064 \text{ Вт/м } ^\circ\text{С}, \rho = 200 \text{ кг/м}^3;$$

4. Цегла глиняна звичайна: (ДЕСТ 530-80), на ц/п розчині:

$$\delta = 380 \text{ мм}, \lambda = 0.56 \text{ Вт/м } ^\circ\text{С};$$

5. Повітряний прошарок: $\delta = 15 \text{ мм}, \lambda = 0.19 \text{ Вт/м } ^\circ\text{С};$

6. Листи гіпсові, $\delta = 10 \text{ мм}, \lambda = 0.15 \text{ Вт/м } ^\circ\text{С}.$

Величину опору теплопередачі зовнішньої огорожі знаходимо за формулою:

$R_0^{\delta\delta} = R_a + \sum R + R_{\zeta}$ де $\sum R$ – сума термічних опорів конструктивних шарів;

$$R_B = \frac{1}{\alpha_B} = 0,115 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{С/Вт}, \quad R_3 = \frac{1}{\alpha_3} = 0,05 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{С/Вт},$$

$$R_i^{\delta\delta} = 0,115 + \frac{0,02}{0,81} + \frac{0,12}{0,56} + \frac{0,14}{0,064} + \frac{0,38}{0,56} + \frac{0,015}{0,19} + \frac{0,01}{0,15} + 0,05 = 3,4 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{С/Вт}.$$

Отже: прийняте $R_0^{TP} = 3,0 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{С/Вт} \leq R_i^{\delta\delta} = 3,4 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{С/Вт}$ – конструкція відповідає необхідним теплотехнічним нормам.

В якості утеплювача приймаємо засипку з щебеню та піску з перліту вспученого (ДЕСТ 10832-83), $\delta = 140 \text{ мм}, \lambda = 0.064 \text{ Вт/м } ^\circ\text{С}, \rho = 200 \text{ кг/м}^3.$

Теплотехнічний розрахунок сполученої покрівлі.

Згідно умов температурного режиму експлуатації споруди, приймаємо $R_{тп}^0 = 3.3 \text{ м}^2\text{К/Вт}$. Для спрощення розрахунку круглі отвори–пустоти панелі діаметром 160 мм замінюємо рівноцінними по площині квадратними зі стороною 140 мм. $a = \frac{d}{2} \cdot \sqrt{3.14} = 140 \text{ мм}.$

1. Залізобетонна плита $\delta = 220 \text{ мм}, \lambda = 1,75 \text{ Вт/м } ^\circ\text{С};$

2. Пароізоляція;

3. Утеплювач;

4.Вирівнюючи стяжка $\delta = 50$ мм, $\lambda = 0.76$ Вт/м °С;

5.Гідроізоляція $\delta = 10$ мм, $\lambda = 0.17$ Вт/м °С.

Термічний опір плити паралельно тепловому потоку обчислюємо для двох характерних перерізів:

для перерізу I-I:

$$R_I = \frac{2 \cdot 0.04}{1.75} + 0.21 = 0.256 \text{ м}^2 \text{ °С/Вт.}$$

для перерізу II-II:

$$R_{II} = \frac{0.22}{1.75} = 0.126 \text{ м}^2 \text{ °С/Вт.}$$

Сумарний опір теплопередачі в паралельному напрямку:

$$R_{II} = \frac{0.14 + 0.04}{0.14 / 0.256 + 0.04 / 0.126} = 0.208 \text{ м}^2 \text{ °С/Вт.}$$

Термічний опір плити в напрямку, перпендикулярному до теплового потоку обчислюємо для 3-х характерних перерізів: $R_{1,3} = \frac{0.04}{1.75} = 0.023 \text{ м}^2 \text{ °С/Вт.}$

Для визначення термічного опору 2-го шару плити попередньо знаходимо середній коефіцієнт теплопровідності. Конструкція цього шару складається з повітряного прошарку $\delta = 0,14$ м та залізобетону $\delta = 0,04$ м. Для повітряного прошарку треба знайти еквівалентний коефіцієнт теплопровідності:

$$\lambda_a = 0.14 / 0.21 = 0.667 \text{ Вт/м °С.}$$

Тоді середній коефіцієнт теплопровідності плити:

$$\lambda_{\text{ср}} = (0.667 \cdot 0.14 + 1.75 \cdot 0.04) / (0.14 + 0.04) = 0.908 \text{ Вт/м °С.}$$

Середній термічний опір для 2-го шару

$$R_2 = \frac{0.14}{0.908} = 0.154 \text{ м}^2 \text{ °С/Вт.}$$

Сумарний термічний опір всіх 3-х шарів плити:

$$R_I = 0.023 \cdot 2 + 0.154 = 0.2 \text{ м}^2 \text{ °С/Вт.}$$

Повний термічний опір багатопустотної залізобетонної плити:

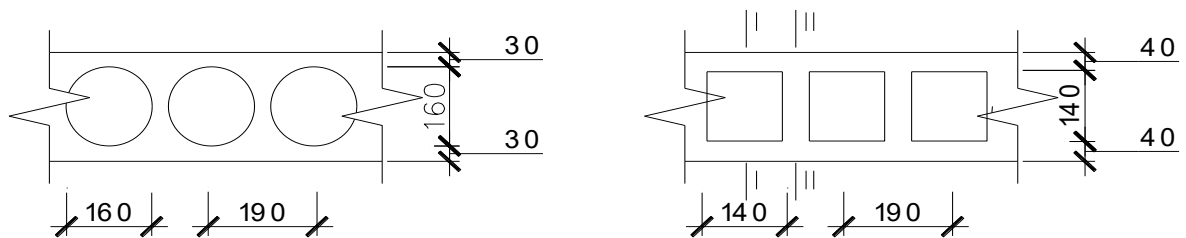
$$R_{\text{ср.і}} = \frac{0.208 + 2 \cdot 0.2}{3} = 0.203 \text{ м}^2 \text{ °С/Вт.}$$

Загальний опір теплопередачі сполученої покрівлі без теплоізоляції:

$$R_0 = 0.115 + 0.203 + 0.05 = 0.368 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{C}/\text{Вт}.$$

Знаходимо оптимальну товщину шару теплоізоляції із жорстких мінераловатних плит на синтетичному в'язучому (ГОСТ 12394-66), $\rho = 50 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 0,052 \text{ Вт/м }^\circ\text{C}$.

$$\delta = (3.3 - 0.491) \cdot 0.052 = 0.15 \text{ м}.$$



3.4.1 Фундаменти

Фундаменти під стіни прийнято пальові монолітним ростверком [21], висота ростверку – 600 мм, глибина закладання – 3,400.

На відмітці -0.05 м влаштовується горизонтальна гідроізоляція із шару руберойду і цементно-піщаного розчину марки М100 товщиною 30 мм.

По периметру будівлі влаштовано вимощення шириною 1 м з покриттям із тротуарної плитки ухилом 3%. Склад вимощення: тротуарна плитка – 50 мм, підготовка з піску, змішаного з цементом – 100мм, ущільнений ґрунт.

В приміщенні плавального басейну запроєктовано фундаменти пальові під колони перерізом $300 \times 300 \text{ мм}$. Розміри подошви фундаменту $2,4 \times 1,8 \text{ м}$. Також запроєктовані фундаментні балки (див. спец. з/б виробів) [20].

3.4.2 Стіни

Зовнішні стіни виконано з глиняної цегли М75 ГОСТ 530-71 загальною товщиною 510 мм на цементно-піщаному розчині М25 з ефективним утеплювачем – засипка з щебеню та піску з перліту спученого (ДЕСТ 10832-83), товщиною 140 мм [9].

Теплоізолювання прийнято всередині. Це дозволяє:

- створити сприятливий режим роботи стіни за умовами її паропроникнення, тобто в цьому випадку не потрібна пароізоляція;
- зберегти внутрішню площу приміщення.

Внутрішні стіни та перегородки виконано зі звичайної глиняної цегли пластичного пресування М75 (ГОСТ 530-71) на розчині М50.

Огороджуючі конструкції стін плавального басейну опираються на фундаментні балки [9].

Товщина стін прийнята 250 мм з глиняної цегли пластичного пресування М 75 (ГОСТ 530-71) на розчині М50 [9].

Ефективний утеплювач – перліт вспучений, товщиною 100 мм, $\lambda = 0.038 \text{ Вт/м}^\circ\text{С}$.

3.4.3 Плити перекриття та покриття

У якості перекриття прийнято збірні залізобетонні попередньо напружені багатопустотні плити з круглими пустотами по серії 1.141-1 висотою перерізу 220 мм, шириною 1.0 м, 1.2 м, 1.5 м [3].

Плити перекриття укладають на внутрішні стіни товщиною 380 мм на цементному розчині М75 та на зовнішні товщиною 510 мм.

Величина обпирання плит на стіни – 190 та 125 мм відповідно [3]. Шви між плитами ретельно заповнюються цементно-піщаним розчином М100.

На внутрішніх стінах плити перекриття та покриття зв'язуються між собою анкерами $\varnothing 10 \text{ мм А400С}$ [7]. На зовнішніх стінах анкерівка Г – подібними анкерами $\varnothing 10 \text{ мм А400С}$ один кінець якого закладається в шов цегляної кладки, а другий приварюється до монтажної петлі плити.

Анкерування плит виконується через один шов. Анкери захищаються від корозії шляхом оцинкування та подальшим покриттям цементним розчином М100. Це дозволяє створити сумісну роботу жорсткого диску перекриття, забезпечуючи таким чином просторову жорсткість будівлі.

Таблиця 3.2 – Специфікація залізобетонних виробів
Специфікація залізобетонних виробів

Марка	Позначення	Найменування	К-сть	Маса	Примітки
П1	1.141-1 вип. 58	ПК8-60.15	166	2800	
П2	—————	ПК8-60.12	32	2100	
П3	1.141-1 вип. 60	ПК42.15-8т	44	1970	
П4	1.141-1 вип. 60	ПК42.12-8т	8	1490	
П5		ПК8 24.15	8	1130	
П6	1.141-1 вип. 60	ПК24.12-8т	22	867	
П7	—————	ПК8 66.12	4	2310	
П8	—————	ПК8 60.10	24	1750	
П9	1.141-1 вип. 60	ПК36.12-8т	4	1280	
П10	—————	ПК8 36.10	20	1050	
П11	—————	ПК8 66.15	24	3100	
П12	1.141-1 вип. 60	ПК30.15-8т	12	1400	відм. 6.300
ЛМ	—————	ЛМ 30.12	6		
ЛП	—————	ЛП 24.12	6		

3.4.4 Покрівля

Покрівля будівлі прийнята плоска, з ухилом $i = 0,010$.

Склад покрівлі:

- 1) збірна з/б плита товщиною – 220 мм [3];
- 2) пароізоляція – фарбування з гарячого бітуму за 2 рази – 4 мм;
- 3) теплоізоляція із жорстких мінераловатних плит на синтетичному в'язучому (ГОСТ 12394-66), $\rho = 50 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 0,052 \text{ Вт/м}^\circ\text{C}$: «Paroc GRS»;
- 4) вирівнююча стяжка $\delta = 50 \text{ мм}$, $\lambda = 0.76 \text{ Вт/м}^\circ\text{C}$;
- 5) 2 шари гідроізоли марки РМД – 350 ГОСТ 10923-82 «Техноніколь».

Над приміщенням плавального басейну запроєктоване складчасте су-міщене перекриття, що складається з:

1. Покриття – Металочерепиця «Lindab» товщиною 0.5 мм.

2. Пароізоляція –гідроізоляційна плівка «jutafol 110 standart» $\delta = 0.1$ мм.
3. Дерев'яні бруски 60×60 мм, з кроком 1000 мм.
4. Дерев'яна стропильна ферма.

3.4.5 Вікна та двері

Блоки віконних прорізів запроєктовано металопластиковими із склопакетів. Металопластикові конструкції вікон стійкі до зміни вологості повітря та не підвержені гниттю, в зв'язку з чим не виникає необхідність періодичного фарбування та антисептування. Дошка для підвіконня застосована згідно ГОСТ 17280-79 марки ПД 14-15, ПД 10-15, ПД 19-15.

Розміри внутрішніх дверних прорізів прийняті по ГОСТ 6629-74. ДГ 21-7, ДО 21-13, ДГ 21-9, ДГ 21-14.5, ДГ 21-15, ДГ 21-12, ДГ 21-7.5.

Розміри зовнішніх дверей прийняті за індивідуальним виготовленням з металопластикових склопакетів. Дверні блоки мають пристрої для самостійного закривання згідно ГОСТ 5091-78.

Таблиця 3.3 – Відомість прорізів дверей

Відомість прорізів дверей	Розмір прорізу в кладці, мм
1	720×2100
2	1340×2100
3	920×2100
4	1470×2100
5	1310×2100
6	1520×2100
7	1200×2100
8	1570×2100
9	1050×2100
10	790×2100
11	1230×2100

Таблиця 3.4 – Специфікація дверей
Специфікація дверей

Марка	Позначення	Найменування	Кількість			Прим.
			1	2	Заг.	
1	2	3	4			5
1	ДЕСТ 6629-74*	ДГ 21-7	8	16	24	Однополі
2	ДЕСТ 6629-74*	ДО 21-13	4	1	5	Двополі
3	ДЕСТ 6629-74*	ДГ 21-9	36	34	70	Однополі
4	ДЕСТ 6629-74*	ДГ 21-14.5	—	1	1	Однополі
5	ДЕСТ 6629-74*	ДО 21-13	8	6	14	Двополі
6	ДЕСТ 6629-74*	ДГ 21-15	3	2	5	Двополі
7	ДЕСТ 6629-74*	ДГ 21-12	10	1	11	Однополі
8	Індивідуальне	ДО 21-15.5	3	—	3	Двополі
9	Індивідуальне	ДО 21-10	2	—	2	Однополі
10	ДЕСТ 6629-74*	ДО 21-7.5	4	—	4	Однополі
11	Індивідуальне	ДО21-12	8	—	8	Двополі

Таблиця 3.5 – Специфікація вікон
Специфікація вікон

Марка	Позначення	Найменування	Кількість			Прим.
			1	2	Заг.	
1	2	3	4			5
О-1	Індивідуальне	Вікно з балконними дверима 34x17	6	6	12	
О-2	Індивідуальне	ВР 38.5x17 (bxh)	6	6	12	
О-3	Індивідуальне	ВР 42x45	3	—	3	
О-4	Індивідуальне	ВР 25x17	4	4	8	
О-5	Індивідуальне	ВР 12x17	20	30	50	
О-6	Індивідуальне	ВР 10x17	2	4	6	
О-7	Індивідуальне	ВР 7.5x17	17	20	37	
О-8	Індивідуальне	ВР 19x17	—	1	1	
О-9	Індивідуальне	ВР 16x17	4	4	8	
О-10	Індивідуальне	ВР 9x26	—	1	1	
О-11	Індивідуальне	ВР 12x52	—	2	2	

3.4.6 Сходи

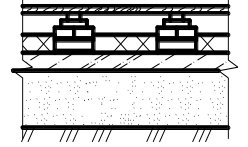
Сходи залізобетонні двомаршові внутрішні, марші ребристої конструкції з фризовими сходами [7]. Прийняті ребристі сходові майданчики, опорні ребра яких входять у гнізда цегляних стін. Сходові марші та площадки прийнято відповідно серії 1.251.1-4 марки ЛМ 30.12– 6 шт., ЛП 24.12 – 6 шт. Протипожежні марші прийнято металевими по цегляним стінам в кількості 6 шт.

Для підйому на покрівлю передбачається драбина із зварного кутника, що жорстко прикріплена до цегляної стіни в сходовій клітці.

3.4.7 Підлоги

Підлоги плавального басейну прийнято 4-ох типів, залежно від приміщення, в якому вони влаштовуються.

Таблиця 3.6 – Експлікація підлог
Експлікація підлог

№ приміщення по проекту	Тип підлоги по проекту	Схема підлоги	Елементи підлоги та їх товщина	Площа підлоги, м ²
1	2	3	4	5
4, 5, 10, 11, 15, 16, 17, 19, 22, 23, 24, 25, 26, 28, 32, 33, 35, 39, 41, 42, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52	1		Покриття - плитка керамічна 10, розчин 20, утеплювач 40, гідроізоляція, бетон 100, засипка 200.	821,6
29, 30, 31, 37, 38, 40, 44, 53	2		Покриття - лінолеум, розчин 35, теплозвукоізоляція 40, з-б плита	758,05
1, 2, 3, 6, 7, 8, 9, 12, 27	3		Покриття - дощате -доска 37, лага 40, прокладка 40, 2 ш. толю, гідроізоляція, цегляний стовпчик, бетон 100, засипка 100, утеплювач - мінераловатні плити 150	699,8
13, 14, 18, 20, 21, 34, 36, 43	4		Покриття - бетон мозаїчного складу 20, розчин 20, теплозвукоізоляція 40, гідроізол., бетон 100, засипка 280.	714,7

У санітарних приміщеннях, в плавальному басейні прийнято підлоги з

керамічних плиток; групових, приймальнях, що знаходяться на 2-му поверсі – покриття з лінолеуму; в роздягальнях, коридорах, тамбурах – покриття бетон мозаїчного складу. В підлогах по ґрунту прийнято утеплення з мінераловатних жорстких плит товщиною 150 мм.

3.4.8 Опорядження

Зовнішнє опорядження стін виконується оштукатурюванням з подальшим фарбуванням поверхні органорозчинними фарбами «Лакма фасад». Площа зовнішнього опорядження складає 2420 м².

Внутрішнє оздоблення: в групових кімнатах, кімнатах відпочинку, коридорах тощо – покращене клейове фарбування, масляні панелі; у допоміжних приміщеннях, санвузлах – фарба «Акрилакма –106» та керамічною плиткою.

Таблиця 3.7 – Відомості внутрішнього опорядження

Найменування	Стеля		Стіни та перегородки	
	Площа, м ²	Вид опорядження	Площа, м ²	Вид опорядження
І-ІІ поверх				
1,2,3,6,7,8,9,12, 27,29,30,31,37, 38,40,44,53	1457,85	Високоякісне клейове фарбування	1779,4	Високоякісне масляне фарбування
13,14,18,20,21, 34,36,43	714,7	Поліпшене клейове фарбування	1096,1	Поліпшене клейове фарбування
4,5,10,11,15,16, 17,19,22,23,24, 25,26,28,32,33, 35,39,41,42,45-52	511	Вододіперсне фарбування	832,7	Вододіперсне фарбування

3.5 Інженерно-технічне обладнання

У запроектованій будівлі влаштовано систему внутрішнього водопроводу та внутрішньої каналізації [19].

Внутрішній водопровід – система трубопроводів та пристроїв, що забезпечує подачу води до санітарно-технічних приладів, пожежних кранів та технічного обладнання

Температура гарячої води в місцях водозабору необхідно приймати не нижче 50 °С – для систем централізованого гарячого водопостачання, що приєднуються до закритих систем тепло забезпечення.

Температура гарячої води, що подається до водозабірної арматури душів та умивальників не перевищує 37 °С.

Внутрішня каналізація – система трубопроводів та пристроїв в об'ємі, обмежених зовнішніми поверхнями огорожуючих конструкцій та випусками до першого оглядового колодязя, що забезпечує відведення стічних вод від санітарно-технічних приладів, а також дощових та талих вод в мережу каналізації відповідного призначення населеного пункту.

Газопостачання виконується з газорозподільних станцій (ГРС) по підземним газопроводах.

Система опалення – централізована.

Система вентиляції природна та примусова.

Таблиця 3.8 – Специфікація перемичок

Марка позиції	Позначення (серія)	Найменування (марка)	Кількість	Вага, кг
1	1.138 – 10 вип.1	I ПР38 –24.25.22у	31	
2	1.138 – 10 вип.1	I ПР3 –24.12.14	72	
3	1.138 – 10 вип.1	I ПР38 –27.25.22у	21	
4	1.138 – 10 вип.1	I ПР4 –28.12.14	36	
5	1.138 – 10 вип.1	I ПР38 –12.12.22у	2	
6	1.138 – 10 вип.1	I ПР1 –12.12.14	17	
7	1.138 – 10 вип.1	I ПР38 –15.12.22у	2	
8	1.138 – 10 вип.1	I ПР2 –15.12.14	99	
9	1.138 – 10 вип.1	I ПР3 –19.12.14	106	
10	1.225 – 1	НП 7.2-45-4.5	2	158
11	1.225 – 1	НП4-60-4.5	121	208

4 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

4.1 Розрахунок ферми покриття

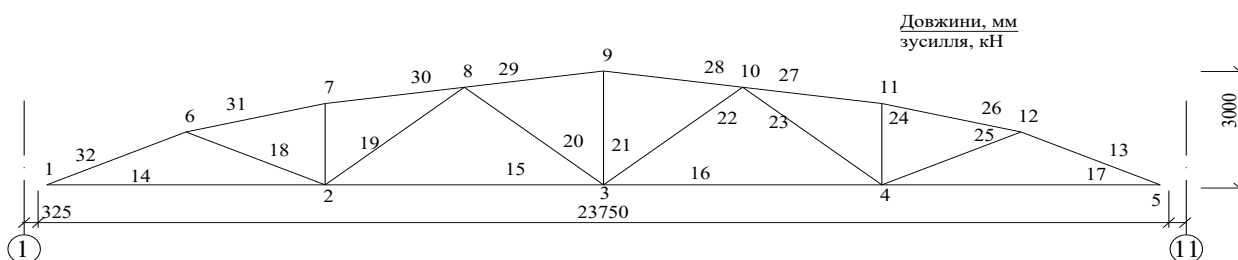


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема ферми

4.1.1 Постійне навантаження

Навантаження від ваги конструкції 1 м² покриття наведені в табл. 4.1.

Розрахункове погонне (лінійне) навантаження на ригель рами, визначають за формулою:

$$q = \left(\frac{g_{\delta}}{\cos \alpha} \right) \times \hat{A}_{\delta} = 0.7 \hat{e} \hat{l} / i$$

Таблиця 4.1 – Визначення навантажень [4]

Тип та конструкція покриття	Нормативне навантаження кн./м ²	Коеф. надійн. γ_r	Розрах. навантаж. кн./м ²
1. Металочерепиця	0,3	1,3	0,39
2. Гідроізоляційна плівка	0,041	1,3	0,0533
3. Обрешітка з дерев'яних брусків	0,32	1,2	0,054
4. Дерев'яна кроквяна ферма	0,39	1,1	0,384
5. Стяжка цементно-піщана	0,4	1,2	0,48
6. Утеплювач	0,4	1,2	0,48
7. Пароізоляція	0,039	1,3	0,051
8. Залізобетонна плита перекриття	1,8	1,1	1,98
Всього постійних. g_p	3,69	-	3,87

де α – кут між покриттям і горизонтальною площиною (для малоухильних ферм $\alpha = 0$);

B_ϕ – крок кроквяних ферм, $B_\phi = 3.8$ м.

4.1.2 Снігове навантаження

Знаходимо нормативне снігове навантаження горизонтальної проекції покриття [4].

$$S_n = S_0 \times \mu = 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

де S_0 – нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні, для II снігового району $S_0 = 0.7$ кПа.

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового покриву покриття. Приймаємо $\mu = 1$ бо ухил покрівлі менше за 25° .

Знаходимо розрахункове навантаження [4]:

$$S_r = S_n \times \gamma_r = 0.7 \times 1.6 = 1.12 \text{ кН/м}^2,$$

де γ_r – коефіцієнт надійності для снігового навантаження ($g_n / S_n = 0.22$ менше 0.8 то $\gamma_r = 1.6$).

Знаходимо розрахункове погонне навантаження на ферму від снігу:

$$S = S_r \times B_\phi = 1.12 \times 3.8 = 4.26 \text{ кН/м}.$$

Знаходимо загальне розрахункове погонне навантаження на ферму [4]:

$$Q = S + q = 4.26 + 0.7 = 4.96 \text{ кН/м}.$$

4.1.3 Розрахунок зусиль в елементах ферми

Ферма покриття розрахована на програмному комплексі Ліра-САПР, який реалізує метод скінчених елементів [37, 38].

Розрахунок на програмному комплексі Lira 9.0

Таблиця вузлов

№ узла	Координаты			Связи					
	X (м)	Y (м)	Z (м)	X	Y	Z	UX	UY	UZ
1	0,000	0,000	0,000	+	+	+	+	+	+
2	0,000	0,000	5,950	-	-	-	-	-	-
3	-0,600	0,000	5,950	-	-	-	-	-	-
4	-0,600	0,000	10,600	-	-	-	-	-	-
5	5,160	0,000	10,600	-	-	-	-	-	-
6	11,400	0,000	10,600	-	-	-	-	-	-
7	17,640	0,000	10,600	-	-	-	-	-	-
8	23,400	0,000	10,600	-	-	-	-	-	-
9	2,191	0,000	12,078	-	-	-	-	-	-
10	5,160	0,000	13,155	-	-	-	-	-	-
11	8,250	0,000	13,809	-	-	-	-	-	-
12	11,400	0,000	14,029	-	-	-	-	-	-

Таблиця Елементов

№ Елем	Тип Елем	Кол.сечений	Тип жестк	Угол м.осей	№№ узлов
13	10	2	4	0	7,15
14	10	2	3	0	4,9
15	10	2	3	0	9,10
16	10	2	3	0	10,11
17	10	2	3	0	11,12
18	10	2	3	0	12,13
19	10	2	3	0	13,14
20	10	2	3	0	14,15
21	10	2	3	0	15,8
22	10	2	2	0	1,2
23	10	2	1	0	2,3
24	10	2	1	0	4,3
25	10	2	3	0	19,20
26	10	2	3	0	20,21
27	10	2	3	0	21,22
28	10	2	3	0	22,8
29	10	2	4	0	20,24
30	10	2	4	0	21,26
31	10	2	4	0	22,28
32	10	2	4	0	23,20

Елементи ферми змодельовані стержневими скінченими елементами

10-го типу. Контурні точки спирання були змодельовані шарнірно нерухомими опорами.

Елементи конструкції ферми було розраховано на такі типи навантаження [4]:

- постійне навантаження, яке складається з власної ваги несучих елементів ферми (стержнів каркасу з вузловими елементами), а також ваги покриття (полікарбонатні плити);

- снігове навантаження – для II-го снігового району, нормативне снігове навантаження складає $0.7 \text{ кПа} = 70 \text{ кг/м}^2$.

Значення внутрішніх зусиль в елементах конструкції ферми та переміщення вузлів, отримані при розрахунку на програмному комплексі *LIRA* та приведені в табл. 4.2, 4.3. Розрахункова схема з номерами елементів приведена на рис. 4.1, з номерами вузлів на рис. 4.2.

За значеннями внутрішніх зусиль виконано розрахунок елементів конструкції складки.

4.1.3.1 Визначення перерізів елементів

Розрахунок стиснутого верхнього поясу ферми [2]

Розрахунок верхнього поясу ведемо по найбільшому зусиллю (елемент В 4) $N = 1668,5 \text{ кН}$, $N_n = 1378,6 \text{ кН}$.

Ширину верхнього поясу приймаємо з умови опирання плит покриття довжиною $12 \text{ м} - 280 \text{ мм}$.

Визначимо орієнтовно площу перерізу верхнього стиснутого поясу [2]:

$$A \approx \frac{N}{0.8 \cdot (R_b + 0.03 \cdot R_{sc})} = \frac{1668.5}{0.8(22000 + 0.03 \cdot 365000)} = 0.0632 \text{ м}^2 = 632 \text{ см}^2;$$

Призначаємо розміри перерізу верхнього поясу – $b \times h = 28 \times 25 = 700 \text{ см}^2$. Випадковий початковий ексцентриситет $e_a > \ell / 600 = 300 / 600 = 0,5 \text{ см}$, де $\ell = 300 \text{ см}$ – відстань між вузлами ферми; $e_a > h / 30 = 25 / 30 = 0,83 \text{ см}$;

$e_a \geq 1 \text{ см}$. Призначаємо $e_0 = e_a = 1 \text{ см}$. При $e_a \leq 1 / 8 h = 25 / 8 = 3,125 \text{ см}$,

$\ell_0 = 0,9 \ell = 0,9 \cdot 300 = 270$ см. Найбільша гнучкість рівна $\ell_0 / h = 270 / 25 = 11,6 \geq 4$. Необхідно врахувати вплив прогину на його міцність.

Умовна критична сила [2]:

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot E_b}{L_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_L} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta} + 0.1 \right) + \alpha \cdot I_s \right];$$

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot 32500000}{270^2} \left[\frac{36458,3}{1,777} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + 0,194} + 0.1 \right) + 6,154 \cdot 1019,6 \right] = 4565,9 \text{ кН}$$

$$\text{де } I = 28 \cdot 25^2 / 12 = 36458,3 \text{ см}^4;$$

$$\varphi_\ell = 1 + \beta M_I \ell / M_1 = 1 + 1 \cdot 11668,5 / 137,42 = 1,777, \beta = 1 \text{ (важкий бетон),}$$

$$M_I \ell = M \ell + N \ell (h_0 - a) / 2 = 0 + 1378.6 (0.21 - 0.04) / 2 = 1616.7 \text{ кНм},$$

$$M_1 = 0 + 1616,72 (0,21 - 0,04) / 2 = 137,42 \text{ кНм};$$

$$\delta_e = e_0 / h = 0,01 / 0,25 = 0,04,$$

$$\delta_{e \min} = 0,5 - 0,01 \cdot 270 / 25 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,194,$$

$$\text{оскільки } \delta_e < \delta_{e \min} \text{ то } \delta_e = 0,194;$$

$$\alpha = E_b / E_s = 200000000 / 32500000 = 6.154;$$

$$I_s = \mu b h_0 (0.5 h - a)^2 = 0.024 \cdot 28 \cdot 21 (0.5 \cdot 25 - 4)^2 = 1019.6 \text{ см}^4;$$

$$\text{Коефіцієнт } \eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 1616,7 / 4565,9) = 1,548; \text{ відстань}$$

$$e = e \eta + 0,5 h - a = 1 \cdot 1,548 + 0,5 \cdot 25 - 4 = 10,05 \text{ см.}$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону при $\gamma_{e2} = 0,9$: $\xi_r = 0.6916 / [1 + 365 / 500 (1 - 0,6916 / 1,1)] = 0,485$;

$$\text{де: } \omega = 0,85 - 0,008 \gamma_{e2}; R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,6916,$$

$$\sigma_{sl} = R_s = 365 \text{ МПа.}$$

Визначаємо:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{1616,6}{0,9 \cdot 22000 \cdot 0,28 \cdot 0,21} = 1,389 > \xi_R = 0,485$$

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,389 \cdot (1 - 0,485) + 2 \cdot 0,297 \cdot 0,485}{1 - 0,485 + 2 \cdot 0,297} = 0,905 > \xi_R = 0,485$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n \cdot \left(\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\alpha_n}{2} \right)}{1 + \delta'} = \frac{1,389 \cdot \left(\frac{10,05}{21} - 1 + \frac{1,389}{2} \right)}{1 + 0,1904} = 0,297 > 0$$

Визначаємо площу перерізу симетричної арматури [2]:

$$A_s = A_s' = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e - \xi \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) / \alpha_n}{1 - \delta'} = \frac{1616,7}{365000} \cdot \frac{10,05 - \frac{0,905 \left(1 - \frac{0,905}{2}\right)}{1,389}}{1 - 0,1904} = 14,67 \text{ см}^2$$

Прийmemo (по додатку 6 [4]) 4 \varnothing 22 А400С з $A_s = 15,2 \text{ см}^2$.

$$\mu = \frac{2 \cdot 0,001232}{0,3 \cdot 0,3} = 0,027,$$

що ненабагато відрізняється від прийнятого значення, тому перерахунку не робимо.

Розрахунок розтягнутого нижнього поясу ферми

Розрахунок міцності нижнього поясу виконують по розрахунковому зусиллю для панелі Н 2, у якої $N = 1556,7 \text{ кН}$ та $N_n = 1286,6 \text{ кН}$.

Визначимо площу поперечного перерізу розтягнутої попередньо напруженої арматури:

$$A_s = \frac{N}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{1556,7}{1,15 \cdot 1080000} = 12,53 \text{ см}^2;$$

прийmemo десять канатів \varnothing 15 класу К-7, $A = 14,15 \text{ см}^2$. Переріз нижнього поясу $28 \times 24 \text{ см}$. Попередньо напружена арматура окаймляється хомутами. Повздовжня арматура каркасів – 4 \varnothing 10 А400С [7] з $A_s = 3,14 \text{ см}^2$.

Визначимо сумарний процент армування:

$$\mu = \frac{A_s + A_s'}{b \cdot h} = \frac{14,15 + 3,14}{28 \cdot 24} \cdot 100\% = 2,57\%$$

Приведена площа перерізу

$$A_{red} = A + \sum A = 28 \cdot 24 + 14,15 \cdot 5,54 + 3,14 \cdot 6,15 = 769,7 \text{ см}^2;$$

$$\text{де: } \alpha_1 = E_s / E_b = 180000 / 32500 = 5,54;$$

$$\alpha_2 = E_s / E_b = 200000 / 32500 = 6,15 \text{ (для А400С)}.$$

Розрахунок нижнього поясу ферми на тріщиностійкість.

Прийmemo механічний спосіб попереднього напруження арматури.

Його значення σ_{sp} при $p = 0,05$ σ_{sp} прийmemo з умови $\sigma_{sp} + p < R_{s, ser}$;

$$\sigma_{sp} + 0,05 \sigma_{sp} < 1482,6 \text{ МПа}; \sigma_{sp} = 1556,7 / 1,05 = 1482,6 \text{ МПа}.$$

Прийmemo $\sigma_{sp} = 1400 \text{ МПа}$.

Визначимо втрати попереднього напруження в арматурі при $\gamma_{sp} = 1$:

– перші втрати від релаксації напружень в арматурі [2]:

$$\sigma_1 = [0,22 (\sigma_{sp} / R_{s. ser}) - 0,1] \sigma_{sp} = [0,22 (1400 / 1556,7) - 0,1] 1400 = 137 \text{ МПа};$$

– перші втрати від різниці температур напруженої арматури та натяжних пристроїв [2]:

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа};$$

– перші втрати від деформації анкерів:

$$\sigma_3 = E_s \Delta \ell / \ell = 180000 \cdot 0,35 / 2500 = 25,2 \text{ МПа};$$

– перші втрати від швидкоплинної текучості бетону при

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 17,8 / 28 = 0,636 < \alpha = 0,75:$$

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 40 \cdot 0,85 \cdot 0,636 = 31,6 \text{ МПа}$$

Перші втрати складають:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 137 + 81,25 + 25,2 + 31,6 = 275,1 \text{ МПа.}$$

– другі втрати від усадки бетону класу С25/30 , що зазнає впливу теплової обробки [2]: $\sigma_8 = 30 \text{ МПа};$

– другі втрати від повзучості бетону класу С25/30 при

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 17,4 / 28 = 0,621 < \alpha = 0,75, \sigma_{br} = 1340600 / 769700 = 17,4$$

МПа:

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,621 = 79,2 \text{ МПа};$$

Другі втрати складають:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 30 + 79,2 = 109,2 \text{ МПа.}$$

Повні втрати від попереднього напруження арматури складають:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 275,1 + 109,2 = 371,8 \text{ МПа.}$$

Розрахункове розсіювання напружень при механічному способі попереднього напруження складає (при $p = 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 70 \text{ МПа}, n = 10$):

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{P}{\sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \cdot \frac{70}{1400} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{10}} \right) = 0,033$$

так, як $\Delta \gamma_{sp} = 0,033 < 0,1$ то прийmemo $\Delta \gamma_{sp} = 0,1$.

Сила обтискування бетону при $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$;

$$P = A_s (\sigma - \sigma_{los}) - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) A_{sI} = 14.15 (1400 - 275.1) - (31.6 + 30 + 79.2) 3.14 = 1010.5 \text{ кН.}$$

Зусилля, що сприймається перерізом при утворенні тріщин

$$N_{crc} = \gamma_i R_{bt.ser} (A + 2 A_s) + P = 0,85 [0,21 (67,2 + 2 5,54 14,15) + 1010,5] = 1308,9 \text{ кН.}$$

Оскільки $N_{crc} = 1308,9 \text{ кН} > N_n = 1286,6 \text{ кН}$ – умова тріщиностійкості перерізу виконується тому подальшого розрахунку по розкриттю тріщин не виконуємо.

Розрахунок розтягнутого розкоса ферми Р 2.

Розтягуючи зусилля в розкосі Р 2: $N = 695,8 \text{ кН}$ та $N_n = 575,1 \text{ кН}$.

Напружена арматура розкосу $5 \text{ } \varnothing 15$ класу К-7 з $A = 7,08 \text{ см}^2$. Кут повороту осі $\theta = 0,66 \text{ рад}$ при $\alpha = 37,8^\circ$.

Напруження виконується на упори, метод напруження – механічний.

Необхідна площа поперечного перерізу арматури з умови міцності перерізу [2]:

$$A_s = \frac{N}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{695,8}{1.15 \cdot 1080000} = 5,6 \text{ см}^2 \leq 7,08 \text{ см}^2$$

Прийнятої площі перерізу арматури достатньо.

Призначаємо переріз розкосу $28 \times 16 \text{ см}$.

В зв'язку з тим що експлуатація ферми проходить в плавальному басейні бетон приймаємо W8 по водонепроникливості.

Елементи нижнього поясу розраховуємо на міцність. Зусилля розтягу в елементах складає 45.5 кН .

– розрахункова формула $\frac{N}{R_y \gamma_c} \leq A_n$,

де A_n – площа перерізу стержня;

R_y – розрахунковий опір на розтяг = 240 МПа ;

γ_c – коефіцієнт умови роботи = $0,9$.

$$A_{mp} = \frac{45.5}{24 \cdot 0.9} = 2.1 \text{ см}^2.$$

З конструктивних вимог приймаємо профіль сталевий гнучий замкнений зварний квадратний з площею поперечного перерізу $A = 8.85 \text{ см}^2$, $\rho = 6.95 \text{ кг/м}$, $i_x = 3.1 \text{ см}$.

$$\sigma = 5.2 \text{ кН/см}^2 < 21,6 \text{ кН/см}^2 - \text{міцність забезпечена.}$$

Розрахунки показали, що прийнявши даний профіль ми отримали великий запас міцності.

4.1.3.2 Розрахунок прогину прогонів

Рівномірно розподілене навантаження складає [4]

$$q = (0.13 + 0.7) \times 2.45 + 0.104 = 2.13 \text{ кН/м.}$$

$$f_u = 1/250 > M l / 10 E I;$$

$$M = q l^2 / 8 = 3.85 \text{ кНм,}$$

$$E = 2.06 \times 10^8 \text{ кН/м}^2;$$

$$I = 304 \text{ см}^4 = 304 \times 10^{-8} \text{ м}^4.$$

$$M l / 10 E I = \frac{3.85 \cdot 3.8}{10 \cdot 2.06 \cdot 10^8 \cdot 304 \cdot 10^{-8}} = 0.0023 < 0.004.$$

Отже, умова виконується. Приймаємо прогони зі швелера №12.

Максимально допустимий прогин ферми складає [2]

$$f_u = l / 250 = 9750 / 250 = 39 \text{ мм.}$$

В даному випадку, згідно розрахунку, максимальний прогин ферми складає $f = 6.4 \text{ мм} < 39 \text{ мм}$.

4.2 Розрахунок цегляного простінка

Армування стіни, на яку опираються ферми, виконується з метою збільшення її міцності, а головне стійкості.

В розділі було розраховано цегляну стіну в прийнятому складі [9]:

товщина стіни – 380 мм; цегла глиняна пластичного пресування марки М100, розчин складний марки 50, висота стіни 800 мм [9].

На стіну діє центрально прикладена сила $N = 24.18$ кН. Підберемо арматурну сітку.

Приймаємо армування перехресними сітками з проволочи діаметром 5 Вр-1. Величини $R_s = 360 \times 0.6 = 216$ МПа, $R = 1.5$ МПа, $\alpha = 1000$, розрахункова висота $l_0 = 0.9 \times H = 0.9 \times 0.8 = 0.72$ м – знаходимо величину, що характеризує гнучкість елемента $\lambda_h = l_0/h = 72/38 = 1.9 < 15$, $\varphi = 1$.

Так як $h = 38 > 30$, то $m_g = 1$.

Знаходимо максимальний відсоток армування: $\mu = 50 \times R/R_s > = 0.1\%$.

$$\mu_{max} = 50 \times 1.5/216 = 0.347 \%$$

Розрахунковий опір стиску знаходимо за формулою $R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \leq 2R$,

$$R_{sk} = 24180/(1 \times 38 \times 38 \times 100) = 0.17 \text{ МПа} < 2R = 3 \text{ МПа}.$$

$$\text{Потрібний відсоток армування } \mu = \frac{(0.17 - 1.5) \cdot 100}{2 \cdot 216} = -0.3 < 1.$$

Отже, приймаємо мінімальний відсоток армування $\mu = 0.1\%$.

Приймаємо стержні діаметром 5 мм, $A_{st} = 0.196$ см² та розміри сітки

$$c = 6 \text{ см, то потрібний шаг сіток: } s = \frac{2A_{st}}{\mu c} 100 = \frac{2 \cdot 0.196}{0.1 \cdot 6} \cdot 100 = 65 \text{ см}.$$

Сітку потрібно вкладати через 9 рядів цегли [9].

4.3 Розрахунок колони

Розміри перерізу колони складають [3]:

$$b = 40 \text{ см}, a = 40 \text{ см.}$$

Товщина захисного шару складає $a = a' = 4 \text{ см}$.

$$\text{Тоді } h_0 = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ см.}$$

Розрахункова довжина колони $l = 6.9 \text{ м}$.

Для першої комбінації [3].

Розрахункові значення моментів та відповідних зусиль M, N, Q складають:

$$M = 13,2 \text{ кНм}, N = 86,8 \text{ кН},$$

$$M_L = 11,48 \text{ кНм}; N_L = 75,48 \text{ кН.}$$

Розрахункові та випадкові значення ексцентриситетів:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13.2}{86.8} = 0.152 \text{ см},$$

$$e_a = \frac{1}{30} \cdot h = 1.333 \text{ см},$$

$$e_a = \frac{1}{600} \cdot l = \frac{1}{600} \cdot 690 = 1.15.$$

Приймаємо більше значення з ексцентриситетів $e_a = 1.333 \text{ см}$.

Розрахунковий ексцентриситет визначаємо за формулою:

$$e = e_0 + e_a = 0.152 + 1.333 = 1.485 \text{ см}$$

$$\text{Радіус інерції перерізу: } i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11.54 \text{ см.}$$

$$\text{Перевіряємо гнучкість перерізу } \lambda_0 = \frac{l_0}{i} = 60.$$

Момент інерції перерізу:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40^4}{12} = 213333.3 \text{ см}^4.$$

Порівнюємо його значення з мінімальним [3]:

$$\delta_{e,\min} = 0.5 - 0.1 \cdot \left(\frac{l_0}{h} \right) - 0.01 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0.345.$$

Приймаємо 0.345.

Визначаємо моменти від довготривалої дії навантаження:

$$M_1 = M + N \cdot \frac{h_0 - a'}{2} = 1402 \text{ кНм.}$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \cdot \frac{h_0 - a'}{2} = 1219.1 \text{ кНм.}$$

Коефіцієнт, що враховує довготривалу дію навантаження:

$$\varphi_{ld} = 1 + 1 \cdot \frac{M_{1l}}{M_1} = 1.870.$$

Попередньо задаємося коефіцієнтом армування для елемента $\mu = 0.005$.

Визначаємо відношення модулів пружності бетону та арматури:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{29000} = 5.86.$$

Визначаємо приведений статичний момент інерції перерізу:

$$I_{s,red} = \alpha \cdot (A_s + A'_s) \cdot (0.5h - a)^2 = \alpha \cdot \mu \cdot b \cdot h \cdot (0.5h - a)^2 = 7503.448 \text{ см}^4.$$

Величину критичної сили для елемента визначаємо [6]:

$$N_{\dot{\epsilon}\delta} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_{ld}} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right) + I_{s,red} \right] = 183625424 \text{ Н.}$$

Визначаємо коефіцієнт, що враховує поздовжній вплив [6]:

$$n = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{\dot{\epsilon}\delta}}} = 1.$$

Визначаємо висоту стиснутої зони:

$$\delta = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = 0.142.$$

Розрахункове значення ексцентриситету:

$$e_{i\dot{a}} = e_0 \cdot \eta + 0.5h - a' = 16.15 \text{ см.}$$

Відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = 0.0039.$$

Коефіцієнт мінливості роботи бетону:

$$\omega = 0.85 - 0.008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0.7276;$$

$$\sigma_s = R_s = 365 \text{ МПа}; \sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа}.$$

Граничне значення висоти стиснутої зони бетону [3]:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = 0.556.$$

Площу арматури визначаємо за формулою:

$$A_s = A'_s = \frac{N(e - h_0 + N / 2R_b \cdot b)}{R_{sc}(h_0 - a')} = -1722.8.$$

Арматуру підбираємо за конструктивними умовами:

$$A_s = 0.002 \cdot b \cdot h_0 = 2.88 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4 стержні А400С & 10 мм з $A_s = 3,14 \text{ см}^2$.

Для армування прийнята сталь класу А400С ($R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$) та арматурна проволока $\varnothing 4$ и $\varnothing 5$ мм ($R_s = 360 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 260 \text{ МПа}$; $E_s = 1.7 \times 10^5 \text{ МПа}$).

До тріщиностійкості маршу вимоги 3 категорії [2].

Таблиця 4.2 – Збір навантаження [4]

Вид навантаження	Навантаження		Коефіцієнт
	Нормативне	Розрахункове	
Постійне			
Власна вага плити	2250	2475	1,1
Короткочасне	4000	4800	1,2
Всього	6250	7275	-

Сполучення плити з ребрами жорстке. Але враховуючі можливість повернення ребер (повздовжніх), защемлення плити незначне, тому її можливо розглядати як вільно оперту.

Тоді згинальний момент [3]:

$$M = \frac{(q) \cdot l^2}{8} = \frac{7575 \cdot 0,885^2}{8} = 712,2 \text{кНм}$$

При $a = 1,5$ см, робоча висота перерізу $h_0 = 7 - 1,5 = 5,5$ см.

Характеристика стиснутої зони.

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 7,65 = 0.789$$

$$\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{мПа} \quad \sigma_{sC,u} = 500 \text{мПа}$$

тоді граничну відносну висоту стиснутої зони бетону визначаємо за формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sC,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.789}{1 + \frac{389}{500} \left(1 - \frac{0.789}{1.1}\right)} = 0.655$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R) = 0.441$$

перевіряємо умову

$M = b_f \cdot h_f \cdot R_b (h_0 - 0.5h_f) = 44 \text{кНм} > M = 21,34 \text{кНм}$ – нейтральна вісь проходить в межах полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний.

Визначаємо:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b b_f \cdot h_0^2 \cdot 100} = \frac{71220}{7.65 \cdot 5,5^2 \cdot 100 \cdot 100} = 0,031$$

Знаходимо по таблиці $\xi = 0,031 < \xi_R = 0.655$

Тоді потрібна площа перерізу арматури [7]

$$A_s = \xi \cdot b_f \cdot h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0.031 \cdot 5,5 \cdot \frac{7.65}{360} = 0,36 \text{см}^2 <$$

$$A_{\min} = \mu_{\min} \cdot b \cdot h_0 = 1.1 \text{см}^2$$

При армуванні встановлено сітку

$$c \frac{40 \text{ВрI} - 250}{50 \text{ВрI} - 150} A_s = 1,31 \text{см}^2$$

Розрахунок лобового ребра

Розрахунковий прогин ребра, вільно опертого на стіну [2]:

$$l_0 = 2,8 + 2 \frac{1}{2} 0,15 = 2,95\text{м}$$

В роботі ребра плита враховується як полка, яка розташована в стиснутій зоні. Тоді розрахунковий переріз ребра має наступні розміри: переріз висотою $h = 33\text{см}$, шириною ребра $b = 9,5\text{см}$, шириною полки $b_f = 16\text{ см}$ товщиною полки $h_f = 7\text{см}$, за розрахункову ширину верхньої стиснутої полки приймають менше з двох значень:

$b_f = 0,5 \times 88,5 + 11 = 55,25\text{см}$ або $b_f = 1/6 \times 295 + 11 = 60\text{см}$, таким чином приймаємо $b_f = 55\text{ см}$.

Таблиця 4.3 – Таблиця навантажень

Вид навантаження	Навантаження		Коефіцієнт
	Нормативне	Розрахункове	
Постійне:			
Власна вага ребра	898	988	1,1
– маршу	9028	9931	1,1
Тимчасова на маршах	7500	9000	1,2
Всього	17426	19919	–
Вага плити	996	1095	1,1
Тимчасове навантаження на площадці	2200	2640	1,2
Всього	3196	3735	–

Довготривала частина нормативного навантаження;

$$g_{n1} = 898 + 9028 + 996 = 10,922\text{кН / м}$$

Зусилля від повного розрахункового навантаження:

Згинальний момент:

$$M = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l_0^2}{2} - \frac{(q_2) \cdot a^2}{6} =$$

$$= \frac{(19,916 + 3,735) \cdot 2,95^2}{2} - \frac{3,735 \cdot 0,55^2}{6} = 25,37 \text{кНм}$$

Поперечна сила від розрахункового навантаження:

$$Q = \frac{(q_1) \cdot l_0}{2} + \frac{(q_2) \cdot (a + b)}{2} = 0,5 \cdot 19,919 \cdot 2,95 +$$

$$+ 0,5 \cdot 3,735(0,55 + 1,85) = 33,74 \text{кН}$$

Зусилля від нормативного навантаження:

Повного: момент згину

$$M_n = \frac{(q_{n1} + q_{n2}) \cdot l_0^2}{2} - \frac{(q_{n2}) \cdot a^2}{6} =$$

$$= \frac{(19,426 + 3,196) \cdot 2,95^2}{2} - \frac{3,196 \cdot 0,55^2}{6} = 22,12 \text{кНм}$$

Поперечна сила:

$$Q = \frac{(q_{n1}) \cdot l_0}{2} + \frac{(q_{n2}) \cdot (a + b)}{2} = 0,5 \cdot 17,426 \cdot 2,95 +$$

$$+ 0,5 \cdot 3,196(0,55 + 1,85) = 29,44 \text{кН}$$

Довготривалого момент згину:

$$M_{n1} = \frac{(q_{n11} + q_{n12}) \cdot l_0^2}{2} - \frac{(q_{n12}) \cdot a^2}{6} =$$

$$= \frac{(9,926 + 3,196) \cdot 2,95^2}{2} - \frac{0,996 \cdot 0,55^2}{6} = 11,75 \text{кНм}$$

Поперечна сила:

$$Q_{n1} = \frac{(q_{n11}) \cdot l_0}{2} + \frac{(q_{n12}) \cdot (a + b)}{2} = 0,5 \cdot 9,926 \cdot 2,95 +$$

$$+ 0,5 \cdot 0,996(0,55 + 1,85) = 15,78 \text{кН}$$

Короткочасного момент згину:

$$M_{nsh} = \frac{(7,5 + 2,2) \cdot 2,95^2}{2} - \frac{2,2 \cdot 0,55^2}{6} = 10,37 \text{кНм}$$

Поперечна сила $Q_{nsh} = 13,65 \text{кН}$.

Розрахунок міцності перерізів нормальних до повздовжньої осі елементу

При $a = 3\text{см}$, робоча висота перерізу $h_0 = 33 - 3 = 30\text{ см}$.

Граничне значення $\xi_R = 0.655$, $\alpha_R = \xi_R(1 - 0.5\xi_R) = 0.441$

Перевіряємо умову

$$M_f = b_f \cdot h_f \cdot R_b (h_0 - 0.5h_f) =$$

$$= 7.65 \cdot 55 \cdot 7(30 - 0.5 \cdot 7)100 = 78.05\text{кНм} > M = 25.34\text{кНм}$$

-нейтральна вісь знаходиться в межах полицки, тому переріз розраховуємо як прямокутний [2].

Визначаємо:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b b_f \cdot h_0^2 \cdot 100} = \frac{2537000}{7.65 \cdot 30^2 \cdot 55 \cdot 100} = 0.067 \leq \alpha_R = 0.441$$

по таблиці знаходимо $\xi = 0,07$

Тоді потрібна площа перерізу арматури :

$$A_s = \xi \cdot b_f \cdot h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0.031 \cdot 55 \cdot 30 \cdot \frac{7.65}{365} = 2,42\text{см}^2$$

Приймаємо 2 $\varnothing 14$ А400С $A_s = 3,08\text{см}^2$.

Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі елементу

Визначаємо [2]

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0.01 \cdot 7.65 = 0.924$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 9.52$$

задаємося $S = 10\text{см}$, діаметр поперечних стержнів

$$d = 5\text{мм} \quad f_w = 0.196$$

Тоді :

$$A_{sw} = n \cdot f_w = 2 \cdot 0.196 = 0.392 \text{ см}$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{0.392}{9.5 \cdot 15} = 0.0028$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w = 1.133$$

Умова

$$Q = 33.74 \leq 0.3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b b \cdot h_0 = \\ = 0.3 \cdot 1.133 \cdot 0.924 \cdot 7.65 \cdot 9.5 \cdot 100 \cdot 30 = 68.47 \text{ кН}$$

виконується, прийняти розміри перерізу достатні.

При відсутності попереднього напруження $P = 0$ та $\varphi_n = 0$.

Перевіряємо умову:

$$Q = 33.74 \geq \varphi_{b4} \cdot R_{bt} b \cdot h_0 (1 + \varphi_n) = \\ = 0.6 \cdot 0.68 \cdot 9.5 \cdot (1 + 0) \cdot 100 \cdot 30 = 11.63 \text{ кН}$$

Умова не виконується, тому по розрахунку потрібна поперечна арматура. Послідовно вираховуємо [2]:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{260(100) \cdot 0.392(100)}{15} = 679.5 \text{ (Н / см)}$$

$$b_f = b + 3h_f = 9.5 + 3 \times 7 = 30.5 \text{ см} > b_f = 55 \text{ см}$$

примаємо $b_f = 30.5 \text{ см}$

$$\varphi_f = \frac{0.75(b_f - b)h_f}{bh_0} = 0.387 < 0.5$$

тоді визначаємо:

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt} \cdot bh_0^2}{q_{sw}}} = \\ = \sqrt{\frac{2(1 + 0.387 + 0)0.68 \cdot 9.5 \cdot 30^2}{679.5}} = 48.7 \text{ см}$$

перевіряємо $c_0 = 48.7 \text{ см} < 2 \cdot 30 = 60 \text{ см}$

тоді:

$$\sigma_{sw} = \left[\frac{33740^2}{4 \cdot 2(1 + 0,387 + 0)0,68 \cdot 9,5 \cdot 30^2 \cdot 100} \right] = 176,5 \text{ Н / см}$$

Крок арматури:

$$S = 260 \cdot 2 \cdot 0,196 \cdot 100 / 176,5 = 58,9 \text{ см}$$

визначаємо максимальний крок стержнів:

$$S_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2(1 + 0,387 + 0)0,68 \cdot 9,5 \cdot 30^2 \cdot 100}{33740} = 35,9 \text{ см}$$

Так як прийнятий крок стержнів $S = 15$ см менше ніж прийнятий то за конструктивними умовами його не можна збільшити, то прийнятий крок зостається.

Перевірку міцності за похилими перерізами на дії моменту згину не проводимо з урахуванням конструктивним заходи по анкерівці повздовжніх стержнів у опор [2, 3].

К кінцям повздовжніх стержнів потрібно приварити по 2 анкеруючих стержня діаметром $d_a = 0,5 \times d = 0,5 \times 14 = 7$ мм. В цьому випадку перевірку міцності по похилим перерізам на дії моменту згину не проводимо.

Розрахунок по деформаціям [2, 3]

Вираховуємо коефіцієнт:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt.ser} \cdot W_{pl}}{M_n}$$

при дії всього навантаження:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt.ser} \cdot W_{pl}}{M_n} = \frac{1,15 \cdot 5921 \cdot 100}{212000} = 0,31$$

при дії постійного та тимчасового навантаження:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt.ser} \cdot W_{pl}}{M_n} = \frac{1,15 \cdot 5921 \times 100}{1175000} = 0,58$$

Вираховуємо:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{1s} \cdot \varphi_m$$

від короткочасного навантаження:

$\psi_s = 1.25 - 1.1 \cdot 0.31 = 0,91 < 1 \rightarrow$ приймаємо $\psi_s = 0,9$
від короткочасної дії постійного та довготривалого навантаження:

$$\psi_s = 1.25 - 1.1 \cdot 0.37 = 0.84 < 1$$

від довготривалої дії постійного та довготривалого навантаження:

$$\psi_s = 1.25 - 0.8 \cdot 0.37 = 0.96$$

Вираховуємо кривизну.

Від недовготривалої дії всього навантаження [2, 3]:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z} \cdot \left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \cdot E_b \cdot A_b} \right) =$$

$$\frac{212000}{30 \cdot 26,7} \left[\frac{0,91}{2 \cdot 10^5 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,155 + 0,113)0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^4 \cdot 9,5 \cdot 30} \right] =$$

$$= 48,31 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

від недовготривалої дії постійного та довготривалого навантаження

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z} \cdot \left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \cdot E_b \cdot A_b} \right) =$$

$$= \frac{1175000}{30 \cdot 26,7} \left[\frac{0,84}{2 \cdot 10^5 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,155 + 0,12)0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^4 \cdot 9,5 \cdot 30} \right] =$$

$$= 23,64 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

від довготривалої дії постійного та довготривалого навантаження:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z} \cdot \left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \cdot E_b \cdot A_b} \right) =$$

$$= \frac{1,175000}{30 \cdot 26,7} \left[\frac{0,95}{2 \cdot 10^5 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,23 + 0,113)0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^4 \cdot 9,5 \cdot 30} \right] =$$

$$= 33,51 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

повна кривина [2, 3]:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} = (48,31 - 23,64 + 33,51)10^{-6} = 58,18 \cdot 10^{-6}$$

Прогин маршру визначаємо за формулою:

$$f = \frac{1}{r} s \cdot l^2 = 58,18 \cdot 10^{-6} \frac{5}{48} \cdot 295^2 = 0,53 \text{ см}$$

його відносне значення:

$$\frac{f}{l} = \frac{0,53}{295} = \frac{1}{556} \approx \frac{1}{200}$$

в межах граничного значення.

Розрахунок пристінного повздовжнього ребра

Розрахунковий прогін ребра, вільно опертого на стіну такий як у лобо-

вого $l_0 = 2,8 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,15 = 2,95\text{м}$, розрахунковий переріз ребра має слі-
дуючі розміри: переріз висотою $h = 20$ см, шириною ребра $b = 11$ см, товщи-
ною полки $h_f = 7$ см, $b_f = 0,5 \times 88,5 + 11,5 = 56$ см.

Таблиця 4.4 – Збір навантаження [4]

Вид навантаження	Навантаження		Коефіцієнт
	Нормативне	Розрахункове	
Постійне:			
Власна вага ребра	349	384	1,1
– плити	996	1095	1,1
Короткочасне 4000×1,11/2	2220	2664	1,2
Всього	3565	41143	–

Зусилля від розрахункового навантаження.

Згинальний момент:

$$M = \frac{(q) \cdot l_0^2}{8} = \frac{41143 \cdot 2,95^2}{8} - \frac{(1095 + 2664) \cdot 0,55^2}{6} = 4317 \text{кНм}$$

Поперечна сила від розрахункового навантаження:

$$Q = 0,5 \times 41143 \times 0,95 - (1095 + 2664) \times 0,55 \times 0,5 = 5088 \text{Н}$$

Розрахунок по міцності перерізів нормальних до повздовжньої осі еле-
менту.

При $a = 2,5$ см, робоча висота перерізу $h_0 = 20 - 2,5 = 17,5$ см.

Перевіряємо умову [2, 3]:

$$M = b_f \cdot h_f \cdot R_b (h_0 - 0.5h_f) =$$

$$= 7,65 \times 56 \times 7 (17,5 - 0,5 \cdot 7) 100 = 41983,2 \text{ Нм} > M = 4317 \text{ Нм}$$

-нейтральна вісь проходить в межах полиці, тому переріз розраховуємо

як прямокутне $b_f = 56 \text{ см}$.

Визначаємо:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b b_f \cdot h_0^2 \cdot 100} = \frac{431700}{56 \cdot 17,5^2 \cdot 7,65 \cdot 100} = 0,033 < \alpha_R = 0,441$$

Тоді потрібна площа перерізу арматури [7]

$$A_s = \xi \cdot b_f \cdot h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,033 \cdot 56 \cdot \frac{7,65}{365} \cdot 17,5 = 0,68 \text{ см}^2 <$$

$$A_{\min} = \mu_{\min} \cdot b \cdot h_0 = 0,0005 \cdot 11 \cdot 17,5 = 0,96 \text{ см}^2$$

Приймаємо для армування $1 \varnothing 12 \text{ A400C}$.

Умова:

$$Q = 5088 \text{ Н} < \varphi_{b4} \cdot R_{bt} b \cdot h_0 (1 + \varphi_n) =$$

$$= 0,6 \cdot 0,68 \cdot 11 \cdot (1 + 0) \cdot 100 \cdot 17,5 = 7850 \text{ Н}$$

виконується, тому розрахунок перерізів похилих до повздовжньої осі елемента не потрібен. Поперечну арматуру встановлюємо конструктивно $d_w = 5 \text{ мм}$ $S = 100 \text{ мм}$ на приопорних ділянках та $S = 200 \text{ мм}$ в середній частині довжини ребра.

4.4 Розрахунок фундаменту

4.4.1 Розрахунок несучої здатності висячих забивних паль

Несуча здатність визначається за формулою [20]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i z_i)$$

$\gamma_c = \gamma_{cr} = \gamma_{cf} = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті і коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі і по бічній поверхні;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

A – площа нижнього кінця палі;

u – периметр палі;

f – розрахунковий опір шару ґрунту по бічній поверхні;

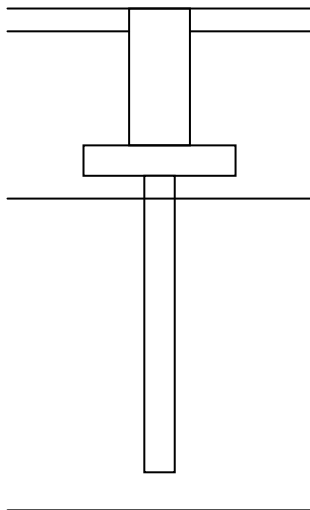
z – відстань від нижнього кінця палі до середини розрахункового шару ґрунту.

Розрахункове навантаження на палю визначається за формулою [21]:

$$N_l = F_d / \gamma_k; \gamma_k = 1.4.$$

Кількість палей на 1 м.п. визначається за формулою: $n = FV / N_l \cdot k_m$.

Ґрунтові умови:



0-й шар: рослинний 0.4 м,

1-й шар: пісок дрібний 3.9 м,

1 $\gamma_{II} = 19.0 \text{ кН/м}^3; E = 28 \text{ МПа.}$

2-й шар: пісок середній 5.2 м,

$$\gamma_{II} = 19.1 \text{ кН/м}^3; E = 32 \text{ МПа.}$$

2 3-й шар: супісь 3.8 м,

$$\gamma_{II} = 19.4 \text{ кН/м}^3; E = 5 \text{ МПа.}$$

Приймаємо палю С-6-40.

Глибина закладення ростверку прийнята 3.2 м.

Довжина палі в ґрунті: $l_p = 6 - 20 \cdot 0.014 - 0.1 = 5.62 \text{ м.}$

Верхня частина палі довжиною 0.9 м знаходиться в шарі 1,

нижня – довжиною $5.62 - 0.9 = 4.52 \text{ м}$ – в шарі 3.

При зануренні кінця палі на глибину $h = 3.2 + 5.62 = 8.82 \text{ м:}$

$$R = \gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2} / \kappa_I \cdot (M_\gamma \cdot k_Z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_I \cdot \gamma'_{II} + (M_{q-1}) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II})$$

де γ_{C1} і γ_{C2} – коефіцієнти умов роботи;

k_I -коЕф. приймаємо рівним 1 тому що характеристики ґрунту (c і φ) прийняті на підставі іспитів ґрунтів;

$M_\gamma; M_q; M_c$ – коеф. в залежності від кута внутрішнього тертя φ_{II} ;

$k_Z = 1$, при ширині підшви фундаменту $b < 10$ м;

b – ширина підшви фундаменту;

γ_{II} – питома вага ґрунту фундаменту, що залягає нижче підшви;

γ'_{II} – питома вага ґрунту вище підшви фундаменту;

$$\gamma'_{II} = \Sigma \gamma_{III} \cdot h_i / \Sigma h_i ;$$

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

d_l – глибина закладення фундаменту;

d_b – глибина підвалу від рівня планування землі;

$\varphi_{II} = 37^\circ$; $C_{II} = 2$ кПа; $E = 32$ МПа; $\gamma_{II} = 19.1$ кН/м³, $b = 0.4$, $\gamma_{C1} = 1.3$,

$\gamma_{C2} = 1.1$, $\kappa_l = 1.1$, $M_\gamma = 1.44$, $M_q = 6.76$, $M_c = 8.88$, $k_Z = 1$,

$\gamma'_{II} = 19.1$ кН/м³, $d_l = 8.82$ м, $d_0 = 3.1$ м.

$$R = 1.3 \cdot 1.1 / 1.1 \cdot (1.44 \cdot 1 \cdot 0.4 + 6.76 \cdot 8.82 \cdot 19.1 + (6.76 - 1) \cdot 3.1 \cdot 19.1 + 8.88 \cdot 2) = \\ = 1948 \text{ кПа.}$$

$h_1 = 2$ м, $z_1 = 5.62 - 2/2 = 4.62$ м, $f_1 = 32.75$ кН/м²;

$h_2 = 2$ м, $z_2 = 5.62 - 2 - 2/2 = 2.62$ м, $f_2 = 45.92$ кН/м²;

$h_3 = 1.62$ м, $z_3 = 5.62 - 2 - 2 - 1.62/2 = 0.81$ м, $f_3 = 58.72$ кН/м²;

$A = 0.4 \cdot 0.4 = 0.16$ м² $u = 4 \cdot 0.4 = 1.6$ м;

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 3717 \cdot 0.16 + 1.6 \cdot (1 \cdot 2 \cdot 4.62 \cdot 32.75 + 1 \cdot 2 \cdot 2.62 \cdot 45.92 + \\ + 1 \cdot 1.62 \cdot 0.81 \cdot 58.72)) = 996.7 \text{ кН;}$$

$$N = 996.7 / 1.4 = 711.93 \text{ кН;}$$

$$n = (1521.5 + 0.1 \cdot 1521.5) / 711.93 \cdot 1.2 = 2.82 \approx 3 \text{ шт.}$$

Приймаємо 4 палі [21].

При мінімальній відстані між палями рівному $3d = 3 \cdot 0.4 = 1.2$ м приймаємо розміри ростверку:

$$b = 1 = 1.2 + 0.4 + 0.1 = 1.7 \text{ м.}$$

Вага ростверку і ґрунту на його уступах до відм. 0.000 складає:

$$G = 1.7 \cdot 1.7 \cdot 1.95 \cdot 20 = 112.71 \text{ кН.}$$

При відстані від осі палі до осі ростверку $x = y = 3d/2 = 0.6$ м.

Визначаємо:

$$M = 152.15 + 182.58 \cdot 1.8 = 407.76 \text{ кНм.}$$

Фактичне навантаження на палю складуть:

$$N_{\phi} = (FV + G)/n + M \cdot x / \Sigma x^2 = (1521.5 + 112.71)/4 + 407.76 \cdot 0.6 / (4 \cdot 0.62) = 578.45$$

$$N_{\phi} = 578.45 \text{ кН} < N = 711.93 \text{ кН.}$$

Розрахунок осадки куца паль.

Середньозважене значення кута внутрішнього тертя:

$$\varphi_{II}' = (33 \cdot 3.123 + 37 \cdot 2.497) / 5.62 = 34.78^\circ.$$

Розмір умовного фундаменту з підшовою на рівні вістря палі [20]:

$$b_y = l_y = 3d \cdot (2 - 1) + d + 2 \cdot l_o \cdot \text{tg}(\varphi_{II}'/4) = 3 \cdot 0.4 \cdot 1 + 0.4 + 2 \cdot 5.62 \cdot \text{tg}(34.78/4) = 3.32 \text{ м.}$$

Площа умовного фундаменту [21]:

$$A_y = 3.32 \cdot 3.32 = 11.02 \text{ м}^2.$$

Вага умовного фундаменту:

$$G_y = 11.02 \cdot 7.02 \cdot 20 = 1546.57 \text{ кН.}$$

Середній тиск під підшовою фундаменту:

$$P = (FV + G)/A_y = (1521.5 + 1546.57) / 11.02 = 278.41 \text{ кПа.}$$

Розрахунковий опір ґрунту підстави на рівні підшови умовного фундаменту:

$$R = \gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2} / k (1.1 \cdot M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b_y \cdot \gamma_{II} + 1.1 \cdot M_q \cdot d_y \cdot \gamma_{II}' + 3 \cdot M_c \cdot C_{II}),$$

$\gamma_{C1} = 1.4$, $\gamma_{C2} = 1.2$, $k = 1.1$, $M_{\gamma} = 1.95$, $k_z = 1$, $M_q = 8.81$, $M_c = 10.37$ – значення прийняті по ДБН.

$$\gamma_{II}' = (20 \cdot 0.84 + 3.833 \cdot 19 + 2.497 \cdot 10.18) / 6.73 = 19.15 \text{ кН/м}^3.$$

$$\gamma_{II} = (19.1 \cdot 0.799 + 0.971 \cdot 11.13 + 4.87 \cdot 10.18) / 6.73 = 11.6 \text{ кН/м}^3.$$

$$R = 1.4 \cdot 1.2 / 1.1 \cdot (1.1 \cdot 19.5 \cdot 11.6 \cdot 3.32 + 1.1 \cdot 8.81 \cdot 7.02 \cdot 19.15 + 3 \cdot 10.37 \cdot 2) = 1955.2 \text{ кПа.}$$

Потужність стисливої товщі під підшовою умовного фундаменту при $\eta = b_y/l_y = 1$ і $k = 2$ складе $H_c = k \cdot b_y = 2 \cdot 3.32 = 6.64 \text{ м.}$

Середньозважене значення модуля деформації в межах стисливої товщі:

$$E_{\text{ср.вз.}} = (32 \cdot 1.77 \cdot 5.755 + 5 \cdot 4.87 \cdot 2.345) / (0.5 \cdot 6.642) = 17.476 \text{ МПа.}$$

Тиск від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту:

$$G_{zq} = \gamma_{II}' \cdot h = 19.15 \cdot 6.73 = 128.9 \text{ кПа.}$$

Осадка основи складе:

$$S = 1.44 \cdot n / (n + 1) \cdot (P - G_{zq}) / E_{\text{ср.вз.}} \cdot b_y = \\ = 1.44 \cdot 1 / (1 + 1) \cdot (278.41 - 128.9) / 17476 \cdot 3.32 = 2.045 \text{ см} < 8 \text{ см.}$$

Визначення осадки методом пошарового підсумовування

Додатковий тиск на основу на рівні підшви умовного фундаменту

$$P_o = P_{\text{ср}} - G_{zqo} = 278.41 - 128.9 = 149.55 \text{ кПа.}$$

Товщина елементарного шару $Z = 0.2b = 0.664 \text{ м.}$

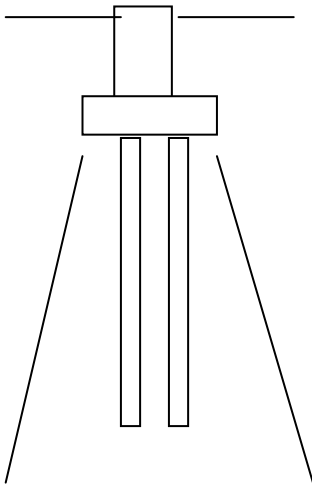
Таблиця 4.5 – Показники осадки фундаменту [20]

Z, м	$\xi = 2Z/b$	α	G_{zqi}	P_o	$P_o \cdot \alpha$	G_{zpi}	E_i	S, мм
0	0	1	128.9	149.53	149.53	146.54	32	2.38
0.664	0.4	0.96	141.58	149.53	143.55	131.59	32	1.99
1.328	0.8	0.8	145.83	149.53	119.62	105.12	32	2.1
1.992	1.2	0.606	150.44	149.53	90.62	78.88	22.37	7.13
2.656	1.6	0.449	155.94	149.53	67.14	58.69	5	5.34
3.32	2.0	0.336	162.7	149.53	50.24	44.33	5	4.08
3.984	2.4	0.257	169.46	149.53	38.43	34.24	5	3.19
4.648	2.8	0.201	176.22	149.53	30.06	26.99	5	2.54
5.312	3.2	0.16	182.98	149.53	23.92	21.76	5	2.08
5.976	3.6	0.131	189.74	149.53	19.59	17.87	5	1.72
6.64	4.0	0.108	196.5	149.53	16.15			

Сумарне осідання $S = \sum S_i = 32.55 \text{ мм. } S = 3.255 \text{ см} < 8 \text{ см.}$

Умова виконується [20, 21].

Перевірка міцності підстильного шару



У розрахунках використовуємо значення отриманий

раніше $R = 3717$ кПа, $R_{cp} = 278.41$ кПа,
 $P_o = 149.53$ кПа.

Визначаємо $\xi = 2Z / b = 1.06$;

$\alpha = 0.635 G_{zp} = P_o \cdot \alpha = 94.97$ кПа.

Площа умовного фундаменту на
вершині слабкого шару:

$$A_z = (1521.5 + 20 \cdot 6.73 \cdot 11.02) / 94.97 = 31.6 \text{ м}^2.$$

Приймаємо $b_z = l_z = \sqrt{A_z} = 5.6$ м.

Визначаємо розрахунковий опір

грунту на глибині Z (вершині слабкого шару):

$$R_z = 1.1 \cdot 1/1 \cdot (0.47 \cdot 1 \cdot 5.6 \cdot 19.4 + 2.88 \cdot 3.2 \cdot 18.05 + 5.48 \cdot 18) = 591.56 \text{ кПа.}$$

$$G_{zq} = h \cdot \gamma'_{II} = 18.05 \cdot 3.2 = 153.43 \text{ кПа.}$$

$$G_{zq} + G_{zp} = 153.43 + 94.97 = 248.4 < R_z = 591.56 \text{ кПа.}$$

Отже слабкий підстильний шар витримує прикладені навантаження.

5 РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

5.1 Умови будівельного виробництва

У відповідності до встановлених норм і правил необхідно встановити конкретні умови здійснення будівництва [8], які в значній мірі будуть впливати на комплекс заходів організаційно-технічного характеру, що будуть сприяти планомірному розвитку даного об'єкту будівництва в заданий період та з високими техніко-економічними показниками.

Приймаючи це за основу, визначаємо ці умови, що відносяться саме до цього комплексу робіт.

Будівельний майданчик, відведений під забудову даного об'єкту, знаходяться в II кліматичному районі. Виходячи з цього, маємо розрахункову температуру $+ 25^{\circ}\text{C}$ влітку та $- 25^{\circ}\text{C}$ взимку; сніговий покрив – 70 кгс/м^2 ; переважаючий напрямок вітру – північний, сила вітру – 30 кгс/м^2 ; глибина промерзання ґрунту – від 0,9 до 1,2 м. Майданчик забудови має прямокутну форму. Має спокійний рельєф без наявності на плані існуючих будівель та споруд, різноманітних насаджень, ярів і т. п. Ґрунти – середні суглинки II – III груп, ґрунтові води знаходяться на глибині 2,1 м [20, 21].

Об'єкт будівництва знаходиться в Сумській області та оточений з усіх сторін житловою забудовою. Це дозволяє використовувати всі види автотранспорту та технологічні механізми пересувних будівельних формувань в одну чи в дві зміни. Прив'язка будівельного майданчика до джерел енергопостачання, водяної мережі задовольняє нормальному забезпеченню всіх будівельних і побутових потреб.

Архітектурно-конструктивні та об'ємно-планувальні вирішення будівлі з точки зору технології будівельного виробництва і організації будівництва відповідають вимогам існуючих можливостей і номенклатури виробів будівельної індустрії МТБ [22] – матеріально-технічної бази, як по забезпеченню місцевими, так і привізними матеріалами, деталями, конструкціями.

Завдяки тому, що майданчик забудови розташований в населеному пункті, є можливість використовувати місцеві робочі кадри, побутові приміщення, а також комунальний транспорт для доставки працівників.

Будівництво будівлі виконується генпідрядним способом з залученням субпідрядних організацій на тендерній основі. Будівництво розраховане на 9 місячний період. Підключення до джерел постачання енергоресурсами – умовне. На будівельному майданчику передбачене таке інженерне обладнання, як водопостачання, енергопостачання та зв'язок [22].

5.2 Обґрунтування термінів будівництва

Відповідно до Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019 [8] визначаємо тривалість будівництва об'єкту .

Згідно нормам [22] для будівлі плавального басейну оздоровчого комплексу тривалість будівництва становить 9 місяців (в тому числі підготовчий період 1 місяць).

5.3 Визначення складу та обсягів БМР та ресурсів

Склад та обсяг будівельно-монтажних робіт, а також затрати праці, машин та механізмів виконуємо згідно вимог будівельних норм РЕКН-2000 (ресурсних елементних кошторисних норм). Результати підрахунку зведені в табл. 5.1 [22].

Таблиця 5.1 – Відомість підрахунку об'ємів робіт, витрат праці та потреби в ресурсах [22]

№	Норми УКН-2001 ДБН Д.1.1-1- 2000	Найменування розділів, робіт та ви- трат	Один. виміру	Кількість	Витрати праці			Матеріали			
					чол.-год		чол.-м.	Найменування	Один. виміру	Норма	Кількість на об'єм
					Не облг. машин						
					Обслуг. машин						
На один	Всього	Всього									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Розділ 1 Земляні роботи											
1	E1-24-5	Зрізка рослинного шару	1000 м ³	3.885							
					12,34	48	6				
2	E1-30-2	Планування ділянки бульдозерами	1000 м ²	11.1							
					0,51	6	0,75				
3	E1-12-1	Розробка ґрунту екскаватором в кот- ловані в відвалі	1000 м ³	2,788							
					8,13	23	2,88				
					49,86	139	17,38				
4	E1-20-1	Робота на відвалі	1000 м ³	2,978							
					4,62	13	1,63				
					6,83	19	2,38				
5	E1-38-1	Зрізування недобору ґрунту	1000 м ³	0,19							
					630,7	120	15				
					116,24	22	2,75				
7	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками	100 м ³	29,78							
					18,36	512	64				
					5,52	154	19,25				
					Разом	704	88				
						393	49,1				
Розділ 2 Основи											
8	E6-1-1	Бетонна підготовка під фундаменти	100 м ³	0.747				Редно	м ²	250.00	186,75
					195,75	146	18,25	Вода	м ³	1.75	1,307
					24,86	19	2,38	Бетон В-3.5	м ³	102.00	76,19
					Разом	146	18,25				
						19	2,38				
Розділ 3 Фундаменти											
9	E7-1-5	Укладання фундаментів під колони при глибині до 4м масою 0.5-3.5 т	100 шт.	0.08				Збірні конструкції	шт	100.00	8.00
					175,45	14	1,75				
					125,35	10	1,25				

10	E6-1-22	Залізобетонні стрічкові при ширині зверху до 1000 мм	100 м ³	2,1	522	1096	137	Розчин М100	м ³	1.93	2,34
					102,01	214	26,75	Бетон В-15	м ³	102.00	21,42
11	E7-42-1	Установка блоків	100 шт.	0,4	56	68	8,5	Арматура	т	6.60	1,39
					55,37	67	8,38	Бетон В-10	м3	0.55	0,67
12	E8-4-3	Горизонтальна гідроізоляція обклеювальна в 2 шари	100 м ²	72.5	31,76	111	13,88	Збірні конструкції	шт	100.00	121
					4,31	15	1,88	Мастика	т	0.42	1,47
					Разом	1289	161,13				
						306	38,25				
Розділ 4 Каркас будівлі											
13	E7-43-2	Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів	100 шт.	0.08	754	60	7,5	Електроди	т	0.018	0,00144
					301,11	24	3	Дошки обрізні	м ³	0.30	0,024
14	E9-22-1	Установка металевих ферм 10.4 м	1 т	3,098	36,8	114	14,25	Бетон В-22.5	м ³	11.34	0,907
					15,43	48	6	Збірні конструкції	шт	100.00	8
15	E9-24-1	Встановлення зв'язків і розпірок	1 т	0.56	90,4	51	6,38	Електроди	т	0.0004	0,0012
					11,8	7	0,88	Сталеві конструкції	т	1	3,098
					Разом	225	28,13				
						79	9,88				
Розділ 5 Стіни будівлі											
16	E8-6-1	Цегляні стіни зовнішні з простим архітектурним оформленням	м ³	1024	7,17	7342	917,75	Вода	м ³	0.44	450,6
					1,3	1335	166,88	Розчин М100	м ³	0.24	245,8
17	E8-6-7	Мурування стін внутрішніх	м ³	655	6,92	4533	566,63	Цегла	1000 шт	0.38	389,12
					1,32	863	107,88	Вода	м ³	0.20	131
18	E7-44-10	Укладання перемичок масою 0.3-1.5 т	100 шт.	7,07	21,46	152	19	Розчин М100	м ³	0.36	2,55
					20,45	145	18,13	Цегла	1000 шт	0.38	248,9
					Разом	12027	1503,38				
						2343	292,88				
Розділ 6 Перегородки											

19	E8-7-5	Улаштування перегородок з цегли неармованих товщ. 120 мм	100 м ²	7.5	191,18	1434	179,25	Вода	м ³	0.30	2,25
					13,35	100	12,5	Розчин М100	м ³	2.30	17,25
								Цегла	1000 шт	5.00	37,5
					Разом	1434	179,25				
						100	12,5				
Розділ 7 Переkritтя і покриття											
20	E7-45-6	Установлення панелей переkritтів з опиранням на 2 сторони	100 шт.	3.68	332,05	1222	152,75	Електроди	т	0.04	0,147
					118,25	435	54,38	Розчин М100	м ³	5.41	19,91
								Збірні конструкції	шт	100.00	368
21	E6-33-4	Улаштування стін, плоских днищ прямокутних споруд товщиною більше 150 мм	100 м ³	1.21				Електроди	т	0.041	0,05
								Бруски обрізні	м ³	7.21	8,72
								Дошки обрізні	м ³	3.21	3,88
								Опалубка (щити)	м ²	86.10	104,18
								Вода	м ³	0.257	0,31
					943,95	1142	142,75	Бетон В-15	м ³	102.00	123,42
					213,83	259	32,38	Арматура	т	7.66	9,27
					Разом	2364	295,5				
						694	86,75				
Розділ 8 Віконні конструкції											
22	E10-18-4	Установлення блоків віконних із спареними рамами	100 м ²	4.4	252,8	1112	139	Віконні блоки	м ²	100	440
					23,63	104	13	Монтажна піна	кг	0,2	22
23	E10-25-2	Установлення дерев'яних підвіконних дощок	100 м ²	0.12	92,59	11	1,38	Цвяхи	т	0.004	0.00048
					2,17	0		Розчин М100	м ³	0.40	0.048
								Підвіконні дошки	м ²	88.23	10.6
					Разом	1123	140,38				
						104	13				
Розділ 9 Двері будівлі											
24	E10-26-1	Установка блоків дверних у зовнішніх та внутрішніх прорізах	100 м ²	1,22	142,04	173	21,6	Толь	м ²	77.00	93,94
								Розчин М100	м ³	0.091	0,111
					35,7	44	5,5	Блоки дверні	м ²	100.00	122
25	E10-26-3	Установка блоків дверних у перегородках	100 м ²	1.84	181,7	334	41,75	Блоки дверні	м ²	100.00	184
					12,33	23	2,88	Наличники	м	463.50	852,8

					5,81	118	14,75				
37	E11-17-1	Влаштування мозаїчного покриття $t = 20\text{мм}$	100 м ²	7.147	205,4	1468	183,5	Бруски обрізні	м ³	0.003	0,021
								Вода	м ³	5.85	41,81
								Мозаїчний розчин	м ³	2.04	14,58
38	E11-33-2	Влаштування дерев'яного покриття обробленого антисептиком "Аква-сент" ХМФ-БФ ГОСТ 28815-96	100 м ²	7.0	94,96	665	83,13	Дошки	м ³	3,7	25,9
								Бруски	м ³	0,715	5
								Антисептик	кг	157	1,1
								Цегла	1000 шт.	0,2	1,4
								Розчин М100	м ³	0,125	0,875
39	E11-27-2	Покриття із плиток керамічних на цементному розчині	100 м ²	8.216	167,48	1376	172	Плитка	м ²	102.00	837,42
					19,45	160	20	Розчин М100	м ³	1.30	10,68
40	E11-36-3	Влаштування підлоги з лінолеума на клею	100 м ²	7.58	85,01	644	80,5	Лінолеум	м ²	102.00	773,16
					12,76	97	12,13	Клей	т	0.05	0,379
41	E11-39-1	Улаштування плінтусів дерев'яних	100 м	3.04	12,09	37	4,63	Плінтус	м	101.00	307.04
					0,17	1	0,13	Цвяхи	т	0.0003	0.0009
						Разом	8628	1078,5			
							881	110,13			
Розділ 13 Облицювальні роботи											
42	E15-17-1	Гладке облицювання стін керамічною глазурованою плиткою	100 м ²	4.2	330	1386	173,25	Плитка	м ²	99.00	415,8
					0,77	3	0,38	Розчин М100	м ³	1.50	6,3
						Разом	1386	173,25			
							3	0,38			
Розділ 14 Штукатурні роботи											
43	E15-51-1	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю стін	100 м ²	32.91	100.81	3318	414,75	Розчин М100	м ³	1.89	62,2
					4,67	154	19,25				
						Разом	3318	414,75			
							154	19,25			
Розділ 15 Малярні роботи											
44	E15-69-4	Підготовка поверхонь стелі збірної із плит під фарбування	100 м ²	26.83	49,17	1319	164,88	Ключья просочене	кг	0.74	19,85
					0,22	6	0,75	Розчин М100	м ³	0.06	1,61
45	E15-151-1	Просте клейове пофарбування водними розчинами в середині приміщень	100 м ²	19.69	9,4	185	23,13	Паста крейдова	т	0.022	0,433
								Мило тверде	кг	1.00	19,69
								Клей	кг	0.70	13,78

					0,07	1	0,13	Фарби сухі	т	0.0170	0,33
46	E15-151-4	Фарбування водними розчинами стель	100 м ²	7.147	58,74	420	52,5	Паста крейдова	т	0,022	0,157
					0,08	1	0,13	Клей	кг	0,70	5,003
47	E15-167-4	Високоякісне фарбування кольором олійним по дереву дверних заповнень	100 м ²	1.84	222,75	410	51,25	Фарба олійна	т	0.0246	0,045
								Дрантя	кг	0.36	0,662
								Оліфа	т	0.003	0,0055
								Шпаклівка клейова	т	0.056	0,103
48	E15-173-4	Фарбування суриком металевих поверхонь	100 м ²	1	106,59	107	13,38	Фарба земляна густот.	т	0.0253	0,0253
					0,03	0		Оліфа	кг	2.70	2,7
Разом						2441	305,13				
						8	1				
Розділ 17 Вимощення											
49	E11-25-1	Улаштування покриття з брушатки	100 м ²	21.77	149,78	3261	407,63	Брушатка	т	12,5	272
					6,71	146	18,25	Пісок	м ³	3	65,31
Разом						3261	407,63				
						146	18,25				
Разом за розділами						42709	5338,6				
						5561	695,1				
50	Добавлено на підготовчий період 3%				1287	160,8					
					167	20,9					
51	Добавлено на дрібні та непередбачені роботи 15%				6435	804					
					835	104,4					
Всього						50422	6302,75				
						6563	820,3				
	УКН-01 табл1	Влаштування внутрішнього санітарно-технічного обладнання									
52	п.7-6	Водопровід гарячої та холодної води	м ²	1768,45	0.15	265,3	33,2				
					0.06	106,1	13,3				
53	п.8-9	Каналізація внутрішніх приміщень	м ²	1768,45	0.05	88,4	11,1				
					0.02	35,4	4,4				

54	п.8-3	Опалення та вентиляція	м ²	1768,45	0.15	265,3	33,2				
					0.03	53,1	6,6				
					Разом	619	77,4				
						194,6	24,3				
	УКН-01 табл1	Влаштування внутрішнього електро- обладнання									
55	п.8-15	Електрообладнання усіх різновидів та призначень	м ²	1768,45	0.13	229,9	28,7				
					0.02	35,4	4,4				
56	п.8-18	Внутрішнє слабострумкове облад- нання	м ²	1768,45	0.05	88,4	11,1				
					0.02	35,4	4,4				
					Разом	318,3	39,8				
						70,8	8,9				
					Всього по будівлі	51359,3	6420				
						6828,4	853,6				

5.4. Вибір методів виконання робіт

Використовуючи основні організаційно-технологічні схеми та об'ємно-конструктивну характеристику об'єкту, підбираємо методи виконання будівельно-монтажних робіт [22]. Даний матеріал наведено у табл. 5.2.

Таблиця 5.2 – Вибір методів виконання основних робіт

№	Найменування основних спеціальних потоків	Посилання на ДБН та інші нормативи	Марка механізму
1	2	3	4
1	<p><u>Підготовчий період</u></p> <p>1.1.Зрізування рослинного шару ґрунту бульдозером ДЗ-18</p> <p>1.2.Вертикальне планування бульдозером ДЗ-18.</p> <p>1.3.Проведення інженерних комунікацій, улаштування тимчасових доріг.</p> <p>1.4.Розміщення тимчасових адміністративно-побутових і складських приміщень.</p>	ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва»	1.Бульдозер ДЗ-18 2.Бортові автомобілі ЗІЛ-130
2	<p><u>Нульовий цикл</u></p> <p>2.1.Розробка котловану здійснюється однокоровним екскаватором ЕО-3322, як на транспорт, так і у відвал.</p> <p>2.2.Влаштування фундаментів та інших конструкцій виконується за допомогою гусеничного крану Е-1258.</p> <p>2.3.Засипання ґрунту в траншеї виконується бульдозером ДЗ-18, а також вручну. Ущільнення ґрунту виконується пневмотрамбівками</p>	ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва»	1.Екскаватор ЕО-3322 2.Кран Е-1258 3.Бульдозер ДЗ-18 4.Пневмотрамбівки, 5.Компресор

5.5 Вибір комплектів будівельних машин та механізмів

Кількість і типи машин для виконання робіт по зведенню будівель школи визначаємо у відповідності прийнятих методів робіт (табл. 5.3) [22].

Таблиця 5.3 – Вибір комплектів будівельних машин та механізмів

№	Назва	Тип, марка	Характеристика машини	Кільк. к.
1	Земляні роботи			
	Бульдозер	ДЗ-18	$P = 79$ кВт	1
	Екскаватор	ЕО-3322	$V = 0,5$ м ³ , $P = 100$	1
	Автосамоскиди	ЗІЛ-130	кВт	2
		КамАЗ-5511	$Q = 5$ т	2
	Трамбівки		$Q = 20$ т	8
2	Влаштування фундаментів			
	Гусеничний кран	Е-1258	$L = 6,5/19$ м, $Q = 7$ т	1
	Установка для перемішування розчину	УПТР-2ГП	$P = 0,6$ кВт	1
	Вібратори	ИВ104	$P = 0,87$ кВт	1
3	Монтаж каркасу, мурування стін			
	Гусеничний кран	Е-1258	$L = 6,5/19$ м, $Q = 7$ т	1
	Зварювальний агрегат	ТС-100	$P = 45$ кВт	1
	Кран баштовий	КБ-160.2	$P = 58$ кВт	
4	Влаштування підлоги			
	Віброрейка	СО-131А	$P = 0,26$ кВт	2
	Затирочна машина	СО-89А	$P = 0,6$ кВт	1
	Машина мозаїчно-шліфув.	СО-111А	$P = 3$ кВт	1
5	Покрівельні роботи			
	Гусеничний кран	Е-1258	$L = 6,5/19$ м, $Q =$	1
	Машина для сушіння основи покрівлі	СО-159	$7/1,7$ т $P = 3,4$ кВт	1
6	Опоряджувальні роботи			
	Штукатурна станція	СО-85	$P = 9$ кВт	1
	Малярна станція	СО-115А	$P = 37$ кВт	1

Підбір монтажного крану

Вибір крана для монтажу збірних елементів будинку провадиться з урахуванням необхідної висоти підйому елементів збірних конструкцій, ваги монтажного елемента і стропових пристроїв, необхідного вильоту стріли монтажного крана, технічних і техніко-економічних показників їхньої роботи.

Для плити покриття.

Монтажну масу елемента визначаємо за формулою [22]:

$$Q_p = M_E + M_{стр} = 2,9 + 0,2 = 3,1 \text{ т.}$$

M_E – маса елемента – плита ПК 60-15-8А_т V_{та};

$M_{стр}$ – маса стропа, траверси.

Висота підйому крюка крана над рівнем установки крана при монтажі елементів конструкцій:

$$H_m = h_0 + h_3 + h_E + h_{стр} = 6,0 + 0,5 + 0,22 + 2,1 = 8,82 \text{ м,}$$

h_0 – висота опори, на яку встановлюється монтуємий елемент;

h_3 – запас по висоті, потрібний з умови безпеки для заводу конструкції до місця установки чи переносу через раніше змонтований елемент (приймаємо не менше 0.5 м);

h_E – висота елемента в монтажному положенні;

$h_{стр}$ – висота строповки в робочому положенні від верха монтуємого елемента до низу гака.

Висота верхнього блока стріли крана над рівнем його установки:

$$H = H_m + h_n$$

h_n – довжина вантажного поліспада, рівна 2.1 м.

$$H = 8,82 + 2,1 = 10,92 \text{ м.}$$

Визначення монтажного вильоту стріли крана:

$$L_m^{min} = l_{uu} + \frac{(e+e+c)(H-h_u)}{h_n+h_c} = 1,3 + \frac{(0,6+0,5+0,5) \cdot (10,92-1,7)}{2,1+2,1} \approx 4,8 \text{ м.}$$

де l_{uu} – відстань від осі кручення крана до осі кріплення стріли;

e – відстань від грані монтуємої конструкції до вертикальної осі вантажного крюка;

e – половина товщини стріли $e = 0.5$ м;

c – мінімальний зазор між конструкцією стріли крана та конструкцією будівлі (приймаємо 0,5 м)

$h_{ш}$ – висота кріплення стріли над рівнем установки крана, м

З конструктивних міркувань для доставки конструкцій та матеріалу у будь-яку точку будівлі необхідний виліт стріли крана повинен складати 18,5 м, і вантажопідйомність повинна бути при цьому 1.75 т. Тому, за таких умов приймаємо два крани: Е-1258, КБ-160.2 з наступними показниками [22]:

- довжина стріли – 25 м;
- вантажопідйомність крана в т – 7/1,7; 8,5.5;
- виліт стріли – 6,5/19 м; 13, 25;
- висота підйому гака, м – 22,1/16,7; 55, 40.5;
- швидкість підйому вантажу, м/хв. – 6,9/24; 15;
- загальна маса – 38,8 т, 78 т.

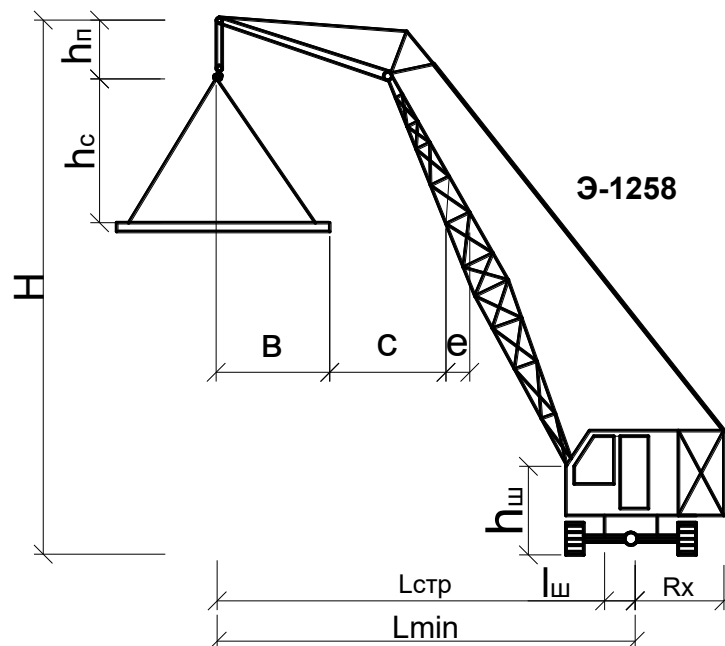


Рисунок 5.1 – До вибору монтажного крана [22]

5.6 Технологія виконання будівельних процесів

5.6.1 Технологічна карта на цегляну кладку стін

Вказівки по технології виробничого процесу

Цегляна кладка виконується середньої складності з керамічної цегли М75. Вертикальні шви зовнішньої версти співпадають по всій висоті будівлі. З Зовнішньої сторони стіни кладка складається із чергуючих трьох ложкових та одного тичкового рядів. Вертикальні шви виконують товщиною 10 мм, а горизонтальні – 12 мм [9].

Всі операції по вкладанню цегли муляр виконує вручну. Для цього він повинен мати спеціальні інструменти і пристосування. Комбіновану кельму для вирівнювання розчину на стіні, утворення швів і сколювання цегли; лопату для розчину для подачі розчину на стіну, розстилання на стіні при утворенні швів і перемішування розчину в ящику; молоток-кирочку для обтесування та рубки цегли, розшивка.

В якості контрольно-вимірювальних приладів та пристроїв використовують:

- причалку – кручений шнур діаметром 2 мм, що натягується горизонтально для позначення верхньої поверхні верстових рядів;
- відвіс – для перевірки вертикальності кладки; рулетку,
- порядовку, що виконана у вигляді металевих кутиків чи дерев`яних рейок для розмітки зовнішніх рядів по висоті з нарізаними через кожні 77 мм поділками, по яким закріплюють причалку;
- кутник для перевірки закладення кутів стін та стовпів.

Процес цегляної кладки стін складається з цілого ряду послідовних дій, що виконуються працівниками: встановлення та перестановка причалки, подача та розкладка цегли на стіні, подача та розстилання розчину, укладки розчину на цеглу з заповненням швів, перевірки правильності кладки [9].

Установку причалки проводять для кожного ряду кладки зовнішньої та

через 2-3 ряди внутрішньої версти.

Для зовнішньої версти причалку прикріплюють до рядовок, які встановлюються з зовнішньої сторони стіни на всіх кутах, перетинах та не рідше 12 м одна від іншої на прямолінійних ділянках.

Натягання причалки при кладці внутрішньої версти виконують за допомогою причальної скоби. Гострим кінцем її забивають в шов кладки, а тупим, з прикріпленням шнуром, спирають на маячну цеглу кладки. Вільний кінець причалки намотують на ручку скоби. Щоб причалка не провисала під неї через 5 м укладають маячу цеглу на розчині.

Цеглу подають та розкладають таким чином, щоб було зручно в подальшому вкладати її на розчин. Для кладки ложкового верстового ряду цеглу розкладають стопками по 2 цеглини, розміщуючи їх паралельно поздовжній осі стіни. Для тичкового ряду ці стопки розміщують перпендикулярно осі стіни. При цьому цеглу, призначену для зовнішнього верстового ряду, розкладають на внутрішній половині стіни, а для внутрішнього верстового ряду – розкладають на зовнішній половині [9].

Розчин подають та розстилають лопатою для розчину одразу під 7 цеглин. Вірність кладки перевіряють за допомогою контрольно-вимірних приладів по мірі її зведенню, але не рідше 2-х разів на кожний метр висоти.

Відхилення кладки від вертикалі не повинне перевищувати 10 мм на один поверх.

Відхилення рядів кладки від горизонталі – 15 мм на 10 м довжини стіни, ширина простінків – 15 мм, ширина прорізів – + 15 мм.

Сколка та теска цегли заключається в підготовці цегли до перев`язки швів (четвірок, половинок). Попередньо муляр відмічає лінію обрубки цегли, а потім молоточком-кірочкою перерубує її.

Склад ланок мулярів залежить від складності кладки, товщини стіни, системи перев`язки швів. При будівництві дитячого закладу використовується ланка “четвірка”.

В такій ланці муляр IV чи V розряду встановлює рядовку, натягує

причалку, веде кладку верстових рядів, а муляр II розряду подає та розстиляє розчин, розкладає цеглу, виконує періодично з ведучим муляром кладку забутки, допомагає встановлювати контрольні пристрої.

При поточному методі роботи мулярів виділяють захватку, яку розбивають відповідно числу ланок на ділянки. Розміри ділянок повинні забезпечувати достатній фронт робіт для ланки протягом зміни.

Значний вплив на продуктивність праці впливає організація робочого місця мулярів. Воно повинне знаходитись у сфері обслуговування підйомного крану та включати 3 зони: робочу зону шириною 0,6-0,7 м; зону матеріалів – 1 м; зону проходу робітників – 0,8-0,9 м. загальна ширина робочого місця мулярів досягає 2,4 м.

Цеглу розміщують вздовж фронту робіт, чергуючи з розчином. При кладці стін з прорізами цеглу розміщують напроти прорізів. В межах робочого місця кладку ведуть ярусом, висотою до 1,2 м.

В процесі кладки ярусу продуктивність праці муляра змінюється, досягаючи найбільшого значення на висоті 0,6 м від рівня робочого місця.

Це вказує на присутність резерву підвищення продуктивності праці за рахунок покращення організації робочого місця.

В процесі кладки в стіни влаштовують вентиляційні канали. Для влаштування правильного напрямку каналів та гладких стінок використовують шаблон з деревини, які підіймаються уверх по мірі кладки [22].

Шви кладки необхідно ретельно заповнювати, а стінки кладки промазувати рідким глинопіщаним розчином.

Для цегляної кладки застосовуємо розчин М100.

Перегородки в залежності від довжини зводять товщиною $\frac{1}{4}$ – $\frac{1}{2}$ цегли, з перев'язкою швів в суміжних рядах кладки.

Після кладки 1-го ярусу необхідно змінити рівень робочого місця.

Для цього застосовують шарнірно-панельні підмости, які не потребують збірки при установці. Опори цих підмоцувальних складються з двох металевих ферм трикутної форми, які шарнірно прикріплюються до прогонів робочого

настилу і дозволяють змінювати висоту підмощувань від 1,15 м до 2,05 м.

Для зміни висоти їх піднімають краном і трикутні ферми-опори під дією власної ваги повертаються навколо шарніра, займаючи при цьому вертикальне положення.

Контроль якості

Каркас повинен відповідати нормам ДБН [9]. Всі кладочні матеріали повинні мати паспорт на кожну партію, а розчин ще повинен мати випуску із паспорта на кожну транспортну одиницю. В необхідних випадках будівельна організація виконує лабораторний контроль матеріалів.

У процесі кладки проводять операційний контроль, звіряючи фактичні відхилення з допустимими. Перевіряють вертикальність кладки, горизонтальність швів, їх товщину, розміри елементів кладки, відмітки поверхів, зміщення осей віконних прорізів, осей конструкцій. Дефекти кладки в процесі зведення виправляються.

Скриті роботи оформляють актом (влаштування усадочних та деформаційних швів, гідроізоляція кладки), при прийманні закінчених кам'яних робіт перевіряють документації про скриті роботи і привезених матеріалах. А також вірність прив'язки швів, їх товщину, заповнення, горизонтальність та вертикальність рядів кладки, якість фасадної поверхні.

Вимоги безпеки при виконанні кам'яних робіт

При зведенні стін необхідно щоденно оглядати підмости, не допускати більшого навантаження на них, ніж це передбачено у паспорті, забезпечити вільні проходи.

Настил підмощувань необхідно чистити від будівельного сміття. Рівень кладки після кожної перестановки підмощувань повинен бути не меншим ніж на 2 ряди цегли вище рівня робочого настилу чи перекриття.

При кладці на висоту більше 0,7 м робочим слід застосовувати страхувальні пояси. При кладці стін з внутрішніх підмощувань над входами встановлюють зовнішні захисні козирки. Ширина їх складає не менше 1,5 м з підйомом від стіни уверх під кутом 20 градусів.

Віконні та дверні прорізи в стінах закривають тимчасовими огорожами. Небезпечні зони в зв'язку з можливим падінням вантажів при підйомі повинні бути позначені відповідними знаками.

Муляри допускалися до робочих місць, якщо не молодше 18 років, які пройшли навчання і інструктаж по техніці безпеки та життєдіяльності людини розписавшись в журналі.

5.7 Проектування будівельного генерального плану

Будівельний генеральний план є основним документом по організації будівельного майданчика і правильного проведення будівельно-монтажних робіт [22].

Будгенплан, розроблений на період зведення надземної частини будинку, розроблений на основі генплану, що входить до складу технічної документації. В основу розробки будгенплану призначені основні принципи:

- розміщення будівельних механізмів на об'єкті;
- складування будівельних матеріалів і розміщення їх на об'єкті;
- забезпечення енергоресурсами і трасою їх проходження;
- під'їзні дороги;
- створення санітарно-побутових умов для працюючих.

Весь комплекс цих заходів повинен дотримуватись вимогам техніки безпеки і протипожежних заходів. На будгенплані показані стоянки крана, шляхи його проходження, дотримання техніки безпеки при його роботі.

Прив'язка доріг для прямування автотранспорту виконується таким чином, щоб була можливість робити розвантаження конструкцій і матеріалів вантажопідйомним механізмом [22].

Розміщення побутового містечка влаштовується в зручному місці з дотриманням основних заходів щодо техніки безпеки. У зоні дії вантажопідйомного механізму розміщуються складські майданчики для матеріалів. Тимчасове забезпечення електроенергією і водою забезпечується від існуючих ме-

реж. Потужність трансформатора і діаметр зовнішнього водопроводу визначається розрахунком. Весь будівельний майданчик відгороджується парканом з влаштуванням виїздів і в'їздів з території будівництва.

Розрахунок складських приміщень і площадок

Відкриті склади – приймаються штабельний спосіб зберігання матеріалів та виробів. Нижній ряд виробів в штабелях укладається на дерев'яні підкладки, а послідуочі ряди – на прокладки із брусків січенням 6×6 (8×8) см, або із дощок перерізом 4×12 та 5×12 см.

Цегла складається по сортах та марках, а лицьова цегла – по кольору лицьової поверхні. Доставляється цегла на будівельний майданчик автотранспортом в піддонах, складеною в «ялинку» в 10 рядів з нахилом цегли під кутом 30° до середини піддону.

Круглий та пиляний ліс на будмайданчику зберігається в особливих умовах. Його складають в штабеля, які розташовані на відкритих сухих майданчиках, які мають схил для стоку води.

Напівзакриті склади в залежності від виду, які підлягають охороні в даних кліматичних умовах, можуть бути відкритими з трьох сторін або обшитими дошками з двох або трьох сторін.

Столярні вироби зберігаються в штабелях по типах, розмірах та сортах, складені на підкладки та захищені від забруднення, зволоження, а також в контейнерах, призначених для зберігання, транспортування та подачі столярних виробів на робочі місця.

Закриті склади повинні мати протипожежні влаштування, опалення та вентиляцію; бути досить місткими; внутрішнє планування та обладнання закритих складів повинно відповідати характеру операцій по прийманні та відпуску матеріалів; склади повинні мати належний захист від проникнення атмосферних опадів, просічення ґрунтових та поверхневих вод [16].

Цемент, вапно, гіпс та інші матеріали, на які впливає волога, зберігаються в закритих складах закромного, бункерного та силосного типу.

Запас матеріалів на складі визначаємо за формулою [22]:

$$Q_{\text{заї}} = \frac{Q_{\text{іаї}} \times \alpha \times n \times K}{T} (\text{і}^2; \text{і}^3) \quad F = \frac{Q_{\text{заї}}}{N_{\text{за}}}$$

Корисна площа складу визначається як: $S = \frac{F}{\beta} (\text{і}^2)$.

Q – кількість матеріалів потрібних для будівництва (приймаємо з відомість потреби матеріалів);

$\alpha = 1,1$ – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів на склади

n – норма запасу матеріалів в днях;

$K = 1,3$ – коефіцієнт нерівномірності використання матеріалів;

T – тривалість витрат матеріалів в добах (приймається згідно календарного плану);

$Q_{\text{зан}}$ – запас матеріалу що підлягають зберіганню на складі;

$Q_{\text{общ}}$ – загальна кількість матеріалу для будівництва (визначається з відомості розрахунку потреби матеріалу);

S – загальна площа складу;

V – кількість матеріалу, що укладається на 1м^2 складу;

k_I – коефіцієнт, що враховує проходи між матеріалами.

Результати розрахунку зводимо в табл. 5.4.

Таблиця 5.4 – Відомість розрахунку складських приміщень [22]

Матеріали, напівфабрикати, конструкції	Од. вим.	Загальна потреба M_3	Коеф. нерів. подачі K_1	Норма запасу N_3	Коеф. нерів. витрат K_2	Тривалість робіт T	Норма на 1м^2 $N_{3б}$	F	Коеф. ширини прох. K_3	Площа складу S	Розмір складу, м	Характеристика складу
Залізобетонні вироби	м^3	936,5	1.3	5	1.1	47	0.8	178	1,4	250	5x10x5	Відкритий
Лісоматеріали	м^3	42,9	1.3	11	1.1	11	9	6,8	1,4	10	2x5	Навіс
Цегла	тис.шт	809,278	1.3	5	1.1	93	0.7	113	1,4	150	3x10x5	Відкритий
Пісок, щебінь, гравій	м^3	65,31	1,3	5	1.1	50	2	5	1,4	9	3x3	Відкритий
Арматура	т	1,48	1,3	15	1.1	15	1	2	1,4	3	3x1	Навіс
Сталь профільована	т	3,658	1,3	3	1.1	3	1	5,23	1,4	8	2x4	Навіс
Руберойд, толь	м^2	7888,54	1,3	10	1,1	55	250	8,2	1,4	12	3x4	Навіс
Фарби, лаки, оліфа, замазка	т	1,6	1.3	69	1.1	69	21	2	1,4	4	2x2	Закритий
Лінолеум	м^2	773,16	1,3	55	1,1	55	250	4,4	1,4	6	2x3	Закритий
Теплоізоляція	м^2	292,9	1,3	55	1.1	55	50	8,3	1,4	12	4x3	Закритий
Гідроізоляц. матеріали	м^2	4430	1.3	10	1.1	55	250	4,6	1,4	6	2x3	Навіс
Бетон товарний			Без розрахунку 2шт.								3x3	Майданчик
Розчин різний			Без розрахунку 2шт.								3x3	Майданчик
			Відкритих складів			408 м^2						
			Навісів			39 м^2						
			Закритих складів			22 м^2						
			Майданчиків			36 м^2						

5.7.1 Розрахунок тимчасових будівель

Тимчасові будівлі зводяться для обслуговування будівельного виробництва та надання нормальних виробничих умов для робочих, які зайняті на будівельно-монтажних роботах і в підсобному виробництві. Врахований середньосписочний склад робітників на майданчику.

Максимальна чисельність працюючих [22]:

$$N_{max} = (N_{ov} + N_{nv} + N_{imn} + N_c + N_{mon}) \cdot 1,05 = 54 \cdot 1,05 = 57 \text{ чол.}$$

Таблиця 5.5 – Відомість чисельності робітників

№ п/п	Категорії працюючих	Питома вага %	Кількість, чол	
			Розрахункова	Прийнята
1	Робітники основного виробництва	71	40,47	40
2	Робітники неосновного виробництва	15	8,55	8
3	ІТР	8	4,56	5
4	Службовці	3	1,71	2
5	МОП	3	1,71	2
6	Разом:			57

До розрахунку тимчасових споруд прийнято 70% робітників:

$$57 \times 0,7 = 40 \text{ чол. в тому числі жінок: } 40 \times 0,3 = 12:$$

80% ІТР, службовців і МОП:

$$9 \times 0,8 = 7 \text{ чол., в тому числі 30\% жінок: } 7 \times 0,3 = 2.$$

Так як термін будівництва перевищує 6 місяців, – всі тимчасові споруди прийняті контейнерного типу.

Крім того передбачено влаштування туалету на 2 вічка розмірами $1.6 \times 0.8 \text{ м}$ (1.28 м^2) та влаштування місця для паління $S = 6 \text{ м}^2$.

Таблиця 5.6 – Номенклатура тимчасових будинків [22]

№ п/п	Найменування тимчасової будівлі	Площа м2		Розміри м	Кіл шт	Тип
		на 1 ч.	загал.			
1	Гардеробна	1.0	40	6,0x2,7	3	Контейнерний
2	Приміщення для обігрівання, відпочинку і харчування	1.0	40	6,0x2,7	3	
3	Душова	0.4	16	6,0x2,7	1	
4	Вмивальня	0.5	20	6,0x2,7	2	
5	Сушильня	0.2	8	6,0x2,7		
6	Контора	3.0	21	6,0x2,7	1	
7	Диспетчерська	5.0	35	6,0x2,7	3	
8	Кабінет охорони праці, техніки безпеки та пожежної безпеки	0.3	12	6,0x2,7		

5.7.2 Забезпечення будівництва електроенергією

Проектування електропостачання будівельного майданчику заключається в визначенні споживачів електроенергією, виборів джерел електроенергії, підбор трансформатора [22].

Загальна необхідність в електроенергії визначається на період максимального витрачення її на години з максимальним його вживанням. Електроенергія на будівельному майданчику витрачається на силове устаткування, виробничо-технічні потреби, зовнішнє освітлення. Загальна потреба в електроенергії на буд майданчику складається з трьох складових:

- електроенергії на зовнішнє і внутрішнє освітлення будівельного майданчика;
- електроенергії на технічні потреби;
- електроенергії для запитки електродвигунів.

Електроенергія на будівельному майданчику для запитки електродви-

гунів визначається шляхом підсумовування потужності двигунів на устаткування і машинах відповідно до графіка.

Сумарна потужність електроенергії визначається за формулою:

$$P_{\text{од}} = \alpha \left(\frac{\sum D_{\text{н}} \cdot k_1}{\cos \varphi_1} + \frac{\sum D_{\text{а.о.}} \cdot k_2}{\cos \varphi_2} + \sum D_{\text{а.і.}} \cdot k_3 + \sum D_{\text{з.і.}} \cdot k_4 \right)$$

де $P_{\text{од}}$ необхідна потужність в кВт;

$\alpha = 1,05 - 1,1$ – коефіцієнт витрат потужності в мережі;

$\sum D_{\text{н}}$ – сума потужності установлених електродвигунів;

$\sum D_{\text{а.о.}}$ – сума потужності на виробничо-технологічні потреби;

$\sum D_{\text{а.і.}}$ – сума потужності внутрішнього освітлення;

$\sum D_{\text{з.і.}}$ – сума потужності зовнішнього освітлення;

k_1, k_2, k_3, k_4 , – коефіцієнт попиту відповідних груп;

$\cos \varphi_1, \cos \varphi_2$ – середній коефіцієнт потужності по групам споживачів,

приймається для електродвигунів 0,7, для виробничих потреб 0,8;

Розраховуємо потужність установки для виробничих потреб:

$$\sum D_{\text{н}} = \frac{(0,87 + 0,26 + 0,6 + 3) \cdot 0,05 + 58 \cdot 0,2}{0,5} + \frac{45 \cdot 0,35}{0,6} = 49,9 \text{ кВт},$$

$$\sum D_{\text{а.о.}} = \frac{(0,6 + 9 + 37) \cdot 0,45}{0,65} + \frac{3,4 \cdot 0,5}{0,85} = 34,3.$$

Таблиця 5.7 – Потужність мережі зовнішнього освітлення [28]

№ п/п	Споживачі	Норма на м ² кВт	Площа м ²	Потужність кВт
1	Територія будівництва	0,0004	11100	4,44
2	Освітлення охоронне	1,5	10	15
3	Місця складування матеріалів	0,0025	434	0,9
4	Місця виконання бетонних робіт та кам'яних робіт	0,003	36	0,054
5	Монтаж буд. конструкцій	0,002	2000	4
6	Опоряджувальні роботи	0,01	3708	37

$$\sum D_{c.i.} = (4,4 + 15 + 0,9 + 0,054 + 4 + 37) \cdot 0,8 = 61,3 \text{ кВт};$$

Таблиця 5.8 – Потужність мережі внутрішнього освітлення [28]

№ п/п	Споживачі	Норма на м ² кВт	Площа м ²	Потужність кВт
1	Контора виконроба	0,015	21	0,315
2	Прохідна	0,015	35	0,525
3	Душова	0,003	36	0,108
4	Сушарня	0,005	8	0,04
5	Гардеробна	0,015	40	0,6
6	Їдальня	0,013	40	0,52
7	Кабінет охорони праці...	0,013	12	0,156

$$\sum D_{a.i.} = (0,315 + 0,525 + 0,108 + 0,04 + 0,6 + 0,52 + 0,156) \cdot 0,8 = 1,8 \text{ кВт},$$

$$P_{\delta\delta} = 1,1(49,9 + 34,3 + 61,3 + 1,8) = 162 \text{ кВт}.$$

Приймаємо трансформаторну підстанцію типу СКТП-180-10-6-04/0,23.

5.7.3 Розрахунок тимчасовим водопостачання

Тимчасове водопостачання на будівельний майданчик призначено для забезпечення виробничих, господарсько-побутових та протипожежних потреб [22].

1. Витрата води на виробничо-технологічні потреби.

Для виробничо-технологічних потреб необхідно 584,16 л води.

По максимальній потребі знаходимо секундну витрату води:

$$Q_{\bar{a}\delta} = Q_{i\delta\delta} \cdot K / (8 \times 3600) = \frac{584,16 \cdot 1,6}{8 \cdot 3600} = 0,032 \text{ л/с}.$$

2. Витрати води на господарсько-побутові потреби:

$$Q_{\bar{a}-i} = \frac{54 \cdot 15 \cdot 2,7}{8 \cdot 3600} = 0,076 \text{ л/с}; \quad Q_{\bar{a}\delta\delta} = \frac{30 \cdot 54}{45 \cdot 60} = 0,6 \text{ л/с}.$$

3. Витрати води на протипожежні цілі визначаються з урахуванням од-

ночасної дії струменів з двох гідрантів по 5 л/с, тобто $Q_n = 5 \times 2 = 10$ л/с.

Діаметр протипожежного водопроводу повинен бути 100 мм.

4. Загальні витрати води:

$$Q_{заг} = 0,5 \cdot (0,032 + 0,076 + 0,6) = 0,354 \text{ л/с};$$

Необхідний діаметр труби:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,354 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 17 \text{ мм. Приймаємо за ДБН } d = 25 \text{ мм.}$$

Таблиця 5.9 – Техніко-економічні показники буд генплану

№ п/п	Найменування показників.	Одиниці вимір.	Розмір показн.	Примітки
1	Загальна площа буд майданчика	м ²	12100	Г
2	Площа проектованого будинку	м ²	2309	Г _п
3	Площа забудови тимчас. будинками	м ²	210,6	Г _в
4	Компактність будгенплану, К ₁ .	%	19,1	К ₁ = Г _п 100/Г
5	Компактність будгенплану, К ₂	%	1,7	К ₂ = Г _в 100/Г
6	Компактність будгенплану, К ₃	%	9	К ₂ = Г _в 100/Г _п

5.8 Календарний план будівництва

В основу розробки та побудови календарного плану прийняті такі дані:

- характеристика об'єкту будівництва та будівельного майданчику;
- методи виконання робіт, прийняті механізми та будівельні машини;
- відомість визначення об'ємів робіт, трудові затрати та машинні-затрати;
- визначення строків виконання окремих робіт.

Комплектація бригад

Чисельний та кваліфікаційний склад робочих-виконавців, а також робота їх по змінах та процесах в календарному плані будівництва прийнята на основі трьох основних даних [22]:

- трудових витрат;
- термінів виконання робіт;
- продуктивність праці, яка прийнята в середньому 1.1.

Для комплектування бригад по професіях та розрядах були використані збірники ЄНіР. Комплектація була виконана за умови, щоб перехід з однієї захватки на іншу не викликав організаційних перерв.

Розрахунковий склад бригад в календарному плані виконується в табличній формі з використанням формули:

$$K_{ч} = T_{н} / T_{сер}, \text{ (чол).}$$

На інші дрібні роботи підготовчого періоду бригада підбирається за формулою:

$$T_{сер} = T_{н} / K_{ч}.$$

Ліва частина графіка

Заповнення граф номенклатури робіт (гр. 2) та їх об'ємів (гр. 3 і 4) прийняті в такій послідовності, щоб їх розташування сприяло поточному методу виконання робіт та давало б конкретну організаційно-технологічну ув'язку, відповідаючи вимогам наукової організації праці та техніки безпеки.

Вся номенклатура робіт, направлена на зведення будівлі, поділена на 5 етапів:

- підготовчий період будівництва, в який входять внутрішньо-майданчикові роботи;
- зведення підземної частини будівлі – це планування ділянки, розробка ґрунту в траншеях, зворотня засипка ґрунту, установка фундаментних блоків, влаштування гідроізоляції по фундаментах;
- зведення надземної частини будівлі – це цегляна кладка зовнішніх та внутрішніх стін і перегородок, розшивка швів цегляної кладки, влаштування перемичок, збірних залізобетонних плит перекриття та покриття, влаштування покрівлі;
- комплекс оздоблювальних робіт – заповнення дверних та віконних прорізів, засклення, штукатурні та малярні роботи, влаштування підлог.

- санітарно-технічні роботи – виконання опалення, вентиляції, водопроводу, газозабезпечення, електрообладнання та ін. непередбачених робіт.

Для кожного етапу будівництва визначені ведучі роботи, які мають значні об'єми, виконання яких дозволяє отримати закінчену конструктивну частину будівлі та приступити до виконання послідуєчих робіт.

Основними ведучими роботами є:

- влаштування фундаментів,
- зведення стін,
- монтаж плит перекриття та покриття,
- покрівельні роботи,
- оздоблювальні роботи.

Послідовність інших робіт визначена по кожному етапу в чіткій ув'язці з ведучими роботами. Ряд робіт по забезпеченню безпечних умов праці робітників (влаштування пізнавальних знаків, трафаретів, прибирання сміття і таке.інше) включено до календарного плану під загальною назвою «Непередбачені роботи».

На основі вибору виробництва робіт та засобів механізації, а також з допомогою відповідних формул підраховується тривалість виконання окремих видів робіт [22].

Права частина графіка

Побудова правої частини графіка ув'язано з лівою частиною з використанням усіх вимог поточно-сумісного методу, який забезпечує раціональне використання потрібних ресурсів. Послідовність та суміщення виконання окремих видів робіт виконана з таким розрахунком, щоб було досягнуто виконання умов технології, техніки безпеки і т.д., а також було скорочення строків будівництва. Наряду з виконанням ведучих робіт має місце виконання робіт по влаштуванню введів та випусків підземних комунікацій.

Графік виконання робіт у вигляді ліній-векторів по строках виконання прив'язаний до календаря за виключенням вихідних днів. Цифри над лінією показують число робочих в бригаді, склад якої встановлений розрахунком.

Корегування календарного плану

Після складення календарного плану виробництва робіт на об'єкті перевіряється, наскільки цей план відповідає поставленим до нього вимогам. Розроблений календарний план представляє собою відкоригований технічний документ по основним його параметрам.

В першу чергу виконується перевірка в відповідності з номенклатурою та об'ємами робіт відносно відомості об'ємів робіт з врахуванням об'єднання основних, попутних та допоміжних робіт, а також виконання організаційно-технологічної послідовності. Після чого встановлено відповідність указаної в плані розрахункової тривалості будівництва нормативному строку згідно ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів».

$$T_{сер} = T_{прійн} / T_{норм}$$

Графіки дозволяють визначити необхідну кількість робітників в часі.

Тому, враховуючи дуже важливе значення використання робочих бригад та рівномірне їх переміщення по окремих роботах, побудований графік переміщення робочих, в якому відсутні різкі перепади та піки.

Графік зміни численності робочих оцінюється з допомогою коефіцієнта нерівномірності:

$$K_{н.р.р.} = K_{ч.мах} / K_{ср.сп.ч.}$$

Складені графіки потреби в робочих ресурсах по основних професіях, потреби в машинах та механізмах, та графік руху робочих в часі.

Потреби в будівельних конструкціях, деталях, напівфабрикатах, матеріалах та обладнанні складені на основі календарного плану будівництва, робочих креслень та прийнятих рішень по технологічному виконанню робіт.

Основні будівельні машини також планують із розрахунку середньодобової потреби в них. Дані по потребі об'єкту в основних машинах визначається по потрібній кількості машинних змін, прийнятій в календарному плані об'єкту. При складенні графіку потреби в основних будівельних машинах запроектоване найбільш повне їх використання та максимальне завантаження, виключаючи можливе виникнення невиробничих простоїв.

Графіки тісно ув'язані з календарним планом виконання робіт.

5.9 Техніко-економічні показники проекту

1. Тривалість будівництва – 8.5 місяців.
2. Коефіцієнт тривалості робіт $K_{m.б.} = \Pi_{m.б.нр.}/\Pi_{m.б.} = 8,5/9 = 0,94$.
3. Трудоемкість нормативна $T_n = 6420$ чол.-дн.
4. Трудоемкість за проектом $T_{нр} = 6139$ чол.-дн.
5. Продуктивність праці $\Pi_{нр} = (T_n / T_{нр}) \cdot 100 = (6420/6139) \cdot 100 = 104\%$.
6. Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_{н.р.р.} = K_{ч.мах}/K_{сер.сн.ч.}$$

де: $K_{ч.мах}$ – максимальна кількість робітників,

$K_{сер.сн.ч.}$ – числовий, середньосписочний склад робітників,

$$K_{сер.сн.ч.} = T_{нр}/\Pi_{m.б.нр.} = 6139/184 = 33,36;$$

$$K_{н.р.р.} = 54/33,36 = 1,6.$$

7. Коефіцієнт суміщення процесів:

$$K_{с.нр} = \sum \Pi_{мр.б.}(Гр.10) / \Pi_{m.б.нр} = 652/184 = 3,5.$$

8. Коефіцієнт змінності робіт:

$$K_{зм.р.} = (t_1 \cdot 3м + t_2 \cdot 3м + \dots + t_n \cdot 3м) / (t_1 + t_2 + \dots + t_n) = 791/652 = 1.21.$$

9. Енергоозброєність $K_{ен} = P_{сер.зв.}/K_{сер.сн.ч.}$

де $P_{сер.зв.}$ – середньозважена потужність механізмів,

$$K_{ен} = 286,9/33,36 = 8,6 \text{ кВт/чол.}$$

10. Питома трудомісткість $T_{н.м.} = T_{з.нр.}/S_{б} = 6139/2309 = 2,66$.

Висновки

Магістерська кваліфікаційна робота присвячена проектуванню будівлі басейну оздоровчого комплексу у Сумській області.

Розглянуті основні положення та сутність методу розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами.

Встановлено, що за першою групою граничних станів використовуються розрахункові значення опорів матеріалів при виконанні розрахунків на несучу здатність, стійкість; за другою групою – використовуються характеристичні значення опорів матеріалів при виконанні розрахунків на тріщиностійкість та деформативність (прогини, переміщення та кути повороту).

Наведені відмінності між характеристичними та розрахунковими значеннями опорів матеріалів, які використовуються задля розрахунку будівельних конструкцій відповідальних будівель та інженерних споруд.

У науково-дослідній частині МКР наведені розрахункові схеми щодо визначення несучої здатності залізобетонних елементів за похилими перерізами. Розглянуто можливі випадки руйнування похилого перерізу ЗБК. Представлений алгоритм розрахунку на дію поперечної сили по похилій тріщині; розрахунок на дію згинального моменту та визначення похилої стиснутої смуги.

Також наведені перспективи та стан існуючих розробок високоміцних бетонів у галузі будівництва.

Розроблено архітектурно-планувальну, розрахунково-конструктивну, технологічну та організаційну частину проекту.

Кваліфікаційна магістерська робота включає 102 стор. машинописного тексту, 12 листів формату А1 графічних креслень та 38 літературних джерел, з яких 1 опублікована теза доповіді.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Клименко Є.В. Конспект лекцій з дисципліни «Будівельні конструкції» для студентів заочної форми навчання за напрямом 6.060101 та 6.060103. – Одеса : ОДАБА, 2010. – 46 с.
2. Бамбура, А.М., Павліков, А.М., Колчунов, В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К. : Толока, 2017. 627с.
3. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.
4. Навантаження і впливи: норми проектування : ДБН В.1.2.–2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
5. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
6. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
7. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).
8. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).
9. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Введені в дію з 2011-09-01]. – К. : Держбуд України.

10. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-207:2015. – [Чинний з 2016-04-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – 258 с. – (Національний стандарт України).
11. Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Макаренко Р.М. Високоміцні бетони : навч. посіб. Рівне, 2022. 216 с.
12. Базаров, В.І., Соколов, Г.П. Високоміцні бетони : технологія та застосування. К. : Будівельник, 2020.
13. Дроздов О.В., Ковальчук І. С. Використання мінеральних добавок для покращення властивостей бетону. *Науковий вісник будівництва*, 2021. №5. С. 34–40.
14. Mehta P.K., Monteiro P.J. M. Concrete: Microstructure, Properties, and Materials. McGraw-Hill Education, 2017.
15. Neville A.M. Properties of Concrete. 5th edition, Pearson, 2012.
16. Радченко М.В. Перспективи використання наноматеріалів у складі бетонів. *Вісник будівельних наук України*. 2020. №3. С. 45–51.
17. Геннадієв І.Г. Сучасні бетони і їх застосування в будівництві. Х.: Технопрогрес, 2018.
18. Усенко М.В. Високоміцні бетони: розробки та перспективи використання / М.В. Усенко, **Ю.Ю. Демидюк** // Збірник тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання» з нагоди 118-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) (20–21 лютого 2025 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2025. – С. 512–514.
19. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.
20. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).

21. Парфентьєва І.О. Основи та фундаменти : навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія / І.О. Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. – Луцьк : ЛНТУ, 2017. – 296с.

22. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

23. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

24. Системи протипожежного захисту : ДБН В.25–56:2014. . – [Введені в дію з 2015–07–01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України).

25. Громадські будівлі та споруди : ДБН В.2.2-9-99. – [Введені в дію з 2000-01-01]. – К. : Держбуд України, 1999. – 51 с. – (Державні будівельні норми України).

26. Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).

27. Основні вимоги до будівель та споруд. Захист від шуму : ДБН В.1.2-10–2008. – [Введені в дію з 2008-10-01]. – К. : Держбуд України, 2008. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

28. Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).

29. ДБН В.2.6-163 : 2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.

30. Правила визначення вартості будівництва : ДСТУ Б.Д.1.1–1:2013. – [Чинний з 2014-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2013. – 88 с. – (Національний стандарт України).

31. Усенко М.В. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Конструкції з деревини та пластмас" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад. : М.В. Усенко. – К. : НУБіП України, 2023. – 68 с.

32. Усенко М.В. Підготовка інженерів-будівельників у 3D моделюванні будівель та інженерних споруд / М.В. Усенко // Зб. тез доп. XI Міжн. Наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 117-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН Крамарова В.С. (1906-1987) (22–23 лютого 2024 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2024. – С. 418–421.

33. Яковенко І.А. Виявлення дійсних причин утворення тріщин у залізобетонних конструкціях будівель та споруд / І.А. Яковенко, М.В. Усенко, // Збірник тез доповідей XXIII Міжнародної конференції науково-педагогічних працівників, наукових співробітників та аспірантів «Проблеми та перспективи розвитку технічних та біоенергетичних систем природокористування конструювання та дизайн» (11–12 квітня 2024 р.), – К. : НУБіП України, 2024. – С. 107–111.

34. Dmytrenko, Y., Usenko, M., Yakovenko, I. (2024). Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharskyu, Z., Zhelykh, V. (eds) Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort 2024. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 604. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5

35. Яковенко І. А. Експериментальні дослідження міцності і тріщиностійкості у залізобетонних складених конструкціях / І. А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 319–328.

36. Дмитренко Є.А. Особливості чисельного моделювання моменту утворення тріщин залізобетонних конструкцій у ПК «Сапфір» / Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко // Збірник тез доповідей міжнародної науково-практичної

онлайн конференції «Сучасні проблеми та перспективи розвитку машинобудування України», присвяченої 20-й річниці з дня створення факультету конструювання та дизайну Національного університету біоресурсів і природокористування України (23-24 вересня 2021 р.). – К.: НУБіП України, 2021. – С. 58–61.

37. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проєктування в будівництві" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 91 с. <http://dglib.nubip.edu.ua/handle/123456789/9716>

38. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільськогосподарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 104 с. <http://dglib.nubip.edu.ua/handle/123456789/9717>

ДОДАТКИ