

РЕФЕРАТ

У межах бакалаврської роботи розроблено проєкт виробничого корпусу заводу по виготовленню залізобетонних мостових конструкцій. Розроблено проєкт будівлі з необхідними розрахунками та обґрунтуваннями. Каркас будівлі запроектований із збірних залізобетонних елементів серійного заводського виготовлення. Клас будинку – III. Фундаменти під колони монолітні залізобетонні стаканного типу з бетону класу C25/30; арматура класу A400; фундамент трьохступінчастий, висота сходок 300мм, висота стакана 1200мм. Розміри фундаменту в плані 3000×2400мм і 3300×2400мм. Глибина закладення фундаменту 1,95м.

Чошко Олександр Віталійович – бакалаврська робота. Інститут архітектури та будівництва "ІФНТУНГ-ДонНАБА", кафедра будівництва. Івано-Франківський національний технічний університет нафти і газу, 2026 рік.

Ключові слова: Залізобетонна плита покриття, палеві фундаменти, навантаження, ростверк.

REFERENCE

As part of the bachelor's thesis, a project for the production building of a factory for the manufacture of reinforced concrete bridge structures was developed. A building project with the necessary calculations and justifications was developed. The frame of the building is designed from prefabricated reinforced concrete elements of serial factory production. The building class is III. The foundations for the columns are monolithic reinforced concrete of the cup type made of concrete of class C25/30; reinforcement of class A400; the foundation is three-step, the height of the steps is 300 mm, the height of the cup is 1200 mm. The dimensions of the foundation in plan are 3000 2400 mm and 3300 2400 mm. The depth of the foundation is 1.95 m.

Choshko Oleksandr Vitaliyovich – bachelor's thesis. Institute of Architecture and Construction "IFNTUNG-DonNABA", Department of Construction. Ivano-Frankivsk National Technical University of Oil and Gas, 2026.

Keywords: Reinforced concrete slab, pile foundations, loading, grillage.

ЗМІСТ

	стор.
РЕФЕРАТ	4
ВСТУП.....	6
1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	8
1.1. Загальна частина.....	8
1.2. Генплан.....	9
1.3. Об'ємно-планувальні рішення.....	11
1.4. Конструктивне рішення	12
1.5. Розрахунок природного освітлення.....	17
2. РОЗРАХУНКОВО–КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	22
2.1. Розрахунок конструкцій покриття.....	22
2.2. Розрахунок плит покриття.....	25
2.3. Розрахунок фундаменту.....	32
2.4. Розрахунок стінової панелі.....	37
3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ.....	43
3.1. Вплив об'ємно-планувального та конструктивного рішення на методи технології та організації будівництва.....	43
3.2. Будгенплан	45
3.3. Технологія виконання робіт.....	53
3.4. Вибір оптимального типу крана.....	57
3.5. Розрахунок обсягів робіт.....	60
3.6. Водопостачання і каналізація.....	62
3.7. Теплопостачання і вентиляція.....	66
4. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	69
4.1. Пожежна безпека.....	69
4.2. Пожежна профілактика будівельного майданчика	70
4.3. Техніка безпеки при виконанні покрівельних робіт.....	71
5. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА.....	73
5.1. Об'єктний кошторис.....	73
5.2. Зведений кошторисний розрахунок.....	74
5.3. Економічний ефект.....	76
5.4. Техніко-економічні показники.....	78
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК.....	79

ВСТУП

У сучасних умовах переходу України до ринкової економіки особливого значення набуває підвищення ефективності капітальних вкладень у будівельну галузь, покращення якості будівництва та скорочення термінів зведення об'єктів. Важливими напрямками розвитку є впровадження сучасних технологій, використання нових будівельних матеріалів і конструкцій, а також удосконалення організації виробничих процесів.

Разом із тим будівельна індустрія України протягом тривалого часу базується на широкому застосуванні збірних залізобетонних конструкцій. За умов обмеженого фінансування та недостатніх можливостей для повного технічного переоснащення галузі доцільним залишається використання індустріальних методів будівництва із максимальним залученням будівельних машин, механізмів і засобів механізації праці.

У даному проєкті передбачено проєктування виробничого корпусу заводу з виготовлення залізобетонних мостових конструкцій у місті Львів потужністю 50 тис. м³ продукції на рік. Проєктований об'єкт має забезпечити ефективне виробництво конструкцій високої якості, необхідних для розвитку транспортної та інженерної інфраструктури.

Для зниження вартості будівництва та скорочення строків проєктування і монтажу в проєкті передбачено застосування сучасних об'ємно-планувальних і конструктивних рішень. Зокрема, передбачається блокування виробничих цехів, використання відкритих і напіввідкритих технологічних установок, застосування безліхтарних будівель, а також заміна мостових кранів більш економічними видами наземного транспорту. Особлива увага приділена проєктуванню одноповерхових промислових будівель із прольотами одного напрямку, уніфікованими розмірами та раціональними конструктивними схемами.

Крім того, у проєкті враховано тенденції до збільшення кроку колон до 18 м і більше, а також використання прольотів шириною 24–30 м, що дозволяє підвищити гнучкість виробничого процесу, покращити умови

експлуатації обладнання та забезпечити ефективне використання внутрішнього простору будівлі.

Усі зазначені рішення спрямовані на підвищення техніко-економічних показників об'єкта, забезпечення надійності та довговічності споруди, а також створення сучасного виробничого комплексу, що відповідає вимогам промислового будівництва.

1.АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1.Загальна частина

Даний проєкт розроблено відповідно до завдання, виданого кафедрою будівництва. Проєктом передбачається будівництво виробничого корпусу заводу з виготовлення залізобетонних мостових конструкцій потужністю 50 тис. м³ продукції на рік у місті Львів.

Територія, відведена під забудову, є вільною від існуючих будівель і споруд, що створює сприятливі умови для організації будівельного майданчика та виконання будівельно-монтажних робіт. Згідно з результатами інженерно-геологічних вишукувань встановлено, що в основі майданчика залягають ґрунти, придатні для будівництва промислових споруд. Безпосередньо під рослинним шаром товщиною близько 0,25 м розташований шар пластичних суглинків потужністю до 3,5 м. Нижче залягає шар тугопластичної глини, глибина поширення якого становить від 7,5 до 10 м. Такі ґрунтові умови дозволяють забезпечити необхідну несучу здатність основи при правильному виборі типу фундаментів.

Будівельний майданчик розташований у низинній місцевості зі спокійним рельєфом та незначними перепадами висот, що сприяє зручному плануванню території та мінімізує обсяги земляних робіт. Рослинний покрив представлений переважно дрібними чагарниками та поодинокими деревами, які підлягають частковому видаленню в межах зони забудови.

Транспортне сполучення з ділянкою здійснюється через існуючу магістральну дорогу, що забезпечує зручний під'їзд будівельної техніки та постачання матеріалів. Для покращення внутрішньомайданчикowego руху проєктом передбачено влаштування тимчасових доріг зі збірно-розбірним бетонним покриттям, що дозволить забезпечити безперебійну роботу транспорту впродовж усього періоду будівництва.

Кліматичні умови

Районом будівництва є місто Львів, яке характеризується помірно-континентальним кліматом із достатньою кількістю атмосферних опадів та помірними сезонними коливаннями температур.

Відповідно до нормативних даних, район будівництва належить до І снігового району. Нормативне значення снігового навантаження становить 0,5 кПа (50 кг/м²), що враховується при розрахунку несучих та огорожувальних конструкцій будівлі.

За вітровим навантаженням територія належить до району зі швидкісним напором вітру 0,45 кПа (45 кг/м²). Дане навантаження враховується при проектуванні каркаса будівлі, покриття та елементів огорожувальних конструкцій.

Кліматичні та інженерно-геологічні умови району є загалом сприятливими для будівництва промислового об'єкта та забезпечують можливість застосування типових індустріальних конструктивних рішень.

1.2. Генплан

Генеральний план заводу з виробництва залізобетонних мостових конструкцій потужністю 50 тис. м³ продукції на рік розроблений з урахуванням технологічних, санітарно-гігієнічних, транспортних та протипожежних вимог. Проектом передбачено раціональне розміщення виробничих, складських і допоміжних будівель, що забезпечує безперервність технологічного процесу та зручний транспортний зв'язок між окремими об'єктами підприємства.

Основним об'єктом комплексу є головний виробничий корпус розмірами 72 × 96 м, який складається з трьох прольотів шириною по 24 м кожний. Крок основних несучих колон прийнято 30, 36 та 30 м, що забезпечує необхідну просторову жорсткість будівлі та дозволяє ефективно розмістити технологічне обладнання і транспортні засоби всередині корпусу.

До складу підприємства також входить адміністративно-побутовий корпус розмірами 36 × 12 м. Будівля є двоповерховою, висота кожного поверху становить 3,2 м. У корпусі передбачено розміщення адміністративних приміщень, гардеробів, санітарно-побутових кімнат, душових, кімнат відпочинку персоналу та інших допоміжних приміщень для забезпечення комфортних умов праці працівників підприємства.

На території заводу передбачено влаштування закритих та відкритих складів. Закриті склади призначені для зберігання цементу та арматурної сталі з метою захисту матеріалів від атмосферних впливів і забезпечення належних умов зберігання. Відкриті склади використовуються для зберігання заповнювачів — піску, щебеню та інших сипучих матеріалів, необхідних для приготування бетонної суміші.

Технологічна схема підприємства включає також арматурний цех і бетонозмішувальний вузол. Подача готової бетонної суміші до головного виробничого корпусу здійснюється через спеціально влаштовану транспортну галерею, що забезпечує безперервність виробничого процесу та зменшує втрати матеріалу під час транспортування.

Для забезпечення роботи інженерних систем на території підприємства розташовані компресорна та насосна станції, які забезпечують подачу стисненого повітря та води до технологічного обладнання.

Вхід і в'їзд на територію підприємства організовано через центральну прохідну, розташовану біля головного виїзду. Це дозволяє здійснювати контроль руху персоналу та транспорту, а також забезпечує належний рівень безпеки на території об'єкта.

Для внутрішньозаводського транспортного сполучення проектом передбачено мережу автомобільних доріг з асфальтобетонним покриттям. Ширина основних доріг становить 9 м, що забезпечує двосторонній рух великовантажного транспорту, а другорядних — 6 м. Перед адміністративно-побутовим корпусом передбачено благоустрій території з улаштуванням майданчика з бетонної тротуарної плитки та пішохідних доріжок.

Біля складу заповнювачів проходить замкнена залізнична колія, яка використовується для постачання сировини та відвантаження готової продукції. Поряд із залізничною віткою розташований спеціальний майданчик для навантаження та розвантаження матеріалів, обладнаний необхідними засобами механізації.

Вільна від забудови територія підприємства підлягає озелененню. Проєктом передбачено висадження листяних дерев, декоративних кущів та облаштування газонів, що сприятиме покращенню санітарно-гігієнічних умов, зменшенню запиленості та створенню сприятливого виробничого середовища.

1.3. Об'ємно – планувальне рішення

У даному проєкті детально розроблено головний виробничий корпус заводу з виготовлення залізобетонних мостових конструкцій. Будівля є одноповерховою промисловою спорудою прямокутної форми в плані з загальними розмірами 72 × 96 м. Конструктивна та планувальна схема корпусу прийнята з урахуванням вимог технологічного процесу, зручності експлуатації обладнання та забезпечення ефективної організації виробництва.

Головний виробничий корпус складається з трьох прольотів шириною по 24 м кожний. У межах кожного прольоту розташовується окрема технологічна лінія для виготовлення залізобетонних мостових конструкцій, що забезпечує безперервність виробничого процесу та можливість одночасного виконання різних технологічних операцій.

Висота будівлі до верху кроквяної (конькової) балки становить 19,0 м, що забезпечує необхідний внутрішній простір для монтажу технологічного обладнання, роботи підйомно-транспортних механізмів та переміщення великогабаритних виробів. Відмітка головки кранової рейки прийнята на рівні 9,65 м.

У кожному прольоті передбачено встановлення двох мостових кранів вантажопідйомністю 20/5 т, які використовуються для транспортування арматурних каркасів, бетонних сумішей, готових конструкцій та інших елементів виробництва. Наявність мостових кранів забезпечує високий рівень механізації виробничих процесів і сприяє підвищенню продуктивності праці.

До головного виробничого корпусу примикає адміністративно-побутовий корпус (АПК), який є двоповерховою будівлею розмірами 36 × 12 м. Висота поверху становить 3,3 м. У даному корпусі розміщуються адміністративні приміщення, побутові кімнати для персоналу, гардеробні, санітарні вузли, душові та службові приміщення. Таке планувальне рішення забезпечує зручний зв'язок між виробничою та адміністративною частинами підприємства.

Для забезпечення транспортного обслуговування виробництва та безперешкодного руху вантажного транспорту в головному виробничому корпусі передбачено в'їзди в кожному прольоті. Висота воріт у крайніх прольотах становить 4,2 м, що дозволяє здійснювати в'їзд великогабаритної техніки та транспортування готових конструкцій. У середньому прольоті висота воріт прийнята 3,0 м відповідно до технологічних потреб виробництва.

Об'ємно-планувальні рішення будівлі забезпечують раціональне використання внутрішнього простору, зручність експлуатації, відповідність технологічним вимогам та створення належних умов для організації сучасного індустріального виробництва.

1.4. Конструктивне вирішення

Каркас будівлі. Конструктивна схема виробничого корпусу прийнята каркасного типу, що забезпечує необхідну просторову жорсткість споруди, ефективно сприйняття навантажень та можливість вільного планування внутрішнього простору відповідно до технологічних потреб виробництва.

Основними вертикальними несучими елементами каркаса є збірні залізобетонні колони. Горизонтальні несучі конструкції покриття виконані у вигляді металевих ферм, які забезпечують перекриття значних прольотів без встановлення додаткових проміжних опор. Таке рішення дозволяє створити великі відкриті виробничі площі, необхідні для розміщення технологічного обладнання та роботи мостових кранів.

Конструкція покриття запроєктована у вигляді аркової системи, утвореної двома збірними ребристими плитами, з'єднаними між собою затяжками та коньковим елементом. Дана система характеризується підвищеною жорсткістю, економічністю та ефективним використанням матеріалів.

Фундаменти. З урахуванням інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та наявності слабких ґрунтів у верхніх шарах основи, у проєкті прийнято пальові фундаменти.

Як несучі елементи фундаментів застосовано залізобетонні палі квадратного перерізу розмірами 300×300 мм та довжиною 9 м. Заглиблення паль у ґрунт здійснюється методом віброзанурення у попередньо пробурені свердловини діаметром 800 мм, що дозволяє зменшити динамічний вплив на навколишні ґрунти та забезпечити точність монтажу.

По оголовках паль влаштовуються монолітні залізобетонні ростверки, які об'єднують палі в єдиний фундаментний блок та забезпечують рівномірну передачу навантаження від каркаса споруди на основу. Над ростверками передбачено монолітні залізобетонні стакани для встановлення колон каркаса.

Таке конструктивне рішення забезпечує надійність, довговічність та стійкість будівлі в умовах заданих ґрунтових характеристик.

Колони. У проєкті застосовані двогілкові збірні залізобетонні колони з проходом у надкрановій частині. Використання колон даного типу забезпечує можливість розміщення інженерних комунікацій та обслуговування підкранового обладнання.

Основні параметри колон[11]:

- висота колони до верху — 12,6 м;
- рівень підкранової рейки — 9,65 м;
- ширина підкранової частини — 1600 мм;
- ширина надкранової частини — 1000 мм;
- прив'язка крайніх колон до координаційної осі — 500 мм;
- глибина закладання колони у фундаментний стакан — 1,35 м.

Колони сприймають вертикальні навантаження від покриття, мостових кранів, власної ваги конструкцій, а також горизонтальні вітрові та кранові навантаження.

Ферми. Несучими елементами покриття є металеві ферми сегментного типу, розташовані вздовж прольотів будівлі. Конструктивна схема ферм — безрозкісна, що дозволяє зменшити кількість елементів, спростити виготовлення та монтаж конструкцій.

Ферми виконані з трубчастих сталевих профілів, які характеризуються високою міцністю, просторовою жорсткістю та економічністю у витраті металу. Передбачено консольно-балочну систему опираючі, завдяки чому частина навантажень перерозподіляється, зменшуючи зусилля у конструкції ферми.

Посилені вузлові з'єднання забезпечують сприйняття не лише вертикальних навантажень, а й поздовжніх зусиль та згинальних моментів. Це підвищує загальну просторову жорсткість каркаса та надійність споруди.

Зв'язки між верхніми та нижніми поясами ферм виконані з трубчастих елементів, а вертикальні зв'язки по колонах — зі швелерів. У роботі системи просторової жорсткості також беруть участь підкранові балки.

Крок колон у будівлі становить 30, 36 та 30 м, а загальна схема прольотів — 3×24 м.

Покриття. Покриття будівлі виконане із двох ребристих залізобетонних плит розмірами 3×12 м, які з'єднуються між собою в арочну конструкцію за

допомогою конькової балки, опорних елементів і зтяжок, розташованих уздовж поздовжніх ребер плит.

Таке конструктивне рішення дозволяє перекривати прольоти шириною 24 м без додаткових проміжних опор, що забезпечує раціональне використання внутрішнього простору виробничого корпусу.

Покрівля прийнята рулонного типу з утепленням мінераловатними плитами. Для захисту теплоізоляції від зволоження передбачено пароізоляційний шар із руберойду на бітумній мастиці.

Конструкція покриття відповідає вимогам теплозахисту, довговічності та експлуатаційної надійності.

Стіни. Зовнішні огорожувальні конструкції виконані з тришарових стінових панелей заводського виготовлення. Панелі мають зовнішню та внутрішню обшивку з оцинкованої сталі, між якими розташований шар негорючого теплоізоляційного матеріалу на основі спіненого вулканізованого наповнювача.

Основні параметри панелей[11]:

- довжина — 12 м;
- висота — 1,2 м;
- товщина — 120 мм.

Для підвищення стійкості до вітрових навантажень поперечний переріз панелей має профільовану зігнуту форму. Завдяки цьому збільшується момент інерції елемента, що дозволяє підвищити несучу здатність конструкції без збільшення її товщини та маси.

Запроектвані стінові конструкції забезпечують необхідний рівень теплоізоляції, герметичності та довговічності будівлі, а також відповідають сучасним вимогам промислового будівництва.

Оздоблювальні роботи. Оздоблювальні роботи в проєкті передбачені з урахуванням функціонального призначення виробничої будівлі, вимог довговічності, експлуатаційної надійності та забезпечення належного санітарно-гігієнічного стану приміщень.

Усі металеві конструкції та елементи каркаса, що залишаються відкритими, підлягають антикорозійному захисту шляхом очищення поверхні, ґрунтування та подальшого фарбування масляними або спеціальними захисними емалями. Фарбування металевих поверхонь забезпечує захист конструкцій від корозії, негативного впливу вологи та агресивного виробничого середовища, а також підвищує довговічність експлуатації споруди.

Зовнішні стінові панелі заводського виготовлення мають готову захисно-декоративну поверхню з оцинкованої сталі, тому не потребують додаткового зовнішнього оздоблення. Це дозволяє скоротити обсяги оздоблювальних робіт, зменшити витрати на будівництво та прискорити введення об'єкта в експлуатацію.

У місцях стикування стінових панелей передбачено ретельне герметизування та зароблення швів із застосуванням еластичних ущільнювальних матеріалів і спеціальних мастик. Таке рішення забезпечує герметичність огорожувальних конструкцій, захист від проникнення атмосферної вологи, утворення протягів і втрат тепла.

Внутрішні поверхні адміністративно-побутового корпусу підлягають штукатуренню, шпаклюванню та фарбуванню водоемульсійними або акриловими фарбами світлих тонів. У санітарно-побутових приміщеннях передбачено облицювання стін керамічною плиткою в місцях підвищеної вологості.

Підлоги у виробничих приміщеннях виконуються з високоміцного бетонного покриття з підвищеною зносостійкістю, а в адміністративних і побутових приміщеннях застосовуються керамічні плитки або інші сучасні оздоблювальні матеріали залежно від функціонального призначення приміщень.

Прийняті оздоблювальні рішення забезпечують естетичний вигляд будівлі, довговічність конструкцій та створюють належні умови для експлуатації виробничого комплексу.

1.5. Розрахунок природного освітлення

Вибір системи освітлення та визначення вихідних даних для розрахунку.

При виборі системи природного освітлення виробничого корпусу враховувалися об'ємно-планувальні та технологічні особливості будівлі, зокрема значна ширина і глибина цеху, наявність мостових кранів, висота приміщення, а також вимоги до забезпечення нормативних показників освітленості робочих зон.

З огляду на зазначені фактори, для виробничого корпусу доцільно застосувати комбіновану систему природного освітлення, яка включає:

- бокове освітлення — через віконні прорізи у поздовжніх стінах;
- верхнє освітлення — через світлові ліхтарі покриття.

Таке рішення дозволяє забезпечити більш рівномірний розподіл природного світла по всій площі виробничого приміщення, зменшити утворення затемнених зон та покращити умови праці персоналу.

Віконні прорізи у поздовжніх стінах прийнято двоярусними, що відповідає вимогам уніфікації конструктивних елементів та забезпечує ефективне використання природного освітлення[12]:

- нижній ярус висотою 6,0 м;
- верхній ярус висотою 2,4 м.

Для нижнього ярусу передбачено подвійне застосування зі сталевими відкривними рамами, що забезпечує необхідну теплоізоляцію, можливість провітрювання приміщення та підтримання нормативного мікроклімату. Верхній ярус також виконується із застосуванням листовим склом.

Відмітка підвіконня нижнього ярусу прийнята на рівні 1,2 м від підлоги, а верхнього — 7,2 м. Таке розташування віконних прорізів забезпечує достатнє проникнення природного світла у глибину виробничого приміщення.

Для верхнього природного освітлення у кожному прольоті будівлі передбачено встановлення світлових ліхтарів напівовальної форми. Ширина

кожного ліхтаря становить 3 м, довжина — 72 м. Застосування ліхтарів такого типу дозволяє покращити освітленість центральної частини цеху, а також сприяє природній вентиляції приміщення.

Відповідно до вимог будівельних норм, роботи, що виконуються у виробничому корпусі, належать до V розряду зорових робіт (роботи малої точності). Для даного виду робіт при комбінованому природному освітленні нормативне середнє значення коефіцієнта природної освітленості становить 3%.

Прийнята система освітлення забезпечує створення комфортних і безпечних умов праці, відповідає санітарно-гігієнічним вимогам та сприяє підвищенню ефективності виробничого процесу.

Виконання розрахунку

У зв'язку із застосуванням комбінованої системи природного освітлення, двоярусним розташуванням віконних прорізів та різними світлотехнічними характеристиками бокового і верхнього освітлення, визначення загальної площі віконних прорізів S_1 та площі світлових ліхтарів S_f за спрощеними методами є недоцільним. Тому розрахунок природного освітлення необхідно виконувати на основі попередньо прийнятих геометричних параметрів світлових прорізів, вибраних з урахуванням конструктивних, технологічних та архітектурних вимог.

Попередньо ширину віконних прорізів приймаємо 9 м, що відповідає прийнятій конструктивній схемі будівлі та забезпечує раціональне розташування світлових отворів у стінових огороженнях.

Для проведення світлотехнічного розрахунку на робочій поверхні виробничого приміщення розміщуються розрахункові точки, у яких визначаються значення коефіцієнта природної освітленості. Кількість розрахункових точок приймається рівною 15, що дозволяє достатньо точно оцінити рівномірність освітлення по всій площі цеху та перевірити відповідність прийнятих рішень нормативним вимогам.

Ліхтар	I/B	36	52	70	84	96	118	124	136	148	154	168	179	189	201	219	
	r_1	56	56	56	47	46	46	46	46	44	44	44	43	43	42	42	
Вікна і ліхтар		56	38	33	24	18	15	13,5	11,5	10,5	10,5	9,7	9,4	9,3	9	8	
	n_3 по гр. III N^0 нині викр	1,04	0,4	0,98	0,17	0,04	0,01	0,61	0,6	0,6	0,54	0,59	0,58	0,57	0,56	0,56	
	N_2^{67} по гр. II	0,47	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	0,47	
	r_2	0,01	0,13	0,16	0,18	0,19	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9	1	
	τ_0	1,12	1,11	1,23	1,31	1,56	1,87	1,92	2,26	2,62	3,31	4,01	5,03	5,96	6,01	6,18	
	$E_{сер}$																
	$r_2 \cdot K_\phi - 1$	26	33	40	41	42	43	42	41	40	33	26					
	$E_{сер} \cdot (r_2 \cdot K_\phi - 1)$																
	$e_\phi = [E_\phi \cdot E_{сер} \cdot (\tau_2 \cdot r_{\phi-1})] \tau_0$	30	28	18	17	16	15	16	17	18	26	30					
		1,25	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	1,25				
	$l_\kappa = l_\phi + l_\delta$	0,38	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	0,38				
		1,78	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	1,78				
		0,5	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	0,5				
		0,89	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	0,89				
		0,34	0,48	0,86	0,99	1,15	1,2	1,15	0,99	0,86	0,48	0,34					
		9,99	2,78	2,56	2,37	2,3	2,42	2,3	2,37	2,56	2,78	9,99					

$$l_{cep} = \frac{\frac{9,99}{2} + (2,68 + 2,46 + 2,37 + 2,2 + 2,32)}{15 - 1} = 3,125\%$$

У результаті проведеного світлотехнічного розрахунку отримано середнє значення коефіцієнта природної освітленості[12]:

$$к.п.о=3,125\%$$

Нормативне значення коефіцієнта природної освітленості для даного виду зорових робіт становить[12]:

$$l_{н} = 3.0\%,$$

Оскільки розрахункове значення перевищує нормативне, прийняті розміри, кількість та розташування віконних прорізів і світлових ліхтарів забезпечують необхідний рівень природного освітлення у виробничому приміщенні та відповідають вимогам будівельних норм.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Розрахунок конструкції покриття.

Покриття складається з двох плит розміром 3×12 м, які за допомогою зтяжок, конькового та опорних елементів об'єднуються у тришарнірну розпірну раму. У зв'язку з цим передбачено виконання розрахунку даної рами як основної несучої системи, після чого здійснюється розрахунок окремої плити покриття.

Статичний розрахунок

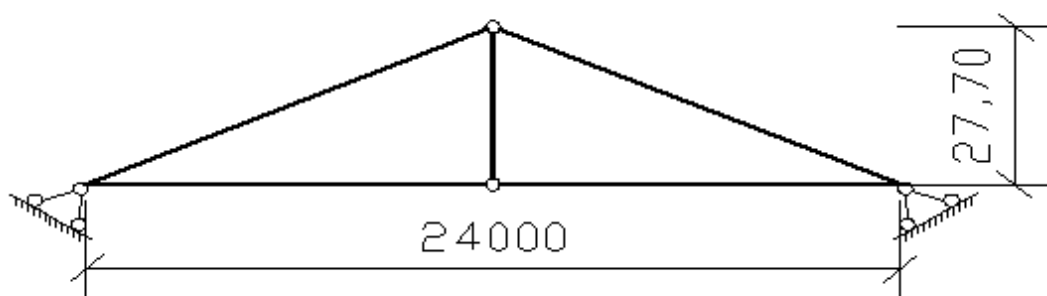


Рис.2.1. Розрахункова схма

Збір навантаження

Таблиця 2.1

Вид навантаження і розрахунок	Нормат. кН/м ²	Коеф. <u>перевант.</u>	Розрах. кН/м ²
1. постійне: а) <u>трьохшаровий рубероїдний</u> кілим на мастиці (1 шар 3-5 кг/м ²)	0,15	1,2	0,18
б) <u>цементна стяжка</u> – 2см	0,4	1,3	0,52
в) утеплювач – пінобетонні плити $p = 500 \text{ кг/м}^2$ $h=12\text{см}$	0,4	1,3	0,52
г) пароізоляція – 2 шари на мастиці	0,6	1,2	0,72
д) ребриста плита $h_{np} = 7,65$; $6,8 \cdot (3 \times 12) = 189 \text{ кг/м}^2$	0,1	1,2	0,12
	1,89	1,1	2,08
Всього: постійне	3,14		3,62
2. тимчасове			
довготривале	0,05	1,4	0,07
короткочасне	0,35	1,4	0,49

Прогонне навантаження $(q_p + p_p) \cdot 3 = 4,32 \cdot 3 = 12,96 \text{ кН/м}$

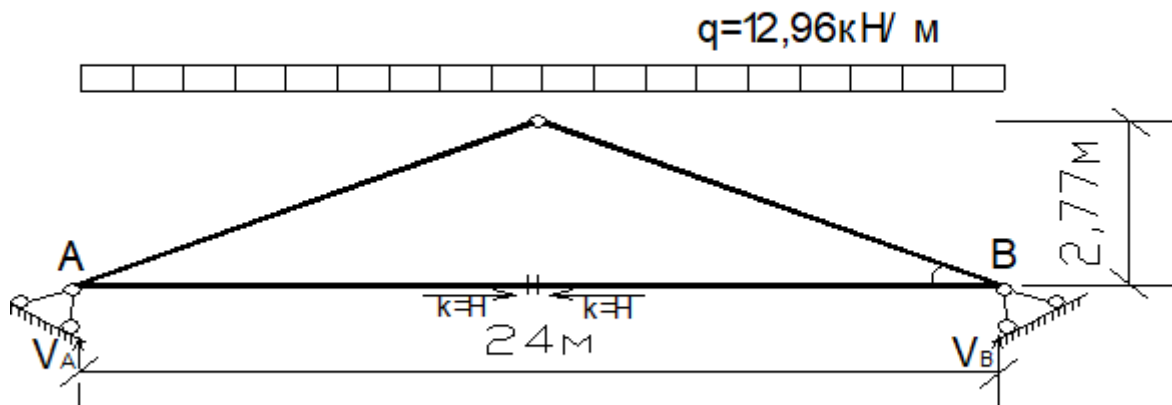


Рис.2.2. Розрахункова схема

Розрахунок рами. Горизонтальний розпір конструкції сприймається затяжкою, у зв'язку з чим зусилля в затяжці приймається рівним величині розпору ННН. Таким чином, затяжка працює на розтяг і забезпечує сприйняття горизонтальних зусиль, що виникають у рамі.

Розрахунок конструкції виконується за схемою тришарнірної арки, що дозволяє врахувати особливості роботи системи під дією вертикальних та горизонтальних навантажень. Така розрахункова модель забезпечує визначення опорних реакцій, згинальних моментів та поздовжніх зусиль у характерних перерізах рами, а також перевірку її міцності та стійкості в цілому.

$$\begin{cases} \sum M_A = 0 \\ \sum M_B = 0 \\ \sum M_x = 0 \end{cases} \quad \sum M_C = 0$$

Вертикальні опорні реакції визначаються за аналогією з балкою прольотом 24 м при дії такого ж рівномірно розподіленого навантаження. Тобто за характером роботи конструкції вертикальна складова зусиль у вузлах рами приймається рівною реакціям звичайної однопрогонової балки, що дозволяє спростити розрахунок і використовувати класичні залежності опору матеріалів для визначення опорних зусиль[19].

$$V_A - V_B = \frac{ql}{2} = 12,96 \cdot \frac{24}{2} = 155,45 \text{кН}$$

$$\sum M_C = 0, \quad H\varphi + \frac{q\varphi^2}{8} - V_A \cdot \frac{\varphi}{2} = 0$$

$$H = \frac{(V_A \varphi - q \frac{\varphi^2}{8})}{2} = \frac{155,5 \cdot \frac{24}{2} - \frac{12,96 \cdot 24^2}{8}}{2,77} = 336,8 \text{кН}$$

Визначення M, Q, N

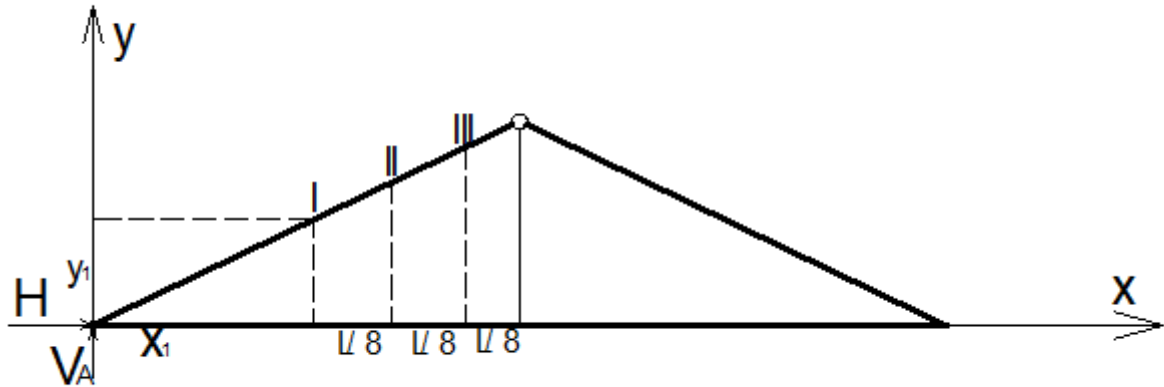


Рис.2.3. Розрахункова схема

$$M = V_A x - H y - \frac{qx^2}{2}$$

$$y = x \tan \varphi = 0,231x$$

$$M_I = 155,5 \cdot 3 - 336,8 \cdot 0,693 - \frac{12,96 \cdot 3^2}{2} = 174,8 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{II} = 155,5 \cdot 6 - 336,8 \cdot 0,231 \cdot 6 - \frac{12,96 \cdot 6^2}{2} = 232,9 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{III} = 155,5 \cdot 9 - 336,8 \cdot 0,693 - \frac{12,96 \cdot 9^2}{2} = 174,4 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_x = V_A \cos \varphi - qx \cos \varphi - H \sin \varphi$$

$$Q_I = 155,5 \cdot 0,974 - 12,96 \cdot 0,974 - 336,8 \cdot 0,225 = 37,82 \text{кН}$$

$$Q_{II} = 75,68 - 12,62 \cdot 6 = -0,04 \text{кН}$$

$$Q_{III} = 75,68 - 12,62 \cdot 9 = -38,44 \text{кН}$$

$$Q_A = 75,68 \text{кН}$$

$$Q_B = -76,5 \text{кН}$$

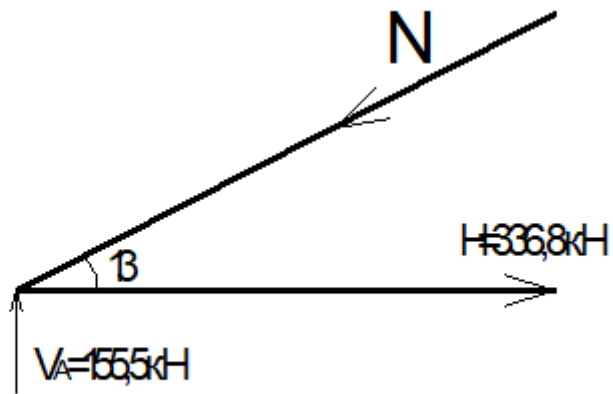


Рис.2.4. Схема розподілу зусиль у візді

$$N = V_A \sin \varphi + H \cos \varphi \quad N = 155,5 \cdot 0,225 + 336,8 \cdot 0,974 = 363 \text{кН}$$

Побудова епюр

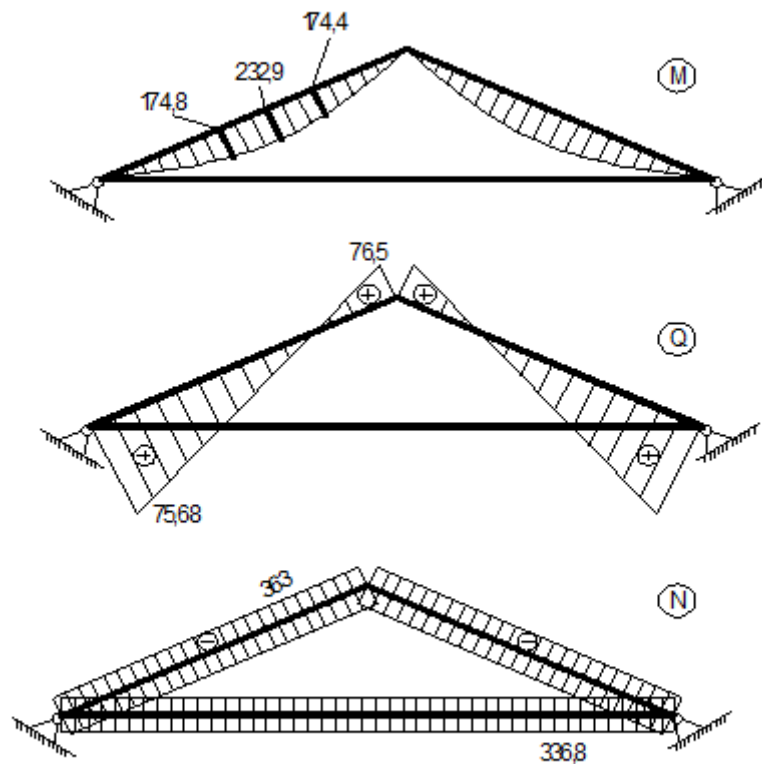


Рис.2.5. Епюри "M", "Q", "N"

2.2. Розрахунок збірної залізобетонної плити покриття[18,20].

1. Навантаження на плиту $q = 3,62 \text{кН}/\text{м}^2, p = 0,7 \text{кН}/\text{м}^2$

2. Розрахунок плити на міцність[18,20]

Товщину приймаємо $\delta = 25 \text{мм}$

$$M = \frac{(q+p)}{11} l^2 = \frac{2,227+0,7}{11} \cdot 0,83^2 = 0,183 \text{кН/м} \text{ де,}$$

$$l = l_1 - l_p = 0,99 - 0,16 = 0,83 \text{м}$$

$$q = 0,180 + 0,520 + 0,72 + 0,12 + q_{nl} = 2,227 \text{кН/м}^2 \text{ - загальне навантаження}$$

$$q_{nl} = q_{nl}^{\mu} \cdot 1,1; \quad q_{nl}^{\mu} = 0,025 \cdot 25 = 0,625 \text{кН/м}^2 \quad q_{nl} = 0,625 \cdot 1,1 = 0,687 \text{кН/м}^2$$

Висота плити.

$$h_0 = h - a = 1,25 \text{см}$$

Коефіцієнт α при $v=1$ поч M [18,20]

$$\alpha = \frac{M}{\sigma h_0^2 R_b \cdot \gamma_{\sigma 1}} = \frac{183,3 \cdot 10^2}{100 \cdot 125^2 \cdot 22,5(100) \cdot 0,85} = 0,061$$

З табл. 2.1 [11] знаходимо $\eta = 0,968$; $\xi = 0,063$

Площа перерізу арматури класу Вр-І на полюс ширину 1м.

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{0,183 \cdot 10^3}{0,968 \cdot 1,25 \cdot 375} = 0,48 \text{см}^2$$

Приймаємо зварну сітку [28] $\frac{4Bp - I - 150}{3Bp - I - 250}$

$$A_{\text{снпоез}} = 0,5 \text{см}^2 / \text{м} \quad A_{\text{снпоне}} = 0,28 \text{см}^2 / \text{м}$$

$$M\% = \frac{A_3}{A_6} = \frac{0,5}{100 \cdot 1,25 \cdot 100} = 0,4\%$$

3. Розрахунок на міцність поперечних ребер

Поперечні ребра розміщені з визначеним конструктивним кроком. Їх розрахунок виконується за схемою балки таврового перерізу з жорстким закріпленням на опорах, при цьому ребро розглядається як вільна обперта балка. Постійні розрахунки навантаження q шляхом власної ваги конструкції ребра [18,20]:

$$q = q_{nl} + lq_p = 2,23 \cdot 0,99 + \frac{0,16 \cdot 0,15}{2} \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,54 \text{кН/см}$$

$$\text{Снігове навантаження } p = 0,7 \cdot 0,99 = 0,693 \text{кН/м}$$

$$\text{Загальне навантаження } q + p = 2,54 + 0,693 = 3,25 \text{кН/м}$$

$$\text{Згинальний момент в прольоті [18,20]: } M = \frac{(q+p)l_0^2}{24} = \frac{3,25 \cdot 29^2}{24} = 113 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{Згинальний момент на опорі [18,20]: } M = \frac{(q+p)l_0^2}{12} = \frac{3,25 \cdot 29^2}{12} = 226 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{Поперечна сила [18,20]: } Q = \frac{(q+p)l_0}{2} = \frac{3,25 \cdot 29}{2} = 46,8 \text{кН}$$

$$\text{Приймаємо робочу висоту ребра } h_0 = h - a = 15 - 2,5 = 12,5 \text{см}$$

Розрахунковим перерізом ребра в прольоті є тавром з полочкою в стиснутій зоні $e_f' = 99 \text{см} < e_p + 2(l/6) = 16 + 2(29/6) = 113 \text{см}$

$$\text{Знаходимо коефіцієнт } a = \frac{M}{e_f' h_0^2 R_b \gamma_b} = \frac{113 \cdot 10}{99 \cdot 12,5^2 \cdot 22,5(100) \cdot 0,85} = 0,0038$$

$$\text{З п. 1.2. [11] знаходимо } \eta = 0,995; \quad \xi = 0,01$$

$$x = \frac{\xi}{l_0} = \frac{0,01}{12,5} = 0,08 \text{см} < h_n' = 2,5 \text{см}$$

Нейтральна вісь проходить в полочці.

Необхідна площа нижньої поздовжньої арматури 1 ребра [18,20]

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{113000}{0,995 \cdot 12,5 \cdot 340(100)} = 0,27 \text{см}^2$$

$$\text{Приймаємо } 1\text{Ø}10 \text{ A400, } A_s = 0,283 \text{см}^2$$

Знаходимо коефіцієнт а по опорному моменту [18,20]:

$$a = \frac{226000}{8 \cdot 12,5^2 \cdot 22,5(100) \cdot 0,85} = 0,0945 \text{см}^2$$

$$\eta = 0,95; \quad \xi = 0,1$$

Площа верхньої розтягнутої арматури на опорі [19]

$$A_s = \frac{226000}{0,945 \cdot 12,5 \cdot 360(100)} = 0,56 \text{см}^2$$

З результатом роботи поперечних стержнів сітки плити на опорі, армування поздовжнього стержня плоского каркасу шляхом розрахунку. Верхню арматуру приймаємо 1Ø6 Вр-І. Виконаємо перевірку несучої здатності елемента поперечної сили [18,20].

$$Q_B = \varphi_{es} \cdot R_{sv} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,2(100) \cdot 0,85 \cdot 80 \cdot 12,5 \cdot 10^3 = 6,12 \text{кН} > Q_n = 4,68 \text{кН}$$

З конструктивних вимірювань поперечне армування потрібно $\varnothing 5$ Вр-I з кроком 100 мм у припорній зоні та 300 мм у прольоті. Розрахунок поперечної рами не є обов'язковим.

4. Розрахунок поздовжніх ребер на міцність

При розрахунку поздовжніх ребер плита розглядається як вільна обперта на двох опорах балка П-подібного поперечного перерізу, що зводиться до таврового з полицею у стиснутій зоні. Максимальний початковий момент відповідно до розрахункової схеми. Згідно до вимог БНіП, при розрахунку слід використовувати ширину звисання полиці в кожному біку від ребра, який не повинен перевищувати половини відстаней до сусіднього ребра та однієї шостої прольоту розрахованого елемента[3,4].

$$l = 1196 \text{ см}, \quad B_n = 300 \text{ см}$$

$$l_f' = \frac{l}{6} \cdot 2 + 2e_{CP} = \frac{1196}{6} \cdot 2 + 2 \cdot 11 = 420 > B_n = 300 \text{ см}$$

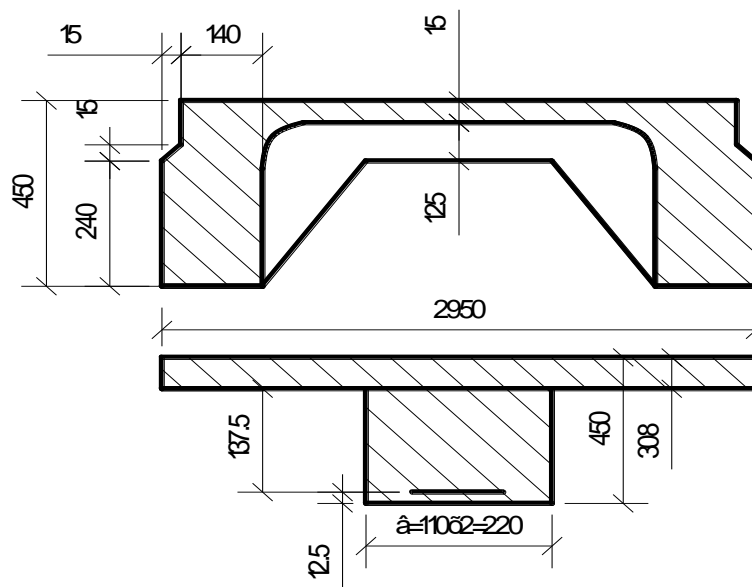


Рис.2.6. Геометричні розміри повздовжнього ребра

Розрахунок попередньо напруженої арматури[19].

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot R_s} = \frac{232,9 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 390 \cdot 1030(100)} = 6,64 \text{ см}^2$$

$$h_0 = 450 - 60 = 390 \text{ мм}$$

$$R_s = 103000 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \text{ - арматура класу Вр-II[11]}$$

$$R_{S,ser} = 160000 \frac{\kappa H}{\text{см}^2} = 1600 \text{ МПа}$$

Попереднє напруження позначаємо [19]

$$\delta_{SP} = 0.7 R_{S,ser} = 0,7 \cdot 160000 = 112000 \frac{\kappa H}{\text{см}^2} = 1120 \text{ МПа}$$

Переріз арматури за умови тріщиностійкості [18,20].

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot \sigma_{sp} \cdot R_0} = \frac{232,9 \cdot 10^5}{0,6 \cdot 1120(10)39} = 8,88$$

$$n = \frac{A_{sp \max}}{\varphi} = \frac{8,88}{0,196} = 45 \text{ ум.}$$

$$n_{пробр} = \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 - \text{приймаємо } 23 \text{ } \emptyset 5 \text{ Вр-II}$$

Конструктивно приймаємо в стиснутій зоні [28] 2 $\emptyset 5$ Вр-II.

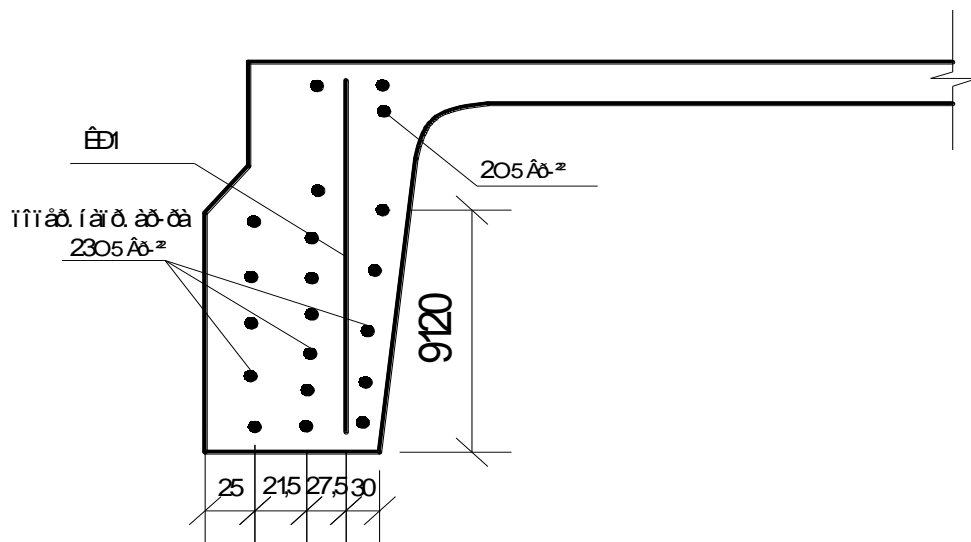


Рис.2.7. Армуння повздовжнього ребра

Визначаємо значення приведенного перерізу [18,20]

$$\frac{E_3}{E_6} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{0,3 \cdot 10^5} = 6,35 - \text{напруж. арматура}$$

$$\frac{E_3}{E_6} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,3 \cdot 10^5} = 6,66 - \text{не напр арматура.}$$

Площа прерізу [18,20]

$$A_{red} = A + aA_{sp} + aA_{s'} = 2,5 \cdot 295 + 22 \cdot 0,425 + 6,35 \cdot 8,88 + 6,66 \cdot 1,57 = 1739 \text{ см}^2$$

Статичний момент перерізу [19]:

$$S_{red} = S + aS_{SP} + aS_S = 295 \cdot 43,75 \cdot 2,5 + 22 \cdot 42,5 \cdot 21,5 + 6,35 \cdot 8,88 \cdot 12 \cdot 1 + 6,66 \cdot 1,57 \cdot 43,8 = 53502,8 \text{ см}^3$$

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{53502,8}{1739} = 30,8 \text{ см}$$

$$h - y_0 = 45 - 30,8 = 14,2 \text{ см}$$

Момент інерції [19]

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{5318}{1739} = 3,06 \text{ см}$$

Жорсткість плити в розтягнутій зоні [18,20]

$$B = \varphi \beta_1 E \beta \cdot I_{red} = 0,85 \cdot 0,3 \cdot 10^5 \cdot 163790 = 4,18 \cdot 10^8 \text{ кН/см}^2$$

Напружена арматура класу А800 [28]

$$R_S = 80000 \text{ кН/см}^2 \quad R_{S,ser} = 100000 \text{ кН/см}^2$$

$$A_{SP} = \frac{M_{CP}}{0,9 h_0 R_S} = \frac{232,9 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 38,7 \cdot 80000} = 8,36 \text{ см}^2$$

$$l_0 = 450 - \frac{65}{2} - 31 = 38,7 \text{ см}$$

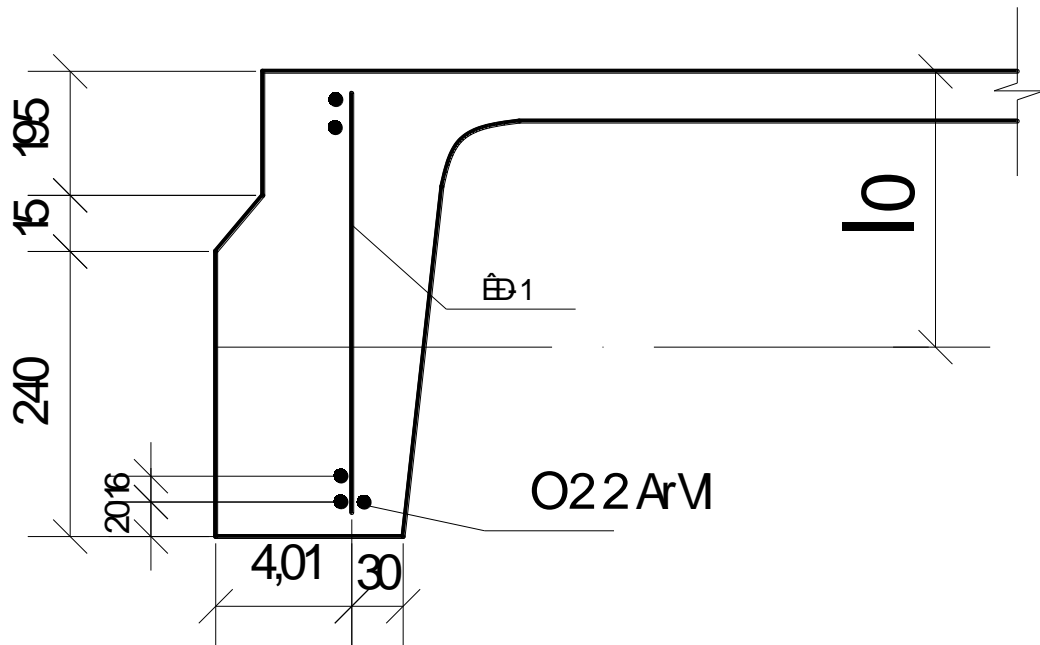


Рис.2.7. Армуння повздожнього ребра каркасом

Контролюєме напруження [19]:

$$\delta_{SP} = 0,7 \cdot R_{s,ser} = 0,7 \cdot 100000 \text{кН} / \text{см}^2$$

Переріз з умови тріщиностійкості[18,20]

$$A_{SP} = \frac{M}{0,6 \cdot \delta_{sp} \cdot h_0} = \frac{232,9 \cdot 10^5}{0,6 \cdot 700 \cdot 38,7} = 14,33 \text{см}^2$$

На одне ребро арматура $A_{SP} = 7,2 \text{см}^2$, вибираємо [28] 2Ø22A800.

У розглянутій зоні - конструктивно [28] 1Ø10 A400.

Біля опори [28] 2Ø10 A400.

Розрахунок за тріщиностійкістю.

Визначимо момент, який сприймається перерізом, паралельним до поздовжньої осі елемента[20].

$$M_{crc} = R_{s,ser} W_{pl} + p(l_0 + r_y)$$

$$M_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 5318 = 2,45 \text{см}$$

де $\gamma = 1,75$ т.2 додаток. VI (1)

$$r_y = \frac{0,8 W_{red}}{A_{sp}} = \frac{0,8 \cdot 5318}{1779} = 2,45 \text{см}$$

$$l_0 = 308 - 120 = 88 \text{мм} = 8,8 \text{см}$$

$$M_{crc} = 10000 \cdot 9309 + 697(8,8 - 2,45) = 238,5 \text{кН} / \text{м}$$

Момент від нормативного навантаження, визначений у середині прольоту[18].

$$M_c^n = 192 \text{кН} \cdot \text{м} < M_T = 238,5 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Таким чином, переріз у середині прольоту працює в умовах обмежених тріщин.

Розрахунок підвіски.

Підвіску передбачено з планування запобігання прогину арматури зтяжки під дію власної ваги. Розрахунок підвіски виконується на розтягувальне зусилля, що погіршується від ваги половини арматури зтяжки [18-20].

$p = 200 \text{ кг} , \text{ отже зусилля } N = 100 \text{ кг} \cdot \text{см} = 1 \text{ кк}$

$$\text{Необхідна площа } A_{\text{норм}} = \frac{N}{R\gamma} = \frac{1 \text{ кк}}{28 \text{ ккН} / \text{см}^2 \cdot 1} = 0,095 \text{ см}^2$$

Приймаємо арматуру відповідно до результатів розрахунку [28] $\text{Ø}6 \text{ A300}$
з $A_s = 0,286 \text{ см}^2$.

2.3. Розрахунок фундаменту

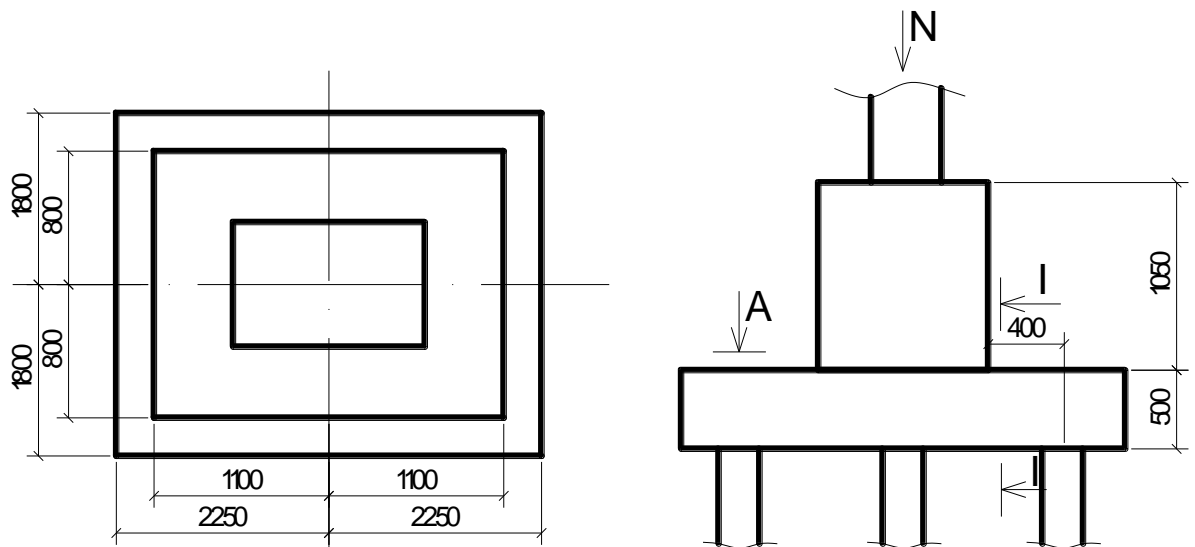


Рис.2.8. Геометричні параметри фундаменту

Згідно з результатами розрахунку несучого каркаса будівлі, найбільше навантаження передається на фундамент[23]:

$$N = 31,7 \cdot \frac{24}{2} + 31,7 \cdot 6 \cdot 3 + 31,7 \cdot \frac{30}{2}$$

$$N_{\text{max}} = 1426,5 \text{ ккН} + P_{\text{колонн}} P_{\text{консолі}}$$

$$N_{\text{max}} = 1426,5 + 132 + 80,5 = 1640 \text{ ккН}$$

Виконання розрахунку паль

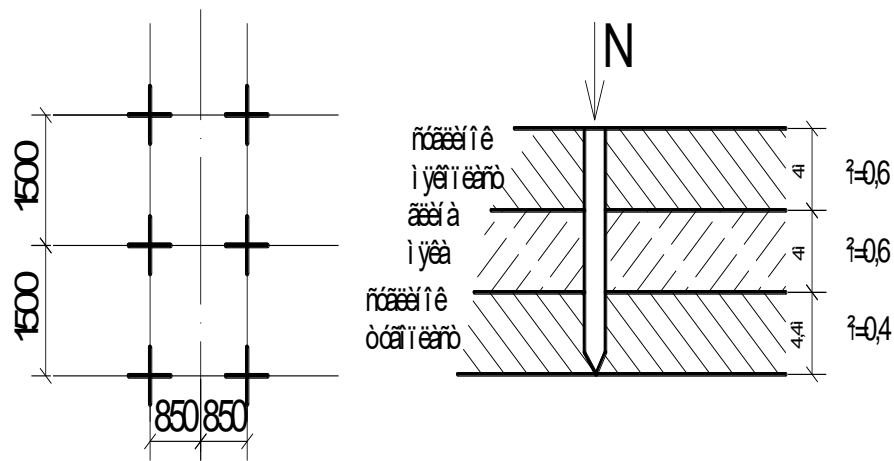


Рис.2.9. Розташування паль

Сумарне навантаження на пальовий куц[23]:

$$N_{заг} = N_{max} + N_{ф-му} + M_{пали}$$

$$N_{заг} = [4,5 \cdot 36 \cdot 0,5) + (2,6 \cdot 1,7 \cdot 1,5)] \cdot 1,1 \cdot 2,4 = 39,4 = 394кН$$

$$N_{пали} = 2,2 = 22кН$$

$$N_{заг} = 1640кН + 394кН + 22кН = 2056кН$$

Розрахункове максимальне навантаження на одну палю[23]:

$$N_{маз} = \frac{2056}{6} = 393кН$$

Розрахункова несуча здатність палі [23]:

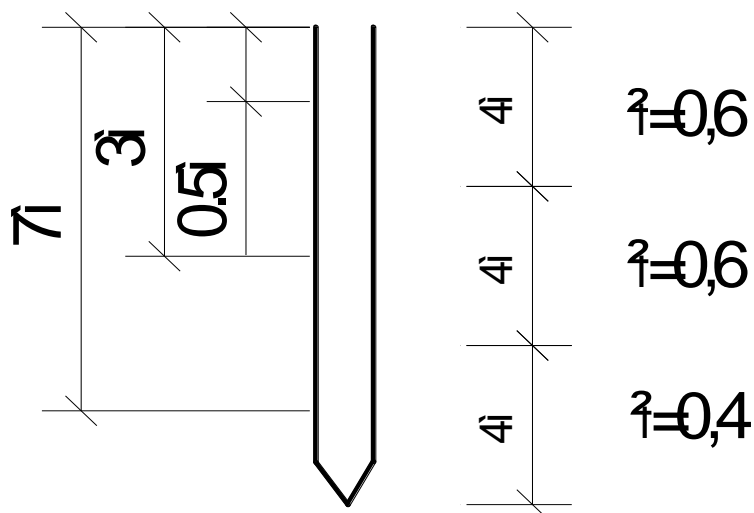


Рис.2.10. Схема розташування палі в ґрунті

$$F_a = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot RA + UE \gamma_{cf} I_i h_c), \text{ де } \gamma_c = 1, \gamma_{cr} = 1, \gamma_{cf} = 1$$

R – розрахунковий опір ґрунту під палею згідно ДБН [11] табл.1

$$R = 2000 \text{ кН/м}^2$$

A – площа палі $A = 0.3 \cdot 0.3 = 0.09 \text{ м}^2$

U – зовнішній периметр $U = 1.2 \text{ м}$

I_i – розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні згідно ДБН [11] таб.2

$$I_1 = 25 \text{ кН/м}^2, \quad I_2 = 18 \text{ кН/м}^2, \quad I_3 = 29 \text{ кН/м}^2$$

$$F_a = 2000 \cdot 0.09 + 1.2[(25 \cdot 1) + (18 \cdot 4) + (29 \cdot 4)] = 435 \text{ кН} \geq N_{\text{max}} = 393 \text{ кН}$$

Отже, приймаємо 6 палей перерізом 30x30см довжиною L=900см

Розрахунок фундаментної плити на згин

Розрахунковий згинальний момент у перерізі I–I на межі підколонного стакану [23].

$$M_{I-I} = \sum P \cdot l = N_{\text{max}} \cdot 2 \cdot l = 393 \cdot 2 \cdot 0.4 = 315 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Площа перерізу арматури класу А400

$$a_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{3150000}{76.5 \cdot 360 \cdot 45^2} = 0.056$$

$$V = 0.98 \rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot V \cdot h_0} = \frac{3150000}{3750 \cdot 0.98 \cdot 45} = 19.1 \text{ см}^2$$

Приймаємо [28] 18Ø12А400 у поздовжньому напрямку з кроком 200 мм з $A_{\phi} = 1.31 \cdot 18 = 23.6 \text{ см}^2$

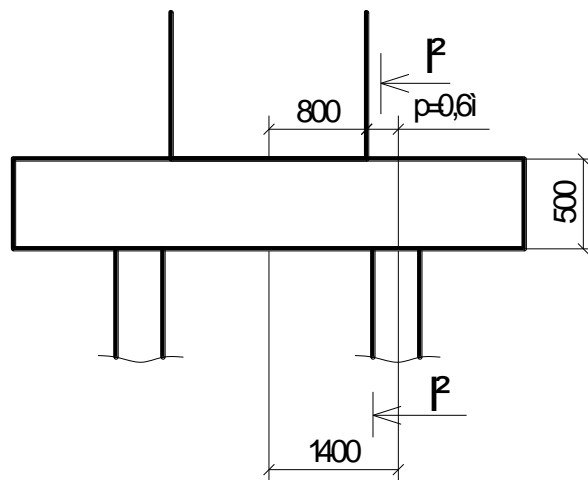


Рис.2.11. Розташування палі з ексцентриситетом

З другого боку фундаментної плити [23] $e = 1400 - 800 = 600 \text{ мм} = 0,6 \text{ м}$

$$\sum P = N_{\text{max}} \cdot 3 = 393 \cdot 3 = 1179 \text{ кН}$$

$$M_{II-III} = \sum P \cdot e = 1179 \cdot 0,6 = 707 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$a_m = \frac{7070000}{76,5 \cdot 450 \cdot 45^2} = 0,091$$

$$\nu = 0,96 \quad A_s = \frac{7070000}{3750 \cdot 0,96 \cdot 45} = 44 \text{ см}^2$$

Приймаємо 22Ø16 A400 в короткому напрямі з кроком 200мм з $A_{\phi} = 44,24 \text{ см}^2$

Розрахунок поперечного перерізу підколонника

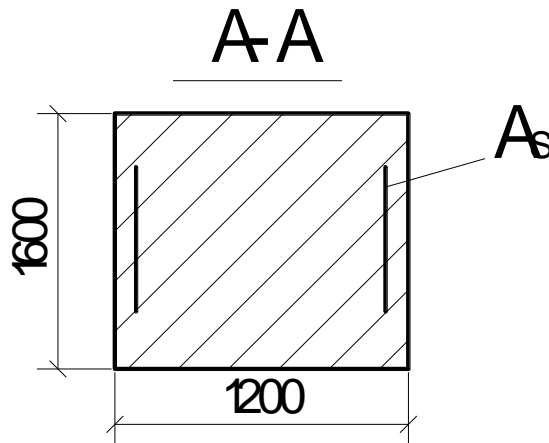


Рис.2.12. Переріз підколонника

Приймаємо армування підколонника по гранях [28] 4Ø22 A400 з $A_{\phi} = 44,24 \text{ см}^2$

$$\text{Тоді як } l_1/l = \frac{1050}{2200} = 0,7 < 6 \text{ то } n = 1$$

$$\text{Висота стиснутої зони [23]} \quad a = \frac{N + R_s A_s}{\gamma_{\Sigma} \cdot R_b \cdot b} = \frac{1,64 + 365 \cdot 15,2 \cdot 10^{-10}}{0,9 \cdot 7,5 \cdot 1,6} = 0,2 \text{ м}$$

$$\text{арматуру в стиснутій зоні не враховуємо} \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,2}{2,1} = 0,09 \text{ см}$$

$$\xi_R = \frac{W}{1 + \delta_{SR} \left(1 - \frac{W}{1,1}\right) / \delta_{SC}}, \text{ де}$$

$$W = a - 0,008R_B = 0,85 - 0,008 \cdot 7,5 \cdot 1,5 = 0,76$$

$$\delta_{SR} = R_S - \delta_{SP} = 365 \text{ МПа}$$

$$\delta_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$$

$$\xi_R = 0,760 / [1 + 365(1 - 0,76/1,1) / 500] = 0,65 > \xi = 0,09$$

$$N \cdot l \leq R_{\sigma} \cdot \sigma \cdot x(h_0 - 0,5x)$$

Випадковий ексцентрисетет [23] $e_{st} = e_{ef} / 30 = 220 / 30 = 7,3 \text{ см} = 0,073 \text{ м}$

$$e = e_{st} + e_0 + 0,5(h_0 - a') = 0,073 + \frac{M}{N} + 0,5(2,1 - 0,1) = 0,073 + 1 = 1,073 \text{ м}$$

$$Nl = 1640 \cdot 1,073 = 1760 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тоді права частина рівня [23]

$$R_{\sigma} \cdot \sigma \cdot x(h_0 - 0,5x) = 6,75 \cdot 1,5 \cdot 0,2(2,1 - 0,5 \cdot 0,2) = 4050 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Тоді, $Nl = 1760 \text{ кН} \cdot \text{м} < 4050 \text{ кН} \cdot \text{м}$ Отже, переріз підколонника з арматурою 4Ø22 А400 відповідає вимогам міцності..

У стакані підколонника передбачаємо 5 горизонтальних сіток із арматури 4Ø8 А400.

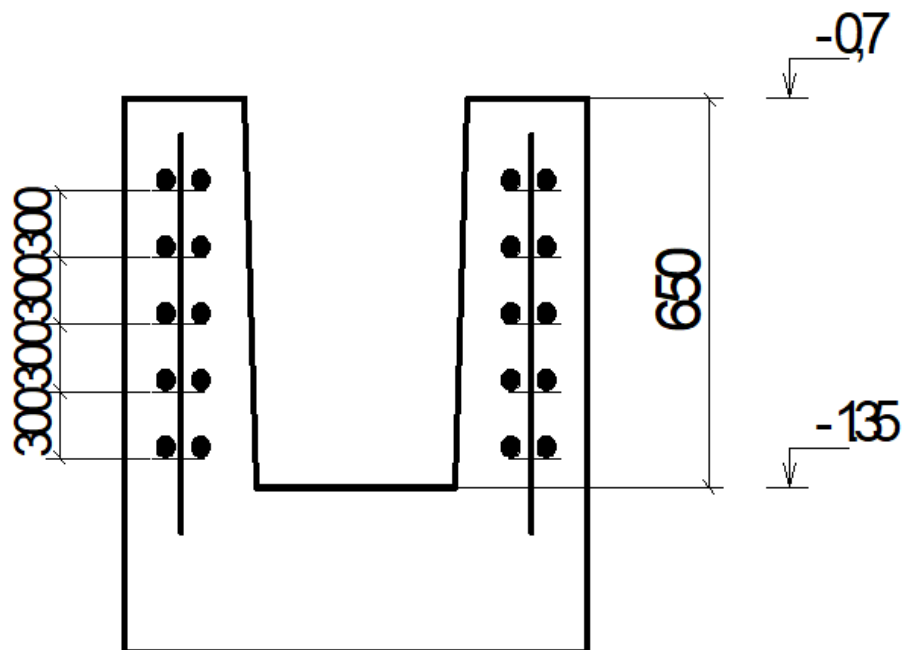


Рис.2.13. Армуння стакана підколонника

2.4. Виконання розрахунку тришарової стінової панелі з облицюванням з оцинкованої сталі

1. Навантаження, температурні впливи та їх комбінації [7,8] .

Район будівництва – м. Львів

Швидкість вітру [24] $q_0 = 45 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 0,45 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2}$

Нормативне значення статичної складової вітрового навантаження визначається за формулою [24] : $q_{n_0} = q_0 l_c$

к - коефіцієнт, що враховує зміну напору по висоті $k=0,9$

с – аеродинамічний коефіцієнт приймаємо $c=1$, $q_n = 0,45 \cdot 0,9 \cdot 1 = 0,343 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2}$

Урахування температурних і кліматичних впливів дод.3 [12]

а) Нормативне та розрахункове значення температури внутрішнього повітря для виробничих приміщень приймається таким

$t_{M}^e = t^{Rt} = 20^\circ \text{C}$ - температура внутрішнього повітря.

$t_{n}^{ex} = t^{ex} = 18^\circ \text{C}$ - те ж в холодну пору року.

б) температуру зовнішнього повітря $t^n = 26^\circ \text{C}$, $t^z = -20^\circ \text{C}$

в) Нормативні та розрахункові перевищення температури зовнішньої поверхні огорожувальних конструкцій над температурою зовнішнього повітря в нічний період визначаються за формулою:

$T_2^n = T_2 = 0,5 \cdot A_\kappa + \frac{P \Delta \varphi}{aH}$ - перевищення температури.

A_{VA} - середня температура добових коливань. Температура зовнішнього повітря в липні $A_{VII} = 12^\circ \text{C}$

P- коефіцієнт поглинання тепла сонячної радіації зовнішньої поверхні огороження. Сталь оцинкована – $p=0,7$

$\Delta \varphi$ - різниця між і середньо добової сонячної радіації $\Delta \varphi = 430$

a_n - коефіцієнт тепловіддачі $a_n = 5 \frac{\text{ккал}}{(\text{г} \cdot \text{м}^2 \cdot ^\circ \text{C})}$

$T_2 = 0,15 \cdot 12 + \frac{0,7 \cdot 430}{5} = 48$

г) Значення температурного перепаду по товщині панелі для теплого періоду року:

$$g^T = t^{e_2} - t^T - T_2 \quad g^T = 20 - 85 - 48 = -33^\circ C$$

для холодного періоду року $g^x = t^{e_x} - t^x$; $g^x = 18 + 20 = 38^\circ C$

д) Поєднання часових навантажень і температурно-кліматичних впливів приймаємо згідно з т.5 [12].

Нормативні та розрахункові значення температури зовнішнього повітря в теплий і холодний періоди року визначаються за формулами:

$$t_H^T = t_v + \Delta V_H = 20 + 6 = 26^\circ C$$

$$t^T = t_H^T + 3 = 29^\circ C$$

$$t_H^X = t_1 + \Delta_1 = 35 - 15 = 20^\circ C$$

$$t_x = t_H^X - 6^\circ C = 14^\circ C$$

е) Початкова температура відповідає моменту замикання конструкції в завершену конструкційну систему, в тепл. t_0^T і хол. t_0^X пору року

$$t_0^T = 0,8 \cdot t_{VII} + 0,2t_1 = 0,8 \cdot 20 + 0,20(-5) = 15^\circ C$$

$$t_0^X = 0,2 \cdot t_{VII} + 0,8t_1 = 0,2 \cdot 20 + 0,8(-5) = 0^\circ C$$

2. Виконуємо визначення геометричних характеристик прийнятого перерізу панелі та встановлюємо тип панелі т.3.4[12].

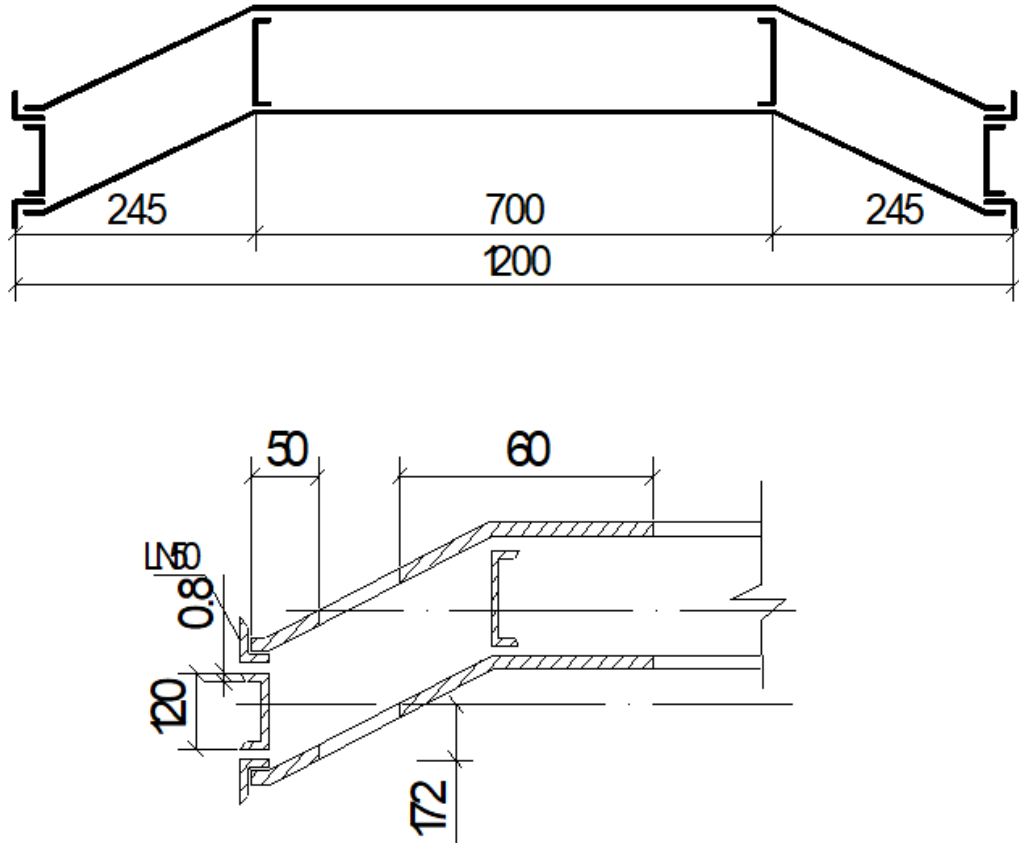


Рис.3.14. Геометричних характеристики панелі

У роботі поздовжнього ребра враховується 50t обшивки, де t — товщина обшивки $c = 50t = 50 \cdot 1,2 = 60 \text{ мм}$

Момент інерції [8]:

$$I_c = \frac{2 \cdot 0 \cdot 0,08^3}{12} \cdot 2 + 2,59 \cdot 6^2 \cdot 2 \cdot 0,08 + \frac{0,08 \cdot 12^3}{12} = 22,9 \text{ см}^4$$

Момент крайнього ребра $I_{np} = I_R + 2I_c + 2y$

$$I_c = 22,9 \text{ см}^4; \quad I_L = 11,24 \text{ см}^4$$

$$y = \frac{5 \cdot 0,08^3}{12} = 0,0002 \text{ см}^4 \quad F = 5 \cdot 0,08 = 0,4 \text{ см}^2$$

$$I_{np} = 22,9 + 2 \cdot 11,24 + 2(6+1,42)^2 \cdot 4,8 + 2 \cdot 0,0002 + 2(6+0,2+0,05)^2 \cdot 0,4 = 605,2 \text{ см}^4$$

Встановлюємо положення нейтральної осі [7] $X = \frac{\sum S}{\sum F}$

$$\sum S = [0,12 \cdot 6 \cdot 0,06 + 0,08(2+12)6 + 0,12 \cdot 6 \cdot 12] \cdot 2 = 30,8 \text{ см}^3$$

$$\sum F = 4,8 \cdot 2 + 0,12 \cdot 4 \cdot 0,2 + 0,08(2+12)2 + 0,08(2+12)2 + 6 \cdot 0,12 \cdot 4 = 17,92 \text{ см}^2$$

$$X = \frac{30,8}{17,92} = 1,72 \text{ см}$$

Зводимо значення моментів інерції ребер до нейтральної осі[7]:

$$I_{cp}^{np} = 22,9 + 10,28^2 (16 \cdot 0,08) = 158,2 \text{ см}^4$$

$$I_{кр}^{np} = 605,2 + 1,72^2 [(16 \cdot 0,08) + 4,8 \cdot 2 + 5 \cdot 1,2] = 667 \text{ см}^4$$

Загальний момент інерції панелі[7].

$$I = 2I_{cp}^{np} + 2I_{кр}^{np} = 667,2 + 158,2 \cdot 2 = 1671 \text{ см}^4$$

Визначаємо тип панелі за приведеним моментом інерції[7]:

$$E_{cp} = \frac{E}{1 - \mu^2}$$

μ - коефіцієнт Пуасона

$$\frac{2,1 \cdot 10^6 (667,7 + 158,2 \cdot 2)}{3 \cdot 10^6 \cdot 16H} = 0,3 > 0,8 \cdot \frac{70}{1200} = 0,07$$

Панель належить до I типу за умови однакових обшивок.

$$I = 1671 \text{ см}^4;$$

$$I = 2\eta \frac{I_p^{np}}{6} + \frac{\varrho \delta^2}{2} = 2,2 \frac{667}{6} + \frac{1,43 \cdot 0,1 \cdot 12}{2} = 445,5 \text{ см}^4$$

$$W = \frac{2I}{\varrho(C+S)}; \quad \eta = 1 + \frac{4-2}{2} = 2; \quad \varrho = \frac{E_{ep}}{E_{rep}} = \frac{3 \cdot 10^4}{2,1 \cdot 10^4} = 1,43$$

$C=120$ мм – висота панелі.

δ - товщина обшивки.

$$W = \frac{2 \cdot 1671 \cdot 445,4}{1,43(12 \cdot 0,1)} = 51,5 \text{ см}^3$$

Напруження та зусилля в елементах панелі визначаємо.

а) нормальні напруження в обшивках [8] $\delta = \frac{M}{N}$

б) зсуваюче напруження [8] $\tau_p = \frac{W}{Z_n} \cdot \frac{Q_e}{c \cdot d}$

$$W = \frac{E_p^{ef} \cdot F_p^{cp}}{C_p^{ef} \cdot F_p^{kp}} = \frac{2,1 \cdot 10^6 \cdot F_p^{cp}}{2,1 \cdot 10^6 \cdot F_p^{kp}} = 1$$

Встановлюємо зусилля, що діють у панелі.

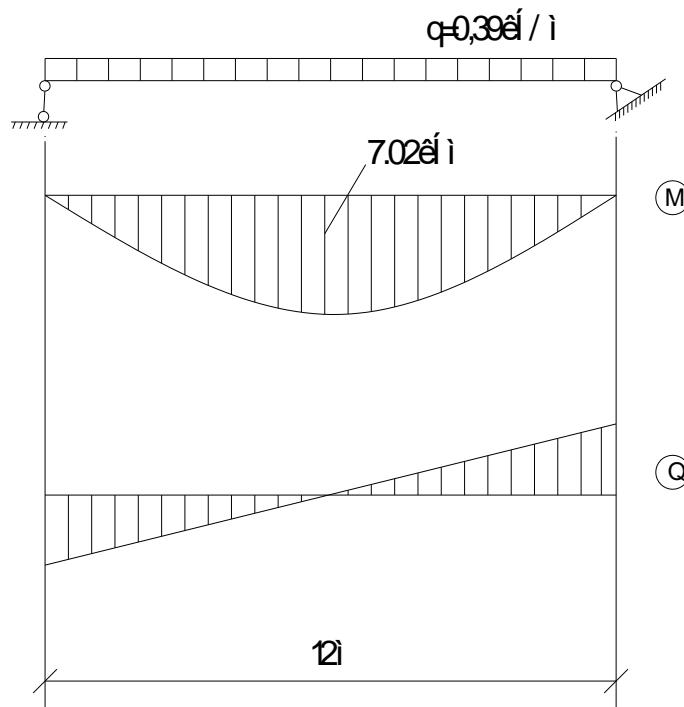


Рис.2.15. Епюра «М» і «Q» у панелі

q – погонне навантаження на панель

$$q = q_n \cdot n \cdot v; \quad q_n = 270 \frac{H}{M^2}$$

n - коефіцієнт перевантаження.

v – ширина (висота) панелі.

$$v = 1,2 \text{ м}; \quad q = 270 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 389 \frac{H}{M} = 0,39 \text{ кН/м}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,39 \cdot 1,2^2}{8} = 7,02 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad Q = q_x \cdot V_A$$

$$V_A = V_B \frac{ql}{2} = \frac{0,39 \cdot 1,2}{2} = 2,34 \text{ кН}$$

$$X = 0; \quad Q = q \cdot 0 - 2,34 = 2,34 \text{ кН}$$

$$a = l; \quad Q = 0,39 \cdot 1,2 - 2,34 = 2,34 \text{ кН}$$

Напруження.

а) в обшивках[8]:

$$\delta = \frac{M}{N} = \frac{7,02 \cdot 100}{51,5} = 13,63 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

б) дотичне напруження[8]:

$$\tau = \frac{W \cdot Q_v}{2\eta \cdot C_a} = \frac{2,34 \cdot 120}{2 \cdot 2 \cdot 12 \cdot 0,08} = 73,12 \text{ кН/см}^2$$

в) Зсувне зусилля у з'єднанні ребер з обшивкою[8] .

$$T = \frac{W \cdot Q_v}{2\eta \cdot I} \delta_c = \frac{1 \cdot 2,34 \cdot 120 \cdot 1,2}{4 \cdot 2 \cdot 1671} = 0,025 \text{ кН/см}^2$$

3. Напруження та зусилля від температурних впливів у панелях по двох протилежних сторонах не враховуємо.

Як поздовжні ребра використовуємо перфоровані елементи нижнього профілю. Визначаємо висоту полички так, щоб переріз з отвором мав момент інерції, рівний моменту інерції суцільного перерізу.

Приймаємо значення $a = 19,5$ мм.

Розрахунок за прогинами :

$$\text{Допустимий прогин } [f] = \frac{1}{150} l = \frac{1}{150} \cdot 1200 = 8 \text{ см}$$

$$\text{Фактичний прогин } y = \frac{5ql^4}{384EI},$$

q – погонне навантаження

l – розрахунковий прольот панелі $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$

E – модуль пружності матеріалу обшивки

$$y = \frac{5 \cdot 0,0039 \cdot 1200^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 1671} = 2,88 \text{ см} < [f] = 8 \text{ см}$$

Отже, конструкція відповідає вимогам щодо прогинів.

3.ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

3.1.Вплив об'ємно-планувального та конструктивного рішення на методи технології та організації будівництва

Конструктивна схема будівлі прийнята каркасного типу, що забезпечує високу просторову жорсткість, надійність та ефективність при зведенні споруди. Використання каркасної системи позитивно впливає на організацію будівельного процесу, оскільки дозволяє виконувати монтаж конструкцій поетапно та застосовувати потокові методи будівництва.

Несучими вертикальними елементами є залізобетонні колони, розташовані з кроком 30,36 м та 30 м. Таке планувальне рішення забезпечує раціональне використання внутрішнього простору будівлі та створює умови для розміщення великогабаритного обладнання або організації значних відкритих площ без додаткових проміжних опор. Монтаж колон виконується за допомогою вантажопідіймальних механізмів із попередньою геодезичною розбивкою та контролем вертикальності елементів.

Покриття будівлі спирається на металеві ферми, які розташовані вздовж прольотів 30,36 м і 30 м. Використання металевих ферм дає можливість перекивати великі прольоти при відносно невеликій масі конструкцій, що знижує навантаження на фундаменти та прискорює процес монтажу. Крім того, заводське виготовлення металевих елементів сприяє підвищенню точності складання та скороченню термінів будівництва.

Конструкція покриття передбачає застосування двох плит, які з'єднуються затяжками в аркову систему. Таке рішення забезпечує підвищену жорсткість і стійкість покриття, а також сприяє більш рівномірному розподілу навантажень. Монтаж плит покриття здійснюється після встановлення та закріплення ферм, із дотриманням вимог техніки безпеки та послідовності монтажних робіт.

Прийняті об'ємно-планувальні та конструктивні рішення дозволяють ефективно організувати будівельний процес, забезпечують можливість

застосування індустріальних методів монтажу, скорочення трудомісткості робіт та підвищення темпів будівництва.

Прийнята конструктивна схема будівлі суттєво впливає на послідовність виконання будівельно-монтажних робіт, вибір технологічних методів та організацію будівництва в цілому. Значні розміри сітки колон — 30×24 м та 36×24 м — обумовлюють необхідність улаштування надійної фундаментної системи, здатної сприймати значні вертикальні та горизонтальні навантаження.

Під колони передбачено влаштування пальового фундаменту з глибоким зануренням паль до 11 м, що забезпечує необхідну несучу здатність основи та стійкість споруди. По оголовках паль улаштовується монолітний залізобетонний ростверк, який об'єднує палі в єдину просторову систему та рівномірно передає навантаження на основу. Для встановлення колон передбачені підколонники стаканного типу, що спрощує монтаж збірних залізобетонних елементів і забезпечує точність їх встановлення.

Несучі конструкції покриття виконані із металевих ферм, розташованих уздовж будівлі. У конструктивній схемі використовується консольно-балочна система, яка забезпечує ефективний розподіл навантажень між несучими елементами. На середні колони спираються консольні підкрюквяні металеві ферми, що виконують функцію проміжних опор для основних ферм великого прольоту. У прольоті 36 м встановлюється ферма довжиною 74 м, яка дозволяє частково розвантажити ферму крайнього прольоту довжиною 30 м та підвищити загальну жорсткість конструктивної системи.

По верхніх поясах ферм улаштовується конструкція покриття, що складається з двох плит, з'єднаних затяжками в аркову систему. Таке конструктивне рішення забезпечує підвищену просторову жорсткість покриття, зменшує деформації та сприяє більш рівномірному розподілу навантажень. Монтаж елементів покриття виконується поетапно із

застосуванням вантажопідіймальної техніки та тимчасових монтажних кріплень.

Застосування великопрольотних металевих конструкцій, паливових фундаментів і збірно-монолітних елементів дозволяє впроваджувати індустриальні методи будівництва, скорочувати строки виконання робіт та підвищувати ефективність організації будівельного процесу.

3.2. Будгенплан

На будівельному генеральному плані, крім існуючих та проєктованих споруд, передбачаються також тимчасові будівлі й споруди, необхідні для забезпечення нормальної організації будівельного процесу. Основне призначення будгенплану полягає у створенні на будівельному майданчику раціональної системи будівельного господарства, яка забезпечує безпечні та ефективні умови праці, безперервність виконання робіт, а також оптимальне розташування будівельних машин, механізмів, інженерних комунікацій, складів, тимчасових споруд і транспортних шляхів.

Раціонально розроблений будгенплан сприяє скороченню внутрішньомайданчикових перевезень, зменшенню втрат часу при виконанні будівельно-монтажних робіт та підвищенню загальної ефективності організації будівництва.

На будівельному генеральному плані передбачено та відображено [27]:

- існуючі будинки і споруди;
- проєктований виробничий корпус;
- існуючі та тимчасові автомобільні дороги;
- існуючі й проєктовані інженерні мережі;
- тимчасові будинки та споруди, необхідні для забезпечення

будівельного процесу, а саме:

- адміністративно-побутові приміщення;
- виробничі тимчасові споруди;
- механізовані установки;

- складські майданчики та приміщення;
- тимчасові дороги і під'їзди для роботи будівельних механізмів;
- тимчасові комунікації, необхідні на період будівництва;
- огороження території будівельного майданчика;
- система освітлення території будівництва.

Розрахунок об'ємів тимчасового будівництва

Обсяги тимчасового будівництва визначаються окремо для адміністративних, санітарно-побутових та виробничих приміщень, які необхідно розмістити безпосередньо на території будівельного майданчика. Потреба у тимчасових спорудах встановлюється на основі розрахункової чисельності персоналу, зайнятого на будівництві.

Чисельність працюючих визначається відповідно до календарного плану виконання робіт та графіка руху робочої сили. Згідно із сітковим графіком, максимальна кількість робітників на будівельному майданчику становить 15 осіб. Кількість інженерно-технічних працівників (ІТР) приймається у розмірі 12% від числа робітників і становить 2 особи. Крім того, передбачено 3 працівники молодшого обслуговуючого персоналу та охорони.

Площі адміністративно-побутових приміщень визначаються відповідно до нормативних показників і діючих будівельних норм. При цьому враховуються вимоги щодо забезпечення працівників гардеробними, приміщеннями для відпочинку, санітарно-гігієнічними вузлами та іншими необхідними побутовими умовами.

Під час переходу від розрахункових нормативних показників до підбору конкретних типових тимчасових споруд можуть виникати певні відхилення у бік збільшення площ, особливо при використанні мобільних або контейнерних будівель. Остаточний вибір тимчасових приміщень виконується на основі паспортних характеристик реальних типових проектів і конструкцій, що забезпечують необхідні умови експлуатації та відповідають вимогам охорони праці й техніки безпеки.

Визначення потреби в електроенергії[10]:

Необхідна потужність $P_n = K_c \cdot P_y$

$K_c = 0,6$ - коефіцієнт ночину.

P_y - встановлена потужність токоприймачів.

Для забезпечення потреб будівельного майданчика в електроенергії виконується розрахунок тимчасового електропостачання з урахуванням встановленої потужності основних споживачів електроенергії. Електропостачання необхідне для роботи будівельних машин і механізмів, освітлення території та тимчасових споруд, а також для виконання окремих технологічних процесів під час будівництва.

До основних споживачів електроенергії на будівельному майданчику належать[10]:

- освітлення тимчасових споруд — 2 кВт;
- освітлення робочих місць та будівельного майданчика — 4 кВт;
- зварювальний апарат — 24 кВт;
- електричні лебідки — 10 кВт;
- баштовий кран (у разі роботи від електромережі) — 30 кВт.

Сумарна встановлена потужність електроспоживачів становить[10]:

$$P_{\text{заг}}=2+4+24+10+30=70 \text{ кВт}$$

Для забезпечення надійного електропостачання будівельного майданчика передбачається підключення до міської електромережі через низьковольтний тимчасовий генераторний пункт (НТГ). З урахуванням коефіцієнтів одночасності роботи механізмів та нерівномірності навантаження розрахункова потужність приймається на рівні 35 кВт.

Тимчасова система електропостачання повинна відповідати вимогам електробезпеки, забезпечувати безперебійну роботу обладнання та мати необхідні засоби захисту від перевантаження й короткого замикання. Електричні мережі на будівельному майданчику виконуються з урахуванням

вимог охорони праці, пожежної безпеки та умов експлуатації у тимчасових умовах будівництва.

Визначення потреби в спорудах санітарно-побутового призначення

Для забезпечення нормальних умов праці та дотримання санітарно-гігієнічних вимог на будівельному майданчику передбачається влаштування тимчасових споруд санітарно-побутового призначення. До таких споруд належать гардеробні, приміщення для відпочинку та обігріву працівників, умивальні, душові, санітарні вузли, приміщення для приймання їжі та інші побутові приміщення.

Потреба у санітарно-побутових спорудах визначається на основі максимальної чисельності працівників, які одночасно перебувають на будівельному майданчику, з урахуванням інженерно-технічного персоналу, молодшого обслуговуючого персоналу та охорони.

Відповідно до календарного плану та графіка руху робочої сили, максимальна кількість працюючих на об'єкті становить[10]:

- робітники — 15 осіб;
- інженерно-технічні працівники — 2 особи;
- молодший обслуговуючий персонал та охорона — 3 особи.

Загальна чисельність персоналу на будівельному майданчику становить:

$$N=15+2+3=20 \text{ осіб}$$

Площі санітарно-побутових приміщень визначаються відповідно до діючих нормативів та розрахункових показників на одного працівника. При проектуванні враховуються умови праці, тривалість перебування працівників на майданчику, а також вимоги охорони праці та виробничої санітарії.

Для забезпечення потреб працюючих на будівельному майданчику передбачається:

- гардеробна для зберігання спецодягу;
- приміщення для відпочинку та обігріву працівників;

- умивальники та санітарні вузли;
- місце для приймання їжі;
- приміщення для адміністративного персоналу та виконроба.

Тимчасові санітарно-побутові споруди приймаються, як правило, контейнерного або збірно-розбірного типу, що дозволяє скоротити строки їх монтажу та забезпечити можливість багаторазового використання. Остаточний вибір типу споруд здійснюється за паспортними характеристиками типових проектів з урахуванням необхідної площі та умов експлуатації.

Кількість робітників в зміну – $15+2+3=20$ чол.

Розрахунок ведемо за формулою[10]:

$$S_{необ} = S_u \cdot N$$

S_u - Необхідна площа на 1 люд.

N – кількість робіт в зміну.

- гардеробні $S_{необ} = 0,82 \cdot 16 = 12,3 м^2$

- душові $S_{необ} = 0,82 \cdot 20 = 126,4 м^2$

- сушилка $S_{необ} = 0,2 \cdot 20 = 4 м^2$

- їдальня $S_{необ} = 1,2 \cdot 20 = 24 м^2$

- приміщення для обігріву $S_{необ} = 0,1 \cdot 20 = 2 м^2$

- вбиральні $S_{необ} = (0,07 \cdot 20) \cdot 0,7 + (0,14 \cdot 20) \cdot 0,3 = 4 м^2$

Розрахунок складських приміщень

Організація складського господарства на будівельному майданчику є важливою складовою будівельного процесу, оскільки значна частка загальних витрат припадає на будівельні матеріали, вироби та конструкції. Правильне визначення площ складських приміщень забезпечує безперервність постачання матеріалів і ритмічне виконання будівельно-монтажних робіт.

До основних вимог, що висуваються до складів, належать[10]:

- забезпечення збереження будівельних матеріалів, виробів і конструкцій;
- створення умов для безпечного та ефективного виконання вантажно-розвантажувальних робіт;
- максимальна механізація складських процесів із застосуванням будівельної техніки.

Приоб'єктні склади розміщують у безпосередній близькості до об'єкта будівництва або по його периметру, що дозволяє скоротити транспортні витрати та забезпечити своєчасну подачу матеріалів до робочих місць, запобігаючи простоям робітників.

Визначення площі складу

Необхідна площа складів визначається за формулою[22]:

$$S = \frac{P}{ZK_{\Pi}} \text{ , де}$$

P – кількість зберігаемого матеріалу.

Z – кількість матеріалу на 1м^2 (нормат.)

K_{Π} - коефіцієнт, що залежить від виду зберігаємої продукції і виду складу.

Для закритих складів $K = 0,5 - 0,7$

для відкритих $0,4 - 0,5$

для складів металу $0,5 - 0,6$

I. Визначаємо площу закритих складів.

Таблиця 3.1.

№	Назва матеріалів	Од. вим.	Необх. к-сть	3-х денний запас	Необхідна площа

1	Оліфа	Т	3,13		
2	Фарби терті	Т	0,38		
3	Мило господарське	Т	0,77		$S = \frac{5,4}{1,5 \cdot 0,5} = 8m^2$
4	Цвяхи будівельні	Т	3,104	24т	
5	Мідний купорос	Т	0,615		
6	Цемент	Т	3721	75т	71m ²

II. Відкриті складські площі для зберігання матеріалів[22].

1. плити перекриття $S = \frac{124}{1,2 \cdot 0,7} = 148m^2$

2. конькові балки $S = \frac{64}{1,9 \cdot 0,7} = 48m^2$

3. щебінь $S = \frac{400}{2,5 \cdot 0,7} = 220m^2$

4. пісок $S = \frac{400}{2,5 \cdot 0,7} = 220m^2$

III. Площі складських приміщень для зберігання матеріалів під навісом[22].

1. Щити опалубочні $145,2m^2$, $S = \frac{145}{1 \cdot 0,5} = 69,2m^2$,

2. Дошки $40 \times 70mm - 62,2m^2$

3. Склад для зберігання арматури $S = \frac{17,9}{54,5 \cdot 0,6} = 5,5m^2$

4. рулонні матеріали $S = \frac{105}{30 \cdot 0,5} = 7m^2$

5. склад для зберігання віконних перепльотів $S = \frac{400}{25 \cdot 0,5} = 30m^2$

Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика

Джерелом тимчасового водопостачання будівельного майданчика є міська водопровідна мережа. Вода на будівництві використовується для

виробничих потреб, господарсько-побутових потреб працівників, а також для потреб пожежогасіння.

Розрахунок системи водопостачання виконується для найбільш інтенсивного періоду водоспоживання, коли одночасно відбувається максимальне виконання будівельно-монтажних робіт та перебування максимальної кількості працівників на об'єкті.

Визначення витрати води

Загальна витрата води на будівельному майданчику складається з трьох основних складових[10]:

- витрати на виробничі потреби (зволоження бетону, приготування розчинів, миття інструменту тощо);
- витрати на господарсько-побутові потреби (питна вода, умивання, душові та санітарні вузли);
- витрати на пожежогасіння (приймаються за нормами для будівельних майданчиків).

Сумарна розрахункова витрата води визначається за формулою[10]:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{поб}} + Q_{\text{пож}}$$

$Q_{\text{заг}}$ — загальна витрата води, л/с;

$Q_{\text{вир}}$ — витрата води на виробничі потреби, л/с;

$Q_{\text{поб}}$ — витрата води на побутові потреби, л/с;

$Q_{\text{пож}}$ — витрата води на пожежогасіння, л/с.

Після визначення загальної витрати виконується розрахунок секундних витрат води для найбільш навантаженого періоду будівництва. Отримане значення використовується для підбору діаметра тимчасових водопровідних мереж та визначення параметрів підключення до міської системи водопостачання.

Проектування тимчасової системи водопостачання повинно забезпечувати безперебійне водопостачання всіх споживачів на будівельному майданчику та відповідати вимогам будівельних норм і правил з охорони праці та пожежної безпеки[10].

$$Q_{\text{вир}} = \frac{7049 \cdot 1,5}{6,8 \cdot 3600} = 0,43 \text{ л/сек}$$

$$Q_{\text{зосн}} = \frac{6135 \cdot 3}{8,8 \cdot 3600} = 0,77 \text{ л/сек}$$

$$Q_{\text{ном}} = 0,1 \text{ л/сек}$$

$$Q_p = 0,43 + 0,77 + 0,1 = 1,3 \text{ л/сек}$$

3.3. Технологія виконання робіт

Вантажно-розвантажувальні роботи

Безпосередньо на будівельному майданчику здійснюється приймання та розвантаження матеріалів і конструкцій, що надходять для виконання будівельно-монтажних робіт. Організація вантажно-розвантажувальних робіт є важливою складовою будівельного процесу, оскільки впливає на ритмічність постачання матеріалів і загальну ефективність будівництва.

Розвантажувальні майданчики обладнуються необхідними вантажопідіймальними механізмами, кількість і тип яких визначаються залежно від виду транспорту, що використовується, характеру вантажів та загального вантажообігу на об'єкті. При цьому враховуються вимоги безпеки праці та раціональної організації будівельного процесу.

Сипучі будівельні матеріали доставляються, як правило, залізничним транспортом. Їх розвантаження з вагонів здійснюється із застосуванням грейферних кранів, що забезпечують швидке, безпечне та механізоване виконання робіт з мінімальними втратами матеріалу.

Великогабаритні та довгомірні будівельні конструкції розвантажуються за допомогою кранів із використанням спеціальних такелажних пристосувань. Такі пристосування повинні відповідати вимогам надійності та безпеки, забезпечувати зручність швидкого захоплення і звільнення вантажу, рівномірний розподіл навантаження на гілки стропів, а також виключати можливість самовільного розчеплення під час виконання вантажно-розвантажувальних операцій.

Раціональна організація вантажно-розвантажувальних робіт сприяє підвищенню продуктивності праці, зниженню простоїв транспорту і будівельних машин, а також забезпечує безпечні умови виконання робіт на будівельному майданчику.

Земляні роботи

Земляні роботи на будівельному майданчику включають зняття рослинного шару ґрунту, планування території, а також розробку котлованів під фундаменти. Виконання цих робіт здійснюється із застосуванням землерийної та планувальної техніки з урахуванням проєктних відміток і вимог технології будівництва.

Зняття рослинного шару ґрунту та первинне планування поверхні виконується за допомогою бульдозера. Переміщення ґрунту здійснюється напівповоротним (півкільцевим) способом: бульдозер зрізає та переміщує ґрунт у напрямку місця відсипки, після чого повертається заднім ходом або з розворотом по оптимальній траєкторії до зони набору ґрунту. Даний цикл повторюється до досягнення необхідних планувальних відміток, що забезпечує ефективне використання техніки та зменшення часу виконання робіт.

Розробка котлованів під фундаменти виконується екскаватором з обертовою (зворотною) лопатою. Земляні роботи здійснюються поперечним способом, при якому ґрунт розробляється з подальшим відсипанням у відвал у напрямку, перпендикулярному осі котловану. Така організація робіт дозволяє забезпечити високу продуктивність екскаватора та раціональне використання робочої зони.

Для створення безпечних та ефективних умов роботи екскаватора перед початком виконання земляних робіт здійснюється розбивка котловану із закріпленням осей та меж розробки ґрунту. Також виконується розмітка осей руху екскаватора, що забезпечує точність виконання земляних робіт відповідно до проєктних рішень і підвищує безпеку будівельного процесу.

Пале забивні роботи.

Влаштування палевого фундаменту з готових палей виконується відповідно до проєктної документації та починається з комплексу підготовчих робіт. На цьому етапі здійснюється розбивка осей будівлі з точним закріпленням місць розташування кожної палі згідно з проєктом. Це забезпечує правильність подальшого занурення палей і відповідність фактичного положення конструкцій проєктним рішенням.

Додатково виконується підготовка будівельного майданчика, яка включає влаштування тимчасових транспортних і технологічних шляхів для підвезення палей та роботи будівельної техніки. Організовується приймання, розвантаження та складування палей у місцях тимчасового зберігання. Також забезпечується підведення електроенергії для роботи механізмів і обладнання.

Занурення палей у ґрунт здійснюється за допомогою вібропогружувача, що дозволяє підвищити продуктивність робіт, зменшити ударні навантаження на ґрунт і забезпечити рівномірне занурення елементів до проєктної відмітки. Для підйому, встановлення та точного позиціонування палей у проєктне положення застосовуються самохідні стрілові крани, які забезпечують високу точність монтажу та безпечні умови виконання робіт.

Комплексна організація палевих робіт сприяє підвищенню якості влаштування фундаменту, дотриманню проєктних параметрів і скороченню строків будівництва.

Бетонні та залізобетонні роботи

Опалубні роботи

У проєкті передбачено влаштування монолітних фундаментів по палевому ростверку. Опалубка виконується із щитових елементів двох типів: зовнішніх та внутрішніх. Зовнішні щити приймаються на 20–25 см довші за внутрішні, довжина яких відповідає проєктній ширині фундаменту.

Монтаж опалубки виконується у визначеній технологічній послідовності. Спочатку встановлюються зовнішні щити нижнього ступеня фундаменту. Далі внутрішні щити монтується з урахуванням проєктних

розмірів та фіксуються в проектному положенні. Нижні елементи щитів верхнього ступеня виконуються з подовженням для можливості їх опирання на зовнішні щити нижнього ярусу, що забезпечує жорсткість і стійкість опалубної системи.

Опалубка стаканної частини фундаменту кріпиться до верхнього рівня фундаменту за допомогою дерев'яних брусків та цвяхового з'єднання, що дозволяє забезпечити точність геометричних розмірів і надійність конструкції під час бетонування.

Арматурні роботи

Перед початком монтажу арматурних каркасів обов'язково виконується ретельна перевірка геометричних розмірів встановленої опалубки відповідно до робочих креслень. Допустимі відхилення повинні відповідати вимогам чинних будівельних норм (СНіП).

Під час встановлення арматури особлива увага приділяється забезпеченню необхідної товщини захисного шару бетону, а також дотриманню проектних відстаней між окремими арматурними стержнями. Це є важливою умовою забезпечення довговічності та несучої здатності залізобетонних конструкцій.

Монтаж будівельних конструкцій

Основним монтажним механізмом прийнято гусеничний кран ДЕК-50. Укрупнене складання конструкцій виконується на спеціально підготовлених монтажних майданчиках. При їх проектуванні необхідно враховувати технологічну послідовність виконання робіт і максимально можливий рівень механізації процесів.

Для укрупненого складання ферм монтажні майданчики обладнуються стелажми, піднятими над рівнем землі на висоту 0,6–0,8 м, що забезпечує зручність роботи та підвищує точність складання елементів.

Організація доставки конструкцій до місця монтажу розробляється у проекті виконання робіт з обов'язковим урахуванням відповідності габаритів конструкцій, транспортних засобів і параметрів будівельних шляхів.

Монтаж укрупнених елементів покриття

Підйом укрупнених монтажних блоків здійснюється за допомогою спеціальної траверси НОІ «Промсталь». Монтаж конструкцій виконується з використанням приставних монтажних драбин та засобів підвищеної безпеки.

Під час монтажу не допускаються будь-які поздовжні або поперечні зміщення конструкцій. У разі неточного встановлення елемент піднімається краном повторно та встановлюється у проєктне положення. Кріплення залізобетонних ребристих плит виконується за монтажні петлі.

Зварні та монтажні шви заповнюються цементним розчином або бетоном марки не нижче М150, що забезпечує необхідну міцність та герметичність стиків.

Покрівельні роботи

Перед початком улаштування покрівельного килима основу ретельно очищають від пилу та будівельного сміття за допомогою стисненого повітря, після чого виконують її ґрунтування.

На цементно-піщану стяжку ґрунтовку рекомендується наносити одразу після укладання розчину, що покращує адгезію та виключає необхідність додаткового догляду за стяжкою. Після цього виконується нанесення холодної бітумної ґрунтовки, яка постачається на об'єкт у готовому вигляді.

Рулонні покрівельні матеріали подаються на покрівлю за допомогою крана, після чого розподіляються по площі покриття. Бітумна мастика доставляється на об'єкт насосами по сталевих трубопроводах, а до робочих місць подається гнучкими шлангами або у спеціальних ємностях на візках.

3.4. Вибір оптимального типу крана і монтажних пристосувань

Вибір монтажного крана та такелажних пристосувань виконується у два основні етапи:

1. **Аналіз технічних факторів**, до яких належать: габарити будівлі, висота підйому вантажу, маса та розміри монтажних елементів, умови будівельного майданчика, радіус дії крана та інші технологічні параметри.
2. **Техніко-економічне обґрунтування**, яке передбачає порівняння можливих варіантів механізації за продуктивністю, вартістю експлуатації, монтажними витратами та ефективністю використання.

Оскільки проєктована споруда є одноповерховою промисловою будівлею з великогабаритними монтажними елементами, для виконання монтажних робіт доцільно застосовувати самохідний стріловий гусеничний кран. Такий тип крана забезпечує необхідну вантажопідйомність, стійкість, прохідність на будівельному майданчику та можливість роботи з великими прольотами.

Вибір крана здійснюється з урахуванням розрахункових параметрів, які визначаються на основі найбільш важких та габаритних монтажних елементів, а також необхідної висоти їх підйому та робочого вильоту стріли.

Вихідні дані:

$v=3\text{м}$; $H=15,6\text{м}$; необхідно визначити : L, l, a .

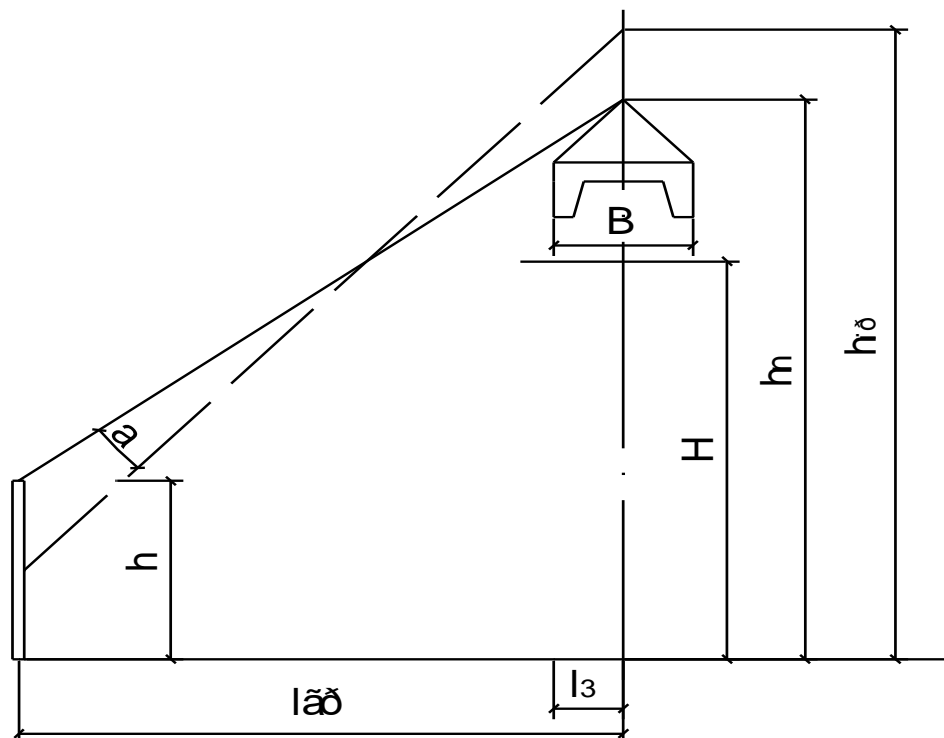


Рис.3.1. Схема розмірів для розрахунку підбору крана

Згідно монограмі [10] $H/g = 15,6/3 = 5,1$ $H/l = 0,64$;

$$L = \frac{H}{0,64} = \frac{15,6}{0,64} = 23,4 м$$

$$l = 5,8 м, \quad a = 59,6^\circ = 59^\circ 36'$$

Вантажопідйомність крана повинна становити не менше 30 т відповідно до вихідних розрахункових даних та вимог монтажу основних конструкцій. На основі аналізу технічних характеристик і варіантів монтажного обладнання згідно з [14] виконується підбір типу монтажного крана.

Під час остаточного вибору враховуються не лише технічні параметри (вантажопідйомність, виліт стріли, висота підйому), але й економічні показники — експлуатаційні витрати, продуктивність роботи та доцільність використання в умовах конкретного будівельного майданчика.

У результаті техніко-економічного порівняння приймається кран з мінімальними виробничими витратами. Як оптимальний варіант для виконання монтажних робіт обрано гусеничний стріловий кран ДЕК-50, який забезпечує необхідну вантажопідйомність, стійкість та ефективність роботи при монтажі великогабаритних конструкцій.

3.5. Розрахунок обсягів робіт

Відомість результатів розрахунку обсягів робіт

Таблиця 3.2.

№	Констр. ел-ти. процеси і ф-ли підрахунку обсягів робіт.	Один Вим.	К-сть елементів.		Примітки
			На 1 зах	На спор.	
1	2	3	4	5	6
1.	Зрізка рослинного шару бульдозером. (L+B)=(96+8)(-2750)	1000м ²	2,75	8.05	I-IIIз.-2,75 Пз.-2,55
2.	Груба розробка ґрунту бульдозером.	100м ²	27,5	80,54	
3.	Розробка ґрунту II групи з котлованом під фундамент екскаватором. $V_{\phi-n} = 10 \cdot 8 = 80 \text{ м}^3$ -Із осн н Фахв. кол. 2,6x12=31,2 м ³	100м ² м ³	24,7 82	2,84	I-1,12 II-0,56 III-1,12
4.	Розробка ґрунту II-групи після роботи екскаватора вручну.	100м ²	11,7	204	I,III-82 II-40
5.	Засипка траншей бульдозером ґрунту I гр. з перем. до 10м.	100м ²	11,7	35,2	
6.	Те ж в ручну.	м ³	251	754	
7.	Ущільнення ґрунту.	10т	23,4	35,2	
8.	Ровантаження з/б паль вагою до 4,5т. 5,8+1,12=52 5,2x4,5=234	Шт	6	52,2	I-23,4 II-14,4 III-14,4
9.	Буріння отворів Ø20см під палі глибиною 12м.	шт	52	18	
10.	Вібросанурення паль. Із-52, II,III-26.	т	2,1	104	
11.	Влаштування в оголовках з/б паль металевої обой.	10м ²	9,9	6,2	
12.	Влашт. підгот. Під з/б ростверки.	10м ²	9,36	20,52	II-4,68 III-6,48
13.	Влаштування опалубки з готових дерев. щитів.	Шт	120	276	I-120 II-60
14.	Установка сіток і каркасів.	М ³	86,4	21,1	III-96 I-9,9
15.	Влаштування з/б фундам. з бетону М-200.	м ²	99	211	II-49,2 III-6,3
16.	Влаштування гідроізоляції – бітумна обмивка 2 рази.			181,2	I-51,6 43,2

1	2	3	4	5	6
17	Розробка опалубки і дерев'яних щитів.	10м ²	9,36	20,50	II,III-по 4
18	Установка двохвіткової колони.	100м ²	8	16	
19	Установка фахверкових колон вагою до 5т.	шт	12	30	II-6 III-12
20	Заробка стиків між фундаментом і колоною.	1 стик	8	16	C.291 II-6
21	Монтаж фундаментних балок вагою до 6,5т.	1 ел	12	30	III-15 II-8
22	Монтаж сталевих підкр. Ферм вагою до 20т.	1 ел	15	36	III-8 II-4
23	Електрозварка монт. стиків ферми.	1 м	6	18	III-4
24	Клейка сталев. Констр пневматичним молотком.	100м ²	28	18	
25	Підняття і встановлення підкранових рейсів при допомозі ел. Лебідок.	М	192	576	
26	Підняття і укладка настилу по торм і підкр ферм.	1м ²	192	576	II-2 III-2
27	Укрупнена зборка ферм при допомозі крану.	1ел	14	8	
28	Монтаж мет. сегм ферм прольотом до 36м.	1ел	6	8	II,III-по1
29	Монтаж зв'язків по фермам.	1т	55	4	
30	Влаштування і перестановка кондукторів для укрупненої зборки плит.	1шт	23	69	
31	Зборка і встан. позд. тягів упорної стойки.	Т	15,7	47	
32	Монтаж укрупнених елементів плит покриття.	1ел	38	114	I-13 II-0 III-13
33	Установка елементів плити оболонки.	IIIт	13	26	III,I-0
34	Монтаж перельотів ліхтарів.	Т	0	2	

1	2	3	4	5	6
35	Ущільнення ґрунту під підлогу.	1000м ²	23	69,12	
36	Влаштування одного шару щебеню товщиною 1000мм	100м ²	24,4	1106	
37	Влаштування бетонної підготовки з бетону М50-160мм.	100м ²	36,86	6912	II-23,5 III-24,5
38	Влаштування бетонного покриття з бет. М-200 Торш. 40мм.	100м ²	23,04	725	
39	Влаштування асфальтної відмостки шир 1м.	100м ²	14,4	20,73	
40	Фарбування масляними фарбами метал. поверхні.	1т	22,8	20,1	
41	Монтаж стін панелей вагою до 1 тони.	1ел	14	266	
42	Заробка стиків панелей.	10м	2	3730	II-28
43	Пароізол. покр. цем.стяжкою, розклад утеплювача, влаштування рулонної покрівлі.	100м ²	28	56,9	III-19
44	Монтаж пожеж. драбини	IIIт	7	15	II-8,4 III-24,25

3.6. Водопостачання і каналізація

Внутрішньомайданчикові мережі

Для забезпечення будівельного майданчика водою влаштовується тимчасова водопровідна мережа. Тимчасові трубопроводи прокладаються переважно в ґрунті з дотриманням необхідних глибин закладання та вимог захисту від механічних пошкоджень.

У зимовий період для запобігання замерзанню води трубопроводи утеплюються. Для цього застосовуються дерев'яні коробки з подальшим

засипанням теплоізоляційним матеріалом (тирсою або стружкою). Подача води у тимчасову мережу здійснюється від існуючої міської водопровідної магістралі.

Для організації каналізації на будівельному майданчику застосовується збірно-розбірна інвентарна вбиральня на 2 очка, яка входить до комплексу типових інвентарних побутових споруд. Оскільки будівництво здійснюється в межах міста, побутові стоки відводяться у міську каналізаційну мережу з дотриманням санітарних норм.

Водопостачання

Зовнішній водопровід

Джерелом водопостачання об'єкта проектування приймається міська водопровідна мережа діаметром $d = 200$ мм та $d = 150$ мм. Орієнтовний робочий напір у мережі становить 2,5 атм, що є достатнім для забезпечення потреб будівництва.

Глибина закладання зовнішнього водопроводу приймається 1,8 м, що забезпечує захист труб від промерзання та механічних впливів. Зовнішня водопровідна мережа підводиться до будівлі та закінчується вводом у виробничий корпус.

У місцях підключення до міської водопровідної системи передбачаються оглядові колодязі з встановленням запірної арматури (засувки), що забезпечує можливість регулювання та відключення окремих ділянок мережі.

Магістральні трубопроводи виконуються з чавунних труб діаметром \emptyset 100 мм і прокладаються на глибині 1,8 м.

Внутрішній водопровід

У головному виробничому корпусі проектується внутрішня водопровідна система для виробничих потреб, а також господарсько-побутовий водопровід у адміністративно-побутовому комплексі (АПК).

Внутрішня мережа забезпечує подачу води до:

- змішувачів умивальників;

- зливних бачків унітазів;
- душових установок;
- водорозбірних кранів раковин і мийок;
- поливальних кранів;
- пожежних гідрантів.

Розводка водопровідної мережі прийнята за нижньою схемою. Магістральні трубопроводи прокладаються у підпідлогових каналах, що забезпечує їх захист та зручність обслуговування.

Підводка води до санітарно-технічних приладів виконується відкритим способом уздовж стін із забезпеченням доступу для обслуговування та ремонту.

Каналізація

Зовнішня каналізація.

Відведення стічних вод від будівельного об'єкта передбачається у міську каналізаційну мережу діаметром $d = 400$ мм. Підключення проєктованої системи здійснюється до існуючого міського каналізаційного колектора відповідного діаметра.

Проєктна зовнішня каналізаційна мережа виконується з азбестоцементних труб діаметром $d = 300$ мм відповідно до вимог ДСТУ. Прокладання труб здійснюється на глибині $h = 1,8$ м, що забезпечує їх захист від промерзання та механічних пошкоджень.

Внутрішня каналізація.

Для організованого відведення господарсько-побутових та виробничих стічних вод, а також дощових вод у проєкті передбачено влаштування внутрішньої каналізаційної системи з підключенням до дворової мережі.

З адміністративно-побутового корпусу передбачено окремий каналізаційний випуск у зовнішню мережу.

Внутрішня каналізаційна система виконується з чавунних каналізаційних труб відповідно до ДСТУ, що забезпечує її надійність, довговічність та стійкість до агресивних середовищ.

Відвідні трубопроводи від санітарно-технічних приладів прокладаються під підлогою будівлі з дотриманням необхідних ухилів. Каналізаційні стояки діаметром Ø 100 мм монтуються відкрито вздовж стін для зручності обслуговування та ремонту.

Верхня частина стояків виводиться вище рівня покрівлі на висоту 0,7 м та завершується вентиляційним флюгарком, що забезпечує ефективну вентиляцію каналізаційної системи.

На підвідних лініях від санітарних приладів передбачається встановлення ревізійних та запірних елементів для можливості обслуговування системи.

Прокладання каналізаційних трубопроводів виконується строго прямолінійно. Зміна напрямку трубопроводів та підключення приладів здійснюється лише за допомогою фасонних частин. Зміна ухилу на окремих ділянках горизонтальних трубопроводів не допускається.

Розрахунок стічних вод.

На завершальному етапі виконується визначення загальної витрати стічних вод, що припадає на один каналізаційний випуск. Розрахунок здійснюється з урахуванням кількості санітарно-технічних приладів, чисельності працівників та нормативних витрат води, що надходить у систему каналізації[10].

$$q = 5q_0 \cdot x + q_{np} \left(\frac{l}{c} \right)$$

$U_0^s np$ - витрата стоків від прибора (л/с); беремо по тах значенню.

Визначення діаметра випуску

При проектуванні каналізаційного випуску необхідно забезпечити дотримання мінімальних розрахункових швидкостей руху стічних вод, які повинні бути не менше самоочисних швидкостей. Це умова є обов'язковою для запобігання осіданню завислих частинок у трубопроводі та забезпечення нормальної роботи каналізаційної системи.

Для розрахунку приймаємо попередній діаметр каналізаційного випуску $\varnothing 152$ мм.

Далі перевіряється забезпечення самоочисної швидкості потоку, яка повинна становити не менше нормативного значення для даного типу трубопроводів. Самоочисна швидкість $U = 0,7 \text{ м/с}$ забезпечує стійкий рух стічних вод без утворення відкладень і засмічень, що підвищує надійність та довговічність роботи системи каналізації.

Ухили трубопроводів приймаються в межах $i = 0,007-0,01$, що обґрунтовано діаметром відвідної лінії $\varnothing 150$ мм. Такий діапазон ухилів забезпечує нормативну швидкість руху стічних вод, запобігає замулюванню труб і гарантує їх самопромивання під час експлуатації.

Каналізаційні випуски із будівлі підлягають обов'язковій перевірці на виконання умови самопливного режиму роботи системи, а саме:

- забезпечення мінімальної самоочисної швидкості потоку;
- дотримання нормативного наповнення трубопроводу;
- пропуск розрахункової витрати стічних вод без підпору.

Перевірка виконується за гідравлічними залежностями для напірно-самопливних трубопроводів, з урахуванням прийнятого діаметра, ухилу та розрахункової витрати стоків. За результатами перевірки підтверджується працездатність каналізаційного випуску та його відповідність будівельним нормам.

3.7. Теплопостачання і вентиляція

Теплопостачання.

Для проєктованого промислового підприємства прийнята система центрального водяного опалення. Як теплоносій використовується вода з параметрами $95-70$ °С, що забезпечує ефективне теплопостачання будівлі в зимовий період.

Підключення будівлі до теплових мереж здійснюється через елеваторний вузол від теплоелектроцентралі (ТЕЦ) з параметрами теплоносія 150–70 °С, що дозволяє знизити температуру подачі до необхідних робочих значень системи опалення.

Система опалення прийнята тупикова, однотрубна, з радіаторами типу М140. У гардеробних та адміністративних приміщеннях як опалювальні прилади застосовуються конвектори типу «Комфорт», що забезпечують рівномірний розподіл тепла та комфортні умови перебування персоналу.

У сходовій клітці адміністративно-побутового корпусу передбачено окрему гілку опалення для підключення ребристих труб, що забезпечує додатковий обігрів найбільш охолоджуваної зони.

Для регулювання тепловіддачі на підводках до опалювальних приладів встановлюються триходові крани. Вузли відключення та регулювання окремих ділянок системи виконуються за допомогою запірної арматури (вентилів), встановлених у нижніх і верхніх точках системи.

Видалення повітря із системи здійснюється через повітрозбірники, розташовані у найвищих точках подаючих магістралей, а також через повітровипускні крани.

Трубопроводи теплових мереж прокладаються у підпідлогових каналах. Для компенсації температурних деформацій використовуються П-подібні компенсатори та природні повороти траси трубопроводів.

Кріплення труб у непрохідних каналах виконується на рухомих і нерухомих опорах, що забезпечує компенсацію температурних переміщень і стабільність роботи системи.

Для захисту від корозії перед виконанням ізоляційних робіт трубопроводи очищаються від іржі, після чого покриваються антикорозійним шаром (ізодем на бітумній мастиці) та утеплюються мінераловатними плитами.

Ізольовані трубопроводи додатково захищаються металевою сіткою діаметром 1 мм з коміркою 20×20 мм, після чого наноситься штукатурний

шар із азбестоцементного розчину товщиною близько 15 мм. У разі потрапляння води в тепломережу передбачене її відведення в теплофікаційну камеру.

Вентиляція.

Вентиляція виробничого корпусу прийнята загальнообмінна, розрахована на розбавлення та видалення шкідливих виділень до допустимих концентрацій. У зонах підвищеного виділення шкідливих речовин додатково передбачаються місцеві відсмоктувачі.

Локалізація шкідливих виділень здійснюється за допомогою укриттів із вбудованими місцевими відсмоктувачами. Від обладнання, яке виділяє пил та газу, встановлюються системи місцевої аспірації з фільтрацією повітря перед його викидом в атмосферу.

Забір припливного повітря здійснюється у зонах, максимально віддалених від джерел забруднення. Повітрозабірні пристрої розташовуються нижче рівня витяжних отворів не менше ніж на 6 м для запобігання підсмоктуванню забрудненого повітря.

Подача припливного повітря здійснюється в основні виробничі проходи та робочі зони, що забезпечує рівномірний повітрообмін.

Допоміжні приміщення обладнуються природною припливно-витяжною вентиляцією. У приміщеннях з підвищеним виділенням шкідливостей (хімчистка спецодягу, світлокопіювальні, майстерні пиловидалення тощо) передбачаються місцеві відсмоктувачі.

У душових та гардеробних швидкість повітря на решітках приймається:

- припливних — не більше 0,7 м/с;
- витяжних — до 2,0 м/с.

Решітки у горизонтальних повітроводах для суміжних приміщень розташовуються на максимально можливій відстані одна від одної для забезпечення ефективної циркуляції повітря.

4.ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1. Пожежна безпека

Генеральний план виробничого корпусу заводу з виготовлення залізобетонних мостових конструкцій розроблений відповідно до вимог чинних нормативних документів України: ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва», ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій» та Правил пожежної безпеки в Україні.

Для забезпечення пожежної безпеки на генеральному плані передбачено два незалежні в'їзди на територію підприємства. Навколо виробничих будівель забезпечено кільцевий проїзд пожежної та спеціальної техніки. Ширина внутрішньомайданчикових проїздів прийнята відповідно до вимог чинних норм і забезпечує безперешкодний рух та роз'їзд транспортних засобів.

Виробничий корпус належить до II ступеня вогнестійкості. Інші будівлі та споруди на території підприємства мають II та III ступені вогнестійкості. Відстані між будівлями прийняті згідно з вимогами ДБН В.1.1-7:2016 та забезпечують недопущення поширення пожежі між об'єктами.

Виробничий корпус належить до категорії Д за вибухопожежною та пожежною небезпекою, оскільки технологічний процес пов'язаний з обробкою та зберіганням негорючих матеріалів у холодному стані.

Для забезпечення безпечної евакуації працівників передбачені евакуаційні виходи, кількість та ширина яких відповідають нормативним вимогам. Двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу людей із будівлі. Евакуаційні шляхи утримуються вільними від сторонніх предметів та обладнання.

Евакуація з приміщень адміністративно-побутового корпусу здійснюється через основну сходову клітку та аварійний евакуаційний вихід. Сходові клітки мають природне освітлення та відповідають вимогам пожежної безпеки.

Для доступу пожежно-рятувальних підрозділів на покриття будівель передбачені зовнішні пожежні драбини та виходи на покрівлю відповідно до вимог чинних будівельних норм.

Для ліквідації можливих осередків займання виробничі та допоміжні приміщення забезпечуються первинними засобами пожежогасіння: порошковими та вуглекислотними вогнегасниками, пожежними щитами, ящиками з піском, пожежними відрами, лопатами та іншим необхідним інвентарем. Розміщення засобів пожежогасіння виконується відповідно до вимог Правил пожежної безпеки в Україні.

4.2. Пожежна профілактика будівельного майданчика

Однією з основних вимог під час розроблення будівельного генерального плану є забезпечення пожежної безпеки на всіх етапах будівництва. Розміщення тимчасових будівель, споруд, складів матеріалів та будівельної техніки здійснюється з урахуванням нормативних протипожежних розривів і забезпечення вільного доступу пожежно-рятувальних підрозділів.

Будівельний майданчик огорожується по периметру та обладнується інформаційними щитами, попереджувальними знаками безпеки і схемами евакуації. Територія утримується в належному санітарному та протипожежному стані.

Тимчасові будівлі та склади розміщуються таким чином, щоб у разі виникнення пожежі виключити можливість швидкого поширення вогню на сусідні об'єкти. До всіх споруд забезпечуються вільні під'їзди для пожежної техніки.

Для зовнішнього пожежогасіння використовується мережа протипожежного водопостачання з установленими пожежними гідрантами. Пожежні гідранти розміщуються відповідно до вимог ДБН В.2.5-74:2013 та забезпечують можливість подачі води до будь-якої точки об'єкта в межах нормативного радіуса дії.

Навколо споруди, що будується, передбачено кільцевий проїзд для пожежної техніки. Під'їзди до джерел водопостачання та пожежних гідрантів постійно утримуються вільними та придатними для руху транспорту.

На території будівельного майданчика виділяються небезпечні зони, які огорожуються та позначаються відповідними попереджувальними знаками. Куріння та використання відкритого вогню допускається лише у спеціально відведених місцях.

Будівельний майданчик забезпечується необхідною кількістю первинних засобів пожежогасіння відповідно до чинних нормативів. Усі працівники проходять протипожежний інструктаж та ознайомлюються з порядком дій у разі виникнення пожежі.

4.3. Техніка безпеки при виконанні покрівельних робіт

Покрівельні роботи виконуються відповідно до вимог ДБН А.3.2-2-2009, НПАОП 45.2-7.02-12 та чинних правил охорони праці під час виконання будівельно-монтажних робіт.

До виконання покрівельних робіт допускаються працівники не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, вступний та первинний інструктажі з охорони праці, навчання безпечним методам роботи та перевірку знань з питань охорони праці.

Перед початком робіт необхідно перевірити міцність і стійкість несучих конструкцій покриття, справність інвентарних риштувань, драбин, огорожень та засобів індивідуального захисту. Працівники повинні бути забезпечені спецодягом, спецвзуттям, захисними касками та страхувальними системами (запобіжними поясами) з надійним кріпленням до стаціонарних анкерних точок.

При виконанні робіт на висоті понад 1,3 м робочі місця повинні бути обладнані захисними огороженнями висотою не менше 1,1 м. За неможливості встановлення огорожень необхідно застосовувати індивідуальні системи захисту від падіння з висоти.

Зона можливого падіння матеріалів та інструментів повинна бути огорожена і позначена попереджувальними знаками безпеки. Складування матеріалів на покрівлі допускається лише в місцях, передбачених проєктом виконання робіт, із забезпеченням заходів проти їх зміщення або падіння.

Піднімання покрівельних матеріалів на дах необхідно здійснювати механізованим способом із застосуванням справних вантажопідіймальних механізмів. Забороняється перебування людей під вантажем під час його переміщення.

Не допускається виконання покрівельних робіт за таких погодних умов:

швидкість вітру понад 15 м/с;

гроза;

сильний дощ або снігопад;

ожеледиця;

густиий туман, що обмежує видимість у межах фронту робіт.

Під час використання газополум'яного обладнання для влаштування рулонних покрівель газові балони повинні розміщуватися на відстані не менше 10 м від відкритого вогню та захищатися від нагрівання сонячними променями. На робочому місці повинні бути первинні засоби пожежогасіння: порошкові або вуглекислотні вогнегасники, ящики з піском та пожежний інвентар.

Після закінчення робіт необхідно прибрати горючі матеріали, відключити електрообладнання, перекрити подачу газу та провести огляд робочої зони для виключення можливості виникнення пожежі.

Для запобігання виробничому травматизму на будівельному майданчику повинен здійснюватися постійний контроль за дотриманням вимог охорони праці відповідальними особами та службою охорони праці підприємства.

5. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

5.1. ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 02-01

на будівництво об'єкта: Виробничий корпус

Кошторисна вартість	201431.45 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	18166.88 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	55051.16 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості (будівельний об'єм 112752 м3)	1786.50 грн

№ п/п	Номери кошторисів	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Базисна кошторисна вартість, тис. грн.					Кошторисна трудоміст., тис.люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показн. одинич. вартості, грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	УРН	Загальнобудів. роботи	180403.2				180403.20	17859.92	54120.96	1600.00
2	УРН	Опалення	0.00				0.00	0.00	0.00	0.00
3	УРН	Вентиляція	845.64				845.64	83.72	253.69	7.50
4	УРН	Водопровід	676.51				676.51	66.97	202.95	6.00
5	УРН	Каналізація	451.01				451.01	44.65	135.30	4.00
6	УРН	Електроосвітлення	1014.77				1014.77	100.46	304.43	9.00
7	УРН	Технол. обладнання		1127.52	16912.80		18040.32	11.16	33.83	160.00
		Всього	183391.13	1127.52	16912.80	0.00	201431.4	18166.88	55051.16	1786.50

5.2. ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Заводу по виготовленню залізобетонних мостових конструкцій

№ п/п	Номери кошторисів	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Базисна кошторисна вартість			Інші витрати	Загальна розрах. кошт. вартість, тис. грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Глава 1	Підготовка території будівництва	3667.82	22.55			3690.37
		Всього для глави 1	3667.82	22.55			3690.37
	Глава 2	Основні об'єкти будівництва					
2	02_01	Виробничий корпус	183391.13	1127.52	16912.80	0.00	201431.45
		Всього для глави 2	183391.13	1127.52	16912.80		201431.45
3	Глава 3	Об'єкти підсобного та обслуговувального призначення	27508.67	169.13			27677.80
		Всього для глави 3	27508.67	169.13			27677.80
4	Глава 4	Об'єкти енергетичного господарства	9169.56	56.38			9225.93
		Всього для глави 4	9169.56	56.38			9225.93
5	Глава 5	Об'єкти транспортного господарства і зв'язку	5501.73	33.83			5535.56
		Всього для глави 5	5501.73	33.83			5535.56
6	Глава 6	Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, тепlopостачання та газопостачання	14671.29	90.20			14761.49
		Всього для глави 6	14671.29	90.20			14761.49
7	Глава 7	Благоустрій та озеленення території	5776.82				5776.82
		Всього для глави 7	5776.82				5776.82
		Всього для глав 1-7	249687.02	1499.60	16912.80	0.00	268099.42
8	Глава 8	Тимчасові будівлі і споруди	6602.08	40.59			6642.67
		Всього для глави 8	6602.08	40.59			6642.67
		Всього для глав 1-8	256289.10	1540.19	16912.80	0.00	274742.09
9	Глава 9	Інші роботи і витрати					
						0.00	0.00
		Всього для глави 9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Всього для глав 1-9	256289.10	1540.19	16912.80	0.00	274742.09

10	Глава 10	Утримання служби замовника і авторський нагляд						
11		Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд)					8242.26	8242.26
12		Здійснення авторського нагляду					0.39	0.39
		Всього для глави 10		0.00	0.00	0.00	8242.65	8242.65
13	Глава 11	Підготовка експлуатаційних кадрів					2747.42	2747.42
		Всього для глави 11		0.00	0.00	0.00	2747.42	2747.42
14	Глава 12	Проектні та вишукувальні роботи						
15		Кошторисна вартість проектно-вишукувальних робіт					77.35	77.35
		Всього для глави 12		0.00	0.00	0.00	77.35	77.35
		Всього для глав 1-12		256289.10	1540.19	16912.80	8320.00	283062.09
		Кошторисний прибуток (П)		256289.10	1540.19			257829.29
	ДБН Д.1.1-1-2000, Додаток 14, табл.3	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва (Р)					10190.24	10190.24
		Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (І)					141531.05	141531.05
		Разом (гл1-12 + П + Р + І)		256289.10	1540.19	16912.80	160041.28	434783.37
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва, всього					96521.91	96521.91
		В тому числі:	а) відрахування коштів у державний інноваційний фонд				4347.83	4347.83
		б) Відрахування коштів на виконання робіт та послуг з розвитку доріг загального користування					5217.40	5217.40
		в) ПДВ					86956.67	86956.67
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку		256289.10	1540.19	16912.80	320082.56	594824.65
		Зворотні суми						996.40

5.3. ЕКОНОМІЧНИЙ ЕФЕКТ

Економічний ефект від скорочення термінів будівництва отримують у сфері експлуатації та у сфері будівництва. У сфері експлуатації ефект отримують від дострокового введення в дію об'єкту. Його величину обчислюють за формулою:

$$E_D = E_H \times \Phi (T_1 - T_2) \quad [1]$$

де: E_H - нормативний коефіцієнт ефективності капітальних вкладень ($E_H = 0,15$).

Φ - вартість спорудження об'єкту, тис.грн.

$\Phi = 201431.4$ тис.грн.

$T_1 = 0.67$ року - нормативний термін будівництва

$T_2 = 0.59$ року тривалість будівництва за проєтом

$E_D = 2403.44$ тис.грн.

У сфері будівництва ефект отримують завдяки економії умовно-постійних накладних витрат. Його величину визначають за формулою:

$$E_\delta = 0,5H \left(1 - \frac{T_1}{T_2} \right) \quad [2]$$

де: 0,5 - частка умовно-постійних у загальній сумі накладних витрат. H - накладні витрати в складі кошторисної вартості. Для розрахунку суми накладних витрат приймаємо норму накладних витрат -20,6%. Взявши кошторисну вартість об'єкту (K) отримаємо:

$$H = K \times 0,206 \quad [3]$$

$K = 201431.45$ тис.грн.

$H = 201431.45 \times 0,206 = 41495$ тис.грн

Підставивши значення у формулу [2], ефект від економії умовно-постійних накладних витрат становить:

$E_B = 12017.22$ тис.грн.

Загальний ефект від скорочення термінів будівництва буде:

$$E_z = E_d + E_b \quad [4]$$

$$E_z = 14420.66 \text{ тис.грн.}$$

Економічний ефект від використання прогресивних конструкцій визначають за порівнянням з базовим варіантом. Порівнюючи вартість будівництва об'єкту за проектом з типовим вирішенням, визначаємо ефект, що зумовлений прогресивним конструктивним рішенням.

За типовим проектом вартість загальнобудівельних робіт становить

$$198443.52 \text{ тис.грн.}$$

Для нашого проекту вартість загальнобудівельних робіт становить

$$180403.20 \text{ тис.грн.}$$

Ефект становить:

$$E_k = 18040.32 \text{ тис.грн.}$$

З врахуванням галузевого індекса ($K=1,104$) та коефіцієнтів збільшення прямих накладних затрат і планових нагромаджень цей ефект становитиме:

$$E_k = 18040.32 \times 1,104 \times (1+0,9792+0,1009+0,0881)$$

$$E_k = 43182.98 \text{ тис.грн.}$$

Сумарний економічний ефект становить:

$$E_c = E_z + E_k = 57603.64 \text{ тис.грн.}$$

5.4.ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИЙ АНАЛІЗ ПРИЙНЯТИХ ПРОЕКТНИХ РІШЕНЬ

Основні показники дипломного проекту

Показники	Показники по дипломному проекту
А. Показники об'ємно-планувального і конструктивного рішення	
1. Коефіцієнт забудови $K_3 = \frac{S_{буд.}}{S_{тер.}}$	0,15
2. Коефіцієнт використання території $K_{вт} = \frac{S_{кр.буд.} + S_{скл.} + S_{дор.}}{S_{тер.}}$	0,18
3. Коефіцієнт збірності $K_{зб.} = \frac{C_{зб.констр.}}{C_{заг.}}$	0,87
Б. Показники кошторисної вартості	
4. Загальна кошторисна вартість будівництва, тис.грн. в тому числі кошторисна вартість БМР, тис.грн.	594824.65 257829.29
5. Вартість одного метра кубічного будови, грн.	1786.50
В. Показники проекту виробництва	
6. Загальні трудозатрати на БМР, людино-днів	1240
7.Трудозатрати на 1 м. кубічний будівлі, люд.-днів/м.кубічний	0.01
8. Максимальна кількість робітників на БМР люд.	15
9. Середня кількість робітників на БМР люд.	8
10. Середня продуктивність одного робітника в день на будівництві об'єкту, тис. грн./люд.днів	207.93
11. Тривалість будівництва об'єкту, місяці а) нормативна б) проектна	8 7.0
12. Сумарний економічний ефект, тис.грн. в тому числі: а) від прийнятих прогресивних проектних рішень б) від скорочення термінів будівництва.	57603.64 43182.98 14420.66

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування/ Гетун Г.В. Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання друге перероблене та доповнене. – К.: Кондор-Видавництво. – 2012 р. – 380 с.
2. Архітектура будівель та споруд: у 4 ч. «Основи проектування. Житлові будинки. Тестовий контроль знань» навчальний посібник/ Плоский В.О., Гетун Г.В., Віроцький В.Д., Криштоп Б.Г., Зайцев О.М. – К.: КНУБА, 2011. – 128 с.
3. Баженов В.А., Криксунов Е.З., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Інформатика. Інформаційні технології в будівництві.
4. Залізобетонні конструкції: Підручник /А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова.- К.: ВШ, 1995. - 591с.:іл.
5. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлєв, О. О. Петраков та ін. - Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с. 15
6. Клименко В.З. Конструкції з дерева та пластмас / В.З. Клименко. – К.: Вища школа, 1995
7. Клименко Ф.Е. Металеві конструкції / Ф.Е. Клименко, В.М. Барабаш. – Львів: Світ, 1994.
8. Металеві конструкції: Підручник для студентів вищих навчальних закладів / Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський Л.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. – Видання 2-е. - К.: Сталь, 2010. – 869 с.
9. Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів. - К.: Основа, 1998.- 384с.
10. С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко та ін. «Організація будівництва.
11. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-2009. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 74 с.
12. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010.

13. Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-23-95. – Київ: Держкоммістобудування України, 1996. – 15 с.
14. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинні з 01.10.2014 р.].
15. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва: ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. – [Чинний з 14.05.2013 р.].
16. Визначення тривалості будівництва об'єктів. Національний стандарт: ДСТУ Б А.3.1-22:2013. – [Чинний з 01.01.2014 р.].
17. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. – [Чинний з 01.07.2013 р.].
18. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України: ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. – Національний стандарт України.
19. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98-2009. – [Чинні з 01.06.2011 р.]. СПДБ. Основні вимоги до проектної та робочої документації: ДСТУА.2.4-4-2009. – [Чинний з 24.01.2009 р.]
20. Конструкції будівель та споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: ДБН В.2.6-163:2010.
21. Конструкції будівель та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. – К.: Мінбуд України, 2006. 16
22. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5-2016. – [Чинні з 01.01.2017р.].
23. Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10:2018. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с.

24. Планування і забудова територій. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України: ДБН Б.2.2- 12:2019. – 230 с.

25. Пожежна безпека об'єктів будівництва: ДБН В.1.1-7:2016. – [Чинні з 01.06.2017р.]. 17

26. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень: ДСТУ Б А.2.4- 7:2009. – [Чинний з 01.01.2010 р.].

27. Прогини і переміщення. ДСТУ Б В.1.2-3:2006.

28. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. (ISO 6935-2:1991, NEQ): ДСТУ 3760:2006. – К.: Держспоживстандарт України, 2007, – 19 с.

29. Конструкції будинків та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. зі Зміною №1 від 1 липня 2013 року. – [Чинний від 01.04.2007]. - К.: Мінбуд України, 2006. – 70 с.

30. Енергетична ефективність будівель: ДСТУ А.2.2-12:2015. -К.: Мінрегіон України, 2015. – 70 с.

31. Євсєєв Л. Д. Проблема вибору способу утеплення фасадів будинків (енергозбереження не гарантує заощадження ресурсів) / Л. Д. Євсєєв, В. І. Сучків, В. В. Горбанів // Будівельні матеріали, устаткування, технології ХХІ століття. - 2006. - № 124. - С. 72 – 73.

32. Мартиненко В. А. Ніздрюваті й пористі бетони // Зб. наук. пр. – Дніпропетровськ: Пороги, 2002. - 172 с.

33. Охорона праці і промислова безпека в будівництві: ДБН А.3.2-2-2009. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2012. – 116с.