

РЕФЕРАТ

У межах бакалаврської роботи розроблено проєкт церкви на 300 вірних у м. Трускавці Львівської області із виконанням усіх необхідних інженерних розрахунків та техніко-економічних обґрунтувань.

Розроблений проєкт містить необхідні поясненнями, обґрунтування, розрахунки, висновки, креслення. В конструктивному відношенні будівля відноситься до безкаркасного типу з поздовжніми і поперечними несучими стінами. В дипломному проєкті розраховано та законструйовано багатопустотну залізобетонну плиту. Крім того, в проєкті подано технологічну карту на мурування цегляних стін, будівельний генеральний план, календарний графік будівництва церкви.

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

Ключові слова: монолітний залізобетон, колона купол, фундамент, навантаження.

REFERENCE

As part of the bachelor's thesis, a project for a church for 300 believers in Truskavets, Lviv region, was developed with the implementation of all necessary engineering calculations and feasibility studies.

The developed project contains the necessary explanations, justifications, calculations, conclusions, drawings. In terms of construction, the building is of a frameless type with longitudinal and transverse load-bearing walls. The diploma project calculated and designed a multi-hollow reinforced concrete slab. In addition, the project provides a technological map for bricklaying, a general construction plan, and a calendar schedule for the construction of the church.

Polatayko Taras Oleksiyovych - bachelor's thesis. Institute of Architecture and Construction "IFNTUNG-DonNABA", Department of Construction. Ivano-Frankivsk National Technical University of Oil and Gas, 2026.

Keywords: monolithic reinforced concrete, column dome, foundation, load.

ЗМІСТ

	стор.
РЕФЕРАТ.....	4
ВСТУП.....	7
1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	9
1.1. Генеральний план.....	9
1.2. Архітектурно-композиційні особливості церковної будівлі.....	11
1.3. Об'ємно-планувальне рішення будівлі церкви.....	14
1.4. Конструктивна характеристика основних елементів будівлі.....	16
1.5. Інженерні комунікації та обладнання.....	18
1.6. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни і покрівлі	20
2. РОЗРАХУНКОВО–КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	24
2.1. Розрахунок і конструювання багатопустотної залізобетонної плити перекриття.....	24
2.2. Розрахунок монолітної ділянки перекриття	30
2.2.1. Збір навантажень на плиту	30
2.2.2. Розрахунок плити	31
2.2.3. Збір навантажень на балку.....	33
2.2.4. Розрахунок армування.....	33
3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ.....	36
3.1. Технологія будівельного виробництва.....	36
3.2. Організація і технологія будівельного процесу.....	40
3.3. Вибір монтажного крану.....	46
3.4. Будівельний генеральний план.....	49
3.5. Розрахунок тимчасових будівель та споруд.....	50
3.6. Організація будівельного виробництва.....	51
4. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	61
4.1. Заходи щодо охорони праці, передбачені в генеральному плані і будгенплані.....	61

4.2. . Інженерні рішення по охороні праці.....	63
4.3. Розрахункова частина	65
5. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА.....	68
5.1. Об'єктний кошторис.....	68
5.2. Зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва.....	69
5.3. Економічний ефект.....	71
5.4. Техніко-економічний аналіз прийнятих проектних рішень.....	73
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	74
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК.....	75

ВСТУП

Суспільно-політичні трансформації, що відбулися в незалежній Україні, істотно вплинули не лише на економічне та культурне середовище держави, але й на духовне життя суспільства. Упродовж останніх десятиліть в Україні сформувалися нові підходи до взаємодії держави і церкви, які ґрунтуються на демократичних принципах, свободі совісті та повазі до світоглядного вибору кожної людини. Законодавче закріплення прав і свобод громадян у сфері віросповідання створило сприятливі умови для активного розвитку релігійного життя, збільшення кількості релігійних громад та будівництва нових храмів.

Сучасна державно-церковна політика України базується на кількох фундаментальних засадах. Насамперед свобода совісті визнається однією з основних правових і духовних цінностей особистості. Держава, своєю чергою, покликана забезпечити належні умови для реалізації цього права шляхом створення демократичного правового середовища, у якому кожна людина може вільно обирати власний світогляд, релігійні переконання та форми духовного самовираження. Водночас важливим є визнання права людини на самостійне пізнання духовної істини та власного шляху до Бога.

У таких умовах особливого значення набуває сакральна архітектура, адже храм є не лише місцем проведення богослужінь, а й важливим духовним, культурним і громадським осередком. Християнський храм упродовж століть відігравав роль центру релігійного життя громади, символу віри та національної традиції. Його архітектурний образ має нести глибокий духовний зміст, сприяти внутрішньому зосередженню людини та створювати атмосферу молитовного єднання.

Архітектура українських церков вирізняється гармонійним поєднанням зовнішньої форми та внутрішнього простору. Однією з головних особливостей храмобудування є органічна єдність між конструктивним вирішенням споруди та її сакральною сутністю. Простір храму формується не лише з практичною метою, а насамперед для створення духовного середовища — Сакруму, який

впливає на емоційний і духовний стан людини. Саме тому при проектуванні сучасних церков важливо зберігати національні архітектурні традиції, водночас поєднуючи їх із сучасними технологічними можливостями та будівельними матеріалами.

Застосування сучасних конструктивних рішень — залізобетонних, металевих, дерев'яних та цегляних елементів — відкриває нові можливості у формуванні храмового простору. Використання ефективних матеріалів дозволяє створювати надійні та довговічні конструкції бань і перекриттів, забезпечувати великі відкриті внутрішні площі без значної кількості опор, що є особливо важливим для комфортного перебування вірян під час богослужінь. Крім цього, сучасні технології сприяють підвищенню експлуатаційних характеристик споруди, енергоефективності та довговічності будівлі.

Основною метою даного дипломного проекту є розробка архітектурного вирішення храму для невеликої церковної громади з дотриманням традиційних канонів українського православного та греко-католицького храмобудування. Проєкт покликаний поєднати духовну символіку сакральної архітектури з сучасними будівельними технологіями та функціональними вимогами сьогодення. Важливим аспектом є створення гармонійного простору, який не лише відповідатиме богослужбовим потребам громади, а й стане осередком духовного життя, збереження культурної спадщини та розвитку національних архітектурних традицій.

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Генеральний план

Відповідно до вимог чинного земельного законодавства України, земельна ділянка під будівництво храмового комплексу відведена на території, непридатній для ведення сільськогосподарського використання. Обрана ділянка відповідає містобудівним, санітарним та протипожежним нормам і забезпечує необхідні умови для розміщення культової споруди та супутніх об'єктів.

Ділянка генерального плану має форму трапеції розмірами 123 × 245 м. Рельєф території спокійний, із незначними природними ухилами, що створює сприятливі умови для організації будівництва та благоустрою території. Ухил ділянки прийнято 0,005 у напрямку довжини будівлі та 0,008 — у напрямку її ширини, що забезпечує належне поверхнєве водовідведення.

Ґрунти на території будівництва представлені суглинками. Розрахунковий тиск під подошвою фундаменту становить 76 кПа, що відповідає вимогам для влаштування фундаментів прийнятого типу. Ґрунтові води на ділянці відсутні, що позитивно впливає на умови експлуатації будівлі та спрощує виконання фундаментних робіт. Рівень підлоги першого поверху храму прийнято на 700 мм вище планувальної відмітки прилеглої території з метою захисту будівлі від атмосферних опадів і поверхневих вод.

Глибина промерзання ґрунту становить 0,8 м. Район будівництва належить до ШБ кліматичного району. Абсолютна мінімальна температура зовнішнього повітря становить $-27\text{ }^{\circ}\text{C}$, максимальна — $+39\text{ }^{\circ}\text{C}$, а температура найбільш холодної п'ятиденки — $-25\text{ }^{\circ}\text{C}$. Для території Львівської області в зимовий період характерні вітри східного напрямку. Район будівництва належить до зони зі сніговим навантаженням 1400 Па та нормативним вітровим тиском 550 Па, що враховується при розрахунках несучих конструкцій будівлі.

Орієнтацію храму на генеральному плані прийнято з урахуванням функціональних, композиційних та канонічних вимог. Поздовжню вісь будівлі максимально зорієнтовано у широтному напрямку по лінії північний схід —

південний захід, що відповідає архітектурно-планувальним особливостям православних та греко-католицьких храмів.

Окрім основної будівлі церкви, на території храмового комплексу передбачено розміщення таких споруд і елементів благоустрою:

- дзвіниці;
- каплиці;
- автомобільної стоянки;
- господарського та санітарного блоку.

Територія навколо храму та каплиці передбачена з покриттям із фігурної бетонної тротуарної плитки, що забезпечує естетичний вигляд та зручність пересування. На вільних від забудови ділянках запроєктовано озеленення території декоративними листяними насадженнями. Відповідно до протипожежних вимог висадження хвойних порід дерев поблизу будівель не передбачається.

Пішохідні доріжки на території комплексу виконуються з піщано-жорствяної суміші. Відстані від будівель і споруд до зелених насаджень прийнято відповідно до чинних нормативних вимог. Генеральним планом також забезпечено вільний під'їзд пожежного транспорту до всіх будівель та споруд комплексу, що відповідає вимогам пожежної безпеки та експлуатаційної надійності об'єкта.

Техніко-економічні показники генерального плану [27]

1. Площа території ділянки: $S_{\text{майд}} = 3200 \text{ м}^2$.
2. Площа будівництва: сума всіх площ будівель на генплані: $S_{\text{заб}} = 188,5 \text{ м}^2$.
3. Щільність будівництва: $\rho_{\text{заб}} = (S_{\text{заб}} / S_{\text{майд}}) \times 100 = (188,5 / 3200) \times 100 = 6 \%$.
4. Площа озеленення: $S_{\text{озел}} = 2200 \text{ м}^2$.
5. Відсоток озеленення дорівнює 69% від загальної площі генплану.
6. Площа тротуарів та майданчиків: $S_{\text{докр}} = S_{\text{майд}} - S_{\text{заб}} - S_{\text{озел}} = 32100 - 188,5 - 2200 = 811,5 \text{ м}^2$.

У даному дипломному проєкті підключення будівлі храму до зовнішніх інженерних мереж не розроблялося у зв'язку з відсутністю відповідних технічних умов на момент проєктування. Передбачається, що рішення щодо підключення до мереж водопостачання, каналізації, електропостачання та інших інженерних комунікацій будуть виконані на наступних стадіях проєктування після отримання необхідної вихідної документації.

Горизонтальна прив'язка проєктованої будівлі церкви виконана відносно існуючої будівлі магазину, розташованої поблизу ділянки будівництва. Таке рішення забезпечує точність розміщення об'єкта на місцевості відповідно до генерального плану та містобудівних вимог.

Вертикальна прив'язка храму здійснюється на основі заданих горизонталей рельєфу з використанням репера, розташованого на куті існуючої будівлі магазину. Це дозволяє забезпечити правильне висотне положення споруди, враховуючи природний рельєф території та необхідні умови організації поверхневого водовідведення.

Водовідведення з території ділянки запроєктоване у напрямку північно-східної частини території — у бік заднього двору. Організація рельєфу та планувальних відміток забезпечує ефективне відведення атмосферних та талих вод, запобігаючи їх накопиченню поблизу фундаментів будівель і споруд. Середній ухил території становить близько 3 %, що є достатнім для природного поверхневого стоку води та відповідає вимогам благоустрою і експлуатаційної надійності території храмового комплексу.

1.2 Архітектурно-композиційні особливості церковної будівлі

Церковна архітектура є особливим і самобутнім явищем у світовій культурній спадщині. На відміну від більшості громадських споруд, храм зберігає сталість своїх духовних і символічних засад упродовж століть. Його архітектурна форма, просторове вирішення та художній образ безпосередньо підпорядковуються богословському змісту та літургійному призначенню.

Кожен елемент храму має не лише конструктивне чи естетичне значення, а й глибоке символічне навантаження, формуючи цілісну систему сакрального простору.

Святиня виступає матеріальним втіленням духовної сутності Церкви, місцем здійснення богослужіння та духовного єднання віруючих. Архітектура храму розглядається як засіб відображення богословських, космологічних та літургійних уявлень через простір, форму, світло та пропорції. Саме тому церковна споруда повинна створювати атмосферу піднесеності, молитви та внутрішнього духовного зосередження.

Будівництво православних і греко-католицьких храмів в Україні традиційно здійснюється відповідно до усталених канонів та церковних вимог. Одним із головних принципів є орієнтація вівтарної частини на схід — сторону сходу сонця, що символізує Ісуса Христа як джерело Божественного світла та духовного відродження. Така орієнтація храму має глибоке богословське значення і є невід’ємною складовою християнської сакральної традиції.

Особливу роль у формуванні архітектурного образу святині відіграє світло. У храмовому просторі воно виступає не лише фізичним явищем, а й важливим символом Божої присутності. Для українських церков характерним є використання верхнього та верхньо-бокового освітлення, яке створює ефект духовної піднесеності та візуально акцентує центральний баневий простір. Освітлення внутрішнього об’єму організовується таким чином, щоб інтенсивність світлових потоків поступово зростала від периферії до центру храму та від рівня підлоги до вершини купола. Значна роль також належить відбитому світлу, яке формує м’яке, розсіяне освітлення інтер’єру та підсилює відчуття гармонії й спокою.

Разом із прийняттям християнства Київська Русь перейняла від Візантії традицію хрестово-купольного храмобудування. Такі храми, як правило, мають квадратну або наближену до квадратної форму в плані. Внутрішній простір поділяється стовпами на три нави — центральну та дві бокові. Перехрещення

склепінчастих конструкцій утворює в центральній частині просторовий хрест — один із головних символів християнської віри.

У місці перетину склепінь розташовується світловий барабан, увінчаний куполом. Він спирається на систему арок і стовпів, що забезпечують конструктивну стійкість споруди та водночас формують урочистий внутрішній простір храму. Завершення стін традиційно виконуються у вигляді закомар — напівкруглих елементів, форма яких відповідає внутрішнім склепінням.

Первісно куполи українських храмів наслідували візантійську напівсферичну форму, однак із розвитком національної архітектурної традиції вони набули характерної грушоподібної форми, відомої як «маківка». Завершенням купола є хрест, орієнтований лицьовою стороною на схід.

Традиційно храм має три входи: головний західний та два бічні — північний і південний. Через притвор віряни потрапляють до центральної частини церкви, де відбувається богослужіння. Над західним входом часто влаштовуються хори — підвищений балкон для церковного співу.

Східна частина храму завершується апсидами — півкруглими виступами, у яких розташовуються вівтарі. У невеликих храмах зазвичай передбачається один вівтар, що є достатнім для проведення богослужінь. У південній частині вівтаря розміщується ризниця — приміщення для зберігання богослужбового одягу та церковної утварі.

Вівтарна частина відокремлюється від основного простору храму іконостасом — багатоярусною перегородкою з іконами. Перед іконостасом розташовується солея — підвищення для проведення окремих частин богослужіння, а по її боках — кліроси для церковного хору. Центральний виступ солеї, розташований навпроти Царських врат, називається амвоном. Саме з нього читається Євангеліє та виголошуються проповіді.

Однією з характерних рис українського храмобудування є гармонійна взаємодія внутрішнього і зовнішнього простору. Архітектурно-просторова композиція храму відображає його внутрішню структуру, а баневі форми

створюють виразний вертикальний акцент, який символізує духовне прагнення людини до Бога. Самобутність українських церков виявляється у пропорційності об'ємів, пластичності форм та динамічній композиції бань.

Використання сучасних будівельних матеріалів і конструктивних систем — залізобетону, металу, деревини та цегли — відкриває нові можливості для розвитку сучасної сакральної архітектури. Застосування ефективних конструкцій дозволяє створювати просторі внутрішні об'єми без значної кількості опор, що забезпечує кращу організацію богослужбового простору та комфортне перебування вірян. Окрім конструктивної надійності, сучасні технології сприяють підвищенню функціональних, композиційних та експлуатаційних якостей храмової споруди, зберігаючи при цьому традиційний духовний зміст і архітектурну виразність українського храму.

1.3 Об'ємно-планувальне рішення будівлі церкви

Проектована будівля церкви призначена для одночасного перебування 300 вірян. Храм запроєктований різнорівневим, хрестоподібною конфігурації у плані, з габаритними розмірами в осях $14,8 \times 19,0$ м. Об'ємно-просторове вирішення будівлі відповідає традиційним принципам українського православного та греко-католицького храмобудування, забезпечуючи виразний сакральний образ споруди та функціональну організацію внутрішнього простору.

Відповідно до чинних норм проектування громадських будівель, споруди поділяються на чотири класи капітальності залежно від поверховості, довговічності основних конструктивних елементів та ступеня їх вогнестійкості. Ступінь вогнестійкості будівлі визначається показниками займистості будівельних матеріалів і межами вогнестійкості конструкцій, які характеризуються часом опору дії високих температур та відкритого вогню.

Основні несучі конструкції храму — колони, паруси та купольна частина — запроєктовані із монолітного залізобетону. Даний матеріал належить до

категорії негорючих та характеризується високими показниками міцності й вогнестійкості. Межа вогнестійкості основних конструкцій становить близько трьох годин, що забезпечує необхідний рівень пожежної безпеки будівлі. Під впливом відкритого вогню конструкції не займаються, не тліють та не втрачають несучої здатності протягом нормативного часу. На основі прийнятих конструктивних рішень будівля церкви належить до I ступеня вогнестійкості.

Довговічність будівлі визначається здатністю її конструкцій зберігати експлуатаційні та міцнісні характеристики протягом тривалого часу під впливом зовнішніх факторів. Вона залежить від якості застосованих матеріалів, рівня виконання будівельно-монтажних робіт, а також дотримання правил технічної експлуатації споруди. З урахуванням прийнятих конструктивних рішень та нормативних вимог, проєктована будівля має II ступінь довговічності з розрахунковим терміном експлуатації 75–100 років. Відповідно до цих характеристик храм належить до I класу капітальності.

Функціонально-планувальна структура будівлі передбачає наявність основних та допоміжних приміщень, необхідних для проведення богослужінь і забезпечення діяльності церковної громади. До складу храму входять:

- центральний та бічні нефи;
- вівтарна частина;
- хори;
- службові та допоміжні приміщення.

Будівельний об'єм надземної частини споруди визначається в межах зовнішніх огорожувальних конструкцій із урахуванням куполів, світлових барабанів, покриттів та інших об'ємних елементів, починаючи від рівня чистої підлоги кожної частини будівлі. При визначенні будівельного об'єму не враховуються виступаючі архітектурні деталі, відкриті балкони, портики, тераси, підпільні канали, а також простір під будівлею на опорах. Таке визначення об'єму відповідає чинним будівельним нормам і використовується для техніко-економічних розрахунків проєкту.

ТЕП БУДІВЛІ [27]

№ пп	Показник	Позначення	Одиниця виміру	Кількість
1	Будівельний об'єм надземної частини будівлі	V	м ³	1822,3
2	Робоча площа	S _{роб}	м ²	187,6
3	Загальна площа	S _{заг}	м ²	195,4
4	Площа забудови	S _{заб}	м ²	253,7
5	Планіровочний коефіцієнт	K ₁		0,97
6	Об'ємний коефіцієнт	K ₂		9,77

1.4 Конструктивна характеристика основних елементів будівлі.

Глибина закладання фундаментів прийнята з урахуванням інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов будівельного майданчика, нормативної глибини промерзання ґрунтів, характеру та величини навантажень від споруди, а також необхідності забезпечення стійкості основи та усунення впливу можливих слабких і просадкових ґрунтів. Розрахункова глибина закладання фундаментів становить 2,4 м.

Фундаменти під несучі стіни запроектовані стрічкові зі збірних стінових бетонних блоків. Під колони передбачені монолітні залізобетонні фундаменти з бетону класу С12/15. На відмітці –2,40 м під усіма фундаментами влаштовується монолітна армована бетонна підготовка з бетону класу С8/10, що забезпечує рівномірний розподіл навантаження та підвищує загальну надійність основи.

На відмітці –0,300 передбачено влаштування армованого залізобетонного поясу з бетону класу С8/10, який виконує функцію просторового зв'язку фундаментної частини та підвищує жорсткість конструктивної системи будівлі. Горизонтальна гідроізоляція виконується на відмітці –0,070 із цементно-піщаного розчину марки М100 з додаванням гідрофобізуючих компонентів, що запобігає капілярному підняттю вологи у стіни.

Надземні стіни виконуються із силікатної цегли марки М100 на розчині М50. Для підвищення тріщиностійкості та просторової жорсткості кладки передбачено армування кожних трьох рядів цегляної кладки сталевими сітками з дроту Вр-І. На відмітці +12,000 влаштовується додатковий армований залізобетонний пояс із бетону класу С12/15, який сприймає та рівномірно розподіляє навантаження від верхніх конструкцій.

Основні несучі елементи будівлі — колони, паруси та купольна частина — виконуються з монолітного залізобетону класу С20/25, що забезпечує необхідну міцність, просторову стійкість та довговічність конструкції храму.

Перекриття над хорами передбачено зі збірних залізобетонних плит із влаштуванням трьох монолітних ділянок, що забезпечують їх сумісну роботу та жорсткість диска перекриття.

Покрівля та маківка виконуються з оцинкованої сталі по дерев'яних кроквяних конструкціях. Віконні блоки передбачені дерев'яні індивідуального виготовлення. Двері — дерев'яні за ДСТУ, при цьому двері головного входу виконуються за індивідуальним архітектурним проектом.

Підлоги у нефах виконуються бетонні з мозаїчним покриттям, у вівтарній частині — дерев'яні дощаті, у хорах та службових приміщеннях — з лінолеуму. Сходи запроєктовані монолітні залізобетонні з відповідним армуванням.

По периметру будівлі влаштовується вимощення шириною 2,0 м із заглибленням на 0,15 м, що забезпечує відведення поверхневих вод від фундаментів і захист конструкцій від зволоження.

Внутрішнє опорядження передбачає високоякісну цементно-вапняну штукатурку товщиною 30 мм із подальшим фарбуванням водоемульсійними фарбами у два шари. Металеві конструкції покриваються гідрофобними антикорозійними фарбами. Дерев'яні елементи покрівлі та маківки піддаються глибокій вогнебіозахисній обробці антипіренами та антисептиками із подальшим захистом у місцях контакту з бетоном, каменем і металом

спеціальними антисептичними пастами та рулонною гідроізоляцією. Дерев'яні віконні та дверні блоки покриваються захисними лаками у два шари.

Зовнішнє опорядження фасадів виконується шляхом розшивки швів цегляної кладки з наступною обробкою вапняними складами. Цокольна частина оздоблюється покращеною цементно-вапняною штукатуркою товщиною 50 мм та облицьовується бетонними плитами з подальшим фарбуванням фасадними фарбами, що забезпечує довговічність та архітектурну виразність будівлі.

1.5 Інженерні комунікації та обладнання.

Холодне водопостачання

Проектом передбачається обладнання будівлі системою господарсько-побутового водопроводу. Ввід водопроводу діаметром Ø100 мм здійснюється до службового приміщення, де розміщується санітарне обладнання: мийка для миття прибирального інвентарю та умивальник зі змішувачем, підключений до електричного водонагрівача.

Система водопостачання прийнята за тупиковою схемою розводки. Магістральні трубопроводи та підвідні лінії до санітарно-технічних приладів прокладаються приховано — у бетонній підготовці підлоги, що забезпечує захист комунікацій та естетичний вигляд внутрішніх приміщень. Запірна арматура встановлюється на відгалуженнях від магістралі та на підводках до сантехнічного обладнання для забезпечення можливості локального відключення окремих ділянок системи.

Внутрішні та зовнішні мережі холодного водопостачання виконуються з напірних полімерних труб діаметром Ø20–50 мм відповідно до вимог ДСТУ.

Фекальна каналізація

Відведення господарсько-побутових стоків від санітарних приладів здійснюється самопливом у септичну систему, розташовану у складі зовнішнього дворового туалету.

Каналізаційна мережа виконується з полімерних труб діаметром Ø110 мм, а підвідні лінії — Ø50 мм відповідно до технічних умов ТУ 2248-001-75245920-

2005. Система прийнята з урахуванням експлуатаційної надійності та простоти обслуговування.

Вентиляційна (витяжна) частина каналізаційних стояків виводиться вище рівня покрівлі на 0,5 м, що забезпечує нормальну роботу системи та запобігає утворенню вакууму і проникненню запахів у приміщення.

Електричне освітлення та електропостачання

Електропостачання будівлі здійснюється від існуючої зовнішньої електричної мережі. Головний розподільчий щит розміщується на першому рівні будівлі та виконується на базі ввідно-розподільчих пристроїв типу ВРУ-1.

За ступенем надійності електропостачання електроприймачі належать до II категорії, що забезпечує достатній рівень безперервності електроживлення для об'єкта громадського призначення.

Система штучного освітлення виконується відповідно до вимог будівельних норм і передбачає поділ на робоче, аварійне та евакуаційне освітлення. Світлотехнічні прилади підбираються з урахуванням умов експлуатації, архітектурного рішення інтер'єру та вимог безпеки.

Керування освітленням здійснюється автоматично залежно від рівня природної освітленості за допомогою фотоелектронних реле та програмованих режимів роботи. Обслуговування світильників виконується з використанням приставних драбин і стрем'янок.

Групові електричні мережі виконуються проводом марки АППВ, приховано — у пустотах плит перекриття та в шарі штукатурки по стінах.

Згідно з вимогами СН 305-77, ураховуючи висоту будівлі менше 25 м, влаштування громовідводу не передбачається.

Для системи захисного заземлення використовуються спеціально прокладені провідники, а також нульові провідники живильної та розподільчої мережі.

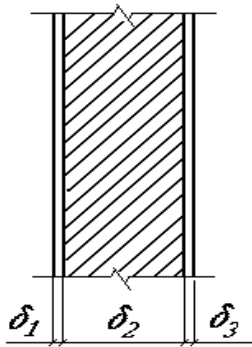
Пожежна сигналізація

Система пожежної сигналізації передбачає використання теплових пожежних сповіщувачів типу ДТЛ. Приймально-контрольні прилади системи типу «Сигнал–31» встановлюються на першому поверсі будівлі.

Сигнали про спрацювання пожежної сигналізації дублюються на виносному сигнальному пристрої та світловою індикацією безпосередньо в місці встановлення обладнання.

Слаботочні електричні мережі виконуються проводом ТРП із відкритим прокладанням відповідно до вимог монтажу слаботочних систем.

1.6. Теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції [12]



δ_1 – товщина штукатурки – 20 мм;

δ_2 – стіна – 510 мм;

δ_3 – товщина штукатурки – 20 мм.

Матеріал зовнішніх стін – цегла керамічна – 1800 кг/м³;

Розчин для внутрішніх та зовнішніх штукатурних робіт – цементно-вапняний – 1700 кг/м³;

Визначаємо термічний опір огороження по формулі[12]

$$R = \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i},$$

δ – товщина шару, м;

λ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару, Вт/(м·°С), що приймається за дод.3 [Л9]

$$R = \frac{0,02}{0,7} + \frac{0,51}{0,7} + \frac{0,02}{0,7} = 0,028 + 0,729 + 0,028 = 0,785 \text{ ((м}^2\cdot\text{°С)/Вт)}$$

Визначаємо інерційність конструкції по формулі[12]

$$D = \sum R_i \cdot S_i,$$

R_i – термічний опір окремого i -того шару огорожувальної конструкції, $(\text{м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт}$;

S_i – розрахунковий коефіцієнт теплосвоєння матеріалу окремого i -того шару огорожувальної конструкції, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, що приймається за дод.3 [9].

$$D = 0,028 \cdot 8,95 + 0,729 \cdot 9,2 + 0,028 \cdot 8,95 = 0,251 + 6,707 + 0,251 = 7,209$$

так, як $D = 7,209$ вища за 7, то згідно табл. 5 [9] ця конструкція відноситься до 4 групи інерційності – **висока інерційність**. Так як конструкція високої інерційності, то приймаємо середню температуру найхолоднішої п'ятиденки, забезпеченістю 0,92:

$$t_5 = -23 \text{°C}$$

Визначаємо необхідний опір теплопередачі [12]

$$R^H = \frac{(t_B - t_5) \cdot n}{\Delta t^H \cdot \alpha_B},$$

n – коефіцієнт, що приймається у залежності від положення зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції по відношенню до зовнішнього повітря за табл.3 [9];

t_B – розрахункова температура внутрішнього повітря, °C , що приймається згідно ДСТУ і норм проектування відповідних будівель і споруд: для суспільних будівель дорівнює $+18 \text{°C}$;

Δt^H – нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, що приймається за табл.2 [9], °C ;

α_B – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій, що приймається за табл.4[9], $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$.

$$R^H = \frac{(18 + 23) \cdot 1}{7 \cdot 8,7} = 0,673 \text{ ((м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт)}$$

Визначаємо загальний опір огорожувальної конструкції за формулою [12]

$$R_{\text{заг}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} = \frac{1}{8,7} + 0,785 + \frac{1}{23} = 0,115 + 0,785 + 0,043 = 0,943 \text{ ((м}^2 \cdot \text{°C)}$$

/Вт),

$\alpha_{\text{н}}$ – коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожувальних конструкцій, що приймається за табл.6 [9], Вт/(м²·°C).

Порівнюємо $R^H < R_{\text{заг}}$ - умова виконується.

Визначення точки роси

Згідно ДБН [12] пункт 2,11 визначаємо температуру внутрішньої поверхні $\tau_{\text{в}}$, °C, огорожуючої конструкції за формулою:

$$\tau_{\text{в}} = t_{\text{в}} - \frac{n \cdot (t_{\text{в}} - t_{\text{н}})}{R_0 \cdot \alpha_{\text{в}}}$$

$t_{\text{в}}$ – розрахункова температура повітря в середині приміщення; $t_{\text{в}} = 18 \text{ °C}$

$t_{\text{н}}$ – розрахункова температура узимку зовнішнього повітря, при забезпеченості 0,92, приймаємо в залежності від теплової інерції [D] огорожуючої конструкції по [14]: $t_{\text{н}} = -23 \text{ °C}$.

$$\tau_{\text{в}} = 18 - \frac{1 \cdot (18 - (-23))}{0,943 \cdot 8,7} = 13 \text{ °C}.$$

Дійсна пружність водяної пари при $t_{\text{в}} = 18 \text{ °C}$; $E = 2,064 \text{ кПа}$ по дод.4 [15] та за відносної вологості 55% визначаємо за формулою[12]:

$$e = \frac{\varphi \cdot E}{100} = \frac{55 \cdot 2064}{100} = 1135 \text{ Па}.$$

Температуру крапки роси по дод.4 [15] $t_{\text{р}} = 8,8 \text{ °C} < 13 \text{ °C}$.

Таким чином, виконується вимога щодо теплотехнічної надійності огорожувальних конструкцій. Розрахункові умови підтверджують, що утворення конденсату водяної пари на внутрішній поверхні зовнішніх огорожень будівлі не відбуватиметься.

Це свідчить про достатній рівень теплоізоляційних властивостей конструкцій та правильний підбір матеріалів і шарів огороджувальної системи. Відсутність конденсації забезпечує нормальний вологісний режим внутрішніх приміщень, запобігає зволоженню конструкцій, розвитку грибка та зниженню довговічності будівельних елементів.

Отриманий результат відповідає вимогам чинних будівельних норм і підтверджує експлуатаційну придатність прийнятих конструктивних рішень.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Розрахунок і конструювання багатопустотної залізобетонної плити перекриття

Багатопустотна залізобетонна плита перекриття, відповідно до прийнятих типових конструктивних рішень, приймається висотою 220 мм.

Номінальні габарити плити становлять: ширина — $V_n = 1500$ мм, довжина — $L_n = 6000$ мм. Конструктивні параметри визначаються з урахуванням вимог до міцності, жорсткості та технологічності виготовлення елементів перекриття.

Діаметр пустот відповідно до прийнятої висоти плити та типових серій приймається $d = 159$ мм. На основі цього визначається товщина верхньої та нижньої полицок плити[18]:

$$(220-159)/2=30,5 \text{ мм}$$

Отримане значення округлюється до конструктивно доцільних величин, у зв'язку з чим приймаємо: [18]:

$$h'f = 31 \text{ мм} \text{ — товщина верхньої полицки,}$$

$$hf = 30 \text{ мм} \text{ — товщина нижньої полицки.}$$

Ширина монтажного шва між плитами перекриття приймається рівною 10 мм, у зв'язку з чим конструктивна ширина плити становить:

$$B = V_n - 10 = 1500 - 10 = 1490 \text{ мм}$$

Найменша відстань між отворами плити приймається 30 мм, найбільша — 41 мм. Виходячи з конструктивних міркувань, приймається товщина проміжних ребер 41 мм, що забезпечує необхідну жорсткість та несучу здатність елемента.

У такому випадку крок розташування пустот становить[18]:

$$159 + 41 = 200 \text{ мм}$$

(за типових серій допускається округлення до уніфікованого модуля).

На підставі прийнятого кроку визначається необхідна кількість пустот у плиті, яка уточнюється згідно з прийнятою конструктивною схемою та типорозміром виробу[18].

$$\frac{B}{200} = \frac{1490}{200} \approx 7$$

отримуємо 7 отворів діаметром 159, що необхідно для розрахунку ширини крайніх ребер[11]:

1) знаходимо ширину проміжних ребер

$$(7-1) \cdot 41 = 246 \text{ мм};$$

2) знаходимо суму отворів в плиті

$$7 \cdot 159 = 1113 \text{ мм};$$

3) отримуємо суму проміжних ребер і отворів:

$$246 + 1113 = 1359 \text{ мм.}$$

На крайні ребра залишається

$$\frac{1490 - 1359}{2} = 65,5 \text{ мм.}$$

Пустотна плита перекриття працює як однопролітна балка. Розрахунковий проліт плити, при опиранні її на стіни шириною опори 120 мм та зазором поміж плитами 20 мм, вираховуємо за формулою[19]:

$$l_0 = L_n - \frac{120 + 20}{2} \cdot 2 = 6000 - 140 = 5860 \text{ мм.}$$

При розрахунку на міцність переріз плити може розглядатись як тавровий з висотою верхньої полиці $h'_f = 31$ мм. Враховуючи бокові підрізки – шпонки, довжина яких в цій плиті по 15 мм, ширина верхньої полиці тавра розраховується за формулою [19]

$$b'_f = 1490 - 30 = 1460 \text{ мм.}$$

Ширина ребра тавра дорівнює сумі товщин всіх ребер і може бути вирахована за формулою[19]:

$$b = B - 2 \cdot 15 - 159 \cdot 7 = 1490 - 30 - 1113 = 347 \text{ мм.}$$

Навантаження на 1 м довжини плити перекриття збирається з її номінальної ширини $B_n = 1500 \text{ мм} = 1,5 \text{ м}$. Приведена площа поперечного перерізу плити дорівнює

$$1,46 \cdot 0,031 + 1,49 \cdot 0,03 + 0,347 \cdot 0,159 = 0,145 \text{ м}^2.$$

Навантаження на 1 м довжини плити перекриття

Таблиця 2.1

№ шп.	Вид навантаження	Нормативне значення, кН/м	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_{fm}	Розрахункове значення, кН/м
1.	2.	3.	4.	5.
1	Лінолеум $0,005 \cdot 11 \cdot 1,5$	0,083	1,2	0,099
2	Мастика $0,002 \cdot 10 \cdot 1,5$	0,030	1,2	0,036
3	Цементно-піщана стяжка $0,04 \cdot 20 \cdot 1,5$	1,200	1,3	1,560
5	Залізобетонна плита (власна вага) $0,145 \cdot 25$	3,625	1,1	3,988
	Постійне навантаження	4,938		5,683
6	Навантаження від людей $2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5$	3,000	1,2	3,600
	Повне навантаження	7,938		9,283

За формулами [19] підраховуємо значення згинаючого моменту в середині прольоту та поперечної сили на опорі. Розрахункова довжина плити $l_0 = 5,86 \text{ м}$.

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{9283 \cdot 5,86^2}{8} = 39847 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{9283 \cdot 5,86}{2} = 27060 \text{ Н}.$$

Плита є збірним елементом заводського виготовлення, тому для її розрахунку приймається важкий бетон класу С20/25.

Відповідно до норм розрахунку залізобетонних конструкцій, розрахунковий опір бетону для граничних станів першої групи визначається залежно від класу бетону [18].

$R_b = 13 \text{ МПа}$, на розтяг осьовий $R_{bt} = 0,95 \text{ МПа}$. Коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b1} = 0,9$.

Арматуру для робочих стрижнів беремо [28] класу А400 - $R_s = 365$ МПа. В якості конструктивної арматури приймаємо проволочку В_p-І: $R_s = 260$ МПа.

Робоча висота перерізу[18]

$$h_0 = h - h_{zc} - 0,5 \cdot d = 220 - 15 - 10 = 195 \text{ мм,}$$

де $h_{zc} = 15$ мм .

Визначимо задалегідь положення нейтральної вісі [18]. Для цього вирахуємо момент, який сприймає переріз при $x = h'_f$:

$$\begin{aligned} M_n &= R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = 13 \cdot 1,46 \cdot 0,031 \cdot (0,195 - 0,5 \cdot 0,031) \cdot 1000 \\ &= 105,6 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 39,8 \text{ кН}\cdot\text{м} \end{aligned}$$

– нейтральна вісь проходить в межах товщини полиці, таким чином маємо перший випадок роботи таврового перерізу і розрахунок провадиться як для прямокутного перерізу шириною b'_f .

Обчислюємо значення коефіцієнта α_m за формулою[19]

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{39,8}{13 \cdot 1,46 \cdot 0,195^2 \cdot 1000} = 0,055$$

знаходимо значення $\xi = 0,057$; $\eta = 0,972$.

Знаходимо висоту стиснутої зони

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,057 \cdot 195 = 11 \text{ мм.}$$

Знаходимо необхідну площу перерізу робочої арматури за формулою[19]:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{39800}{365 \cdot 0,057 \cdot 0,195 \cdot 1000} = 9,81 \text{ см}^2.$$

Для плити без попередньої напруги кількість робочих стрижнів повинно бути прийнято за кількістю ребер, $n = 8$. Тоді потрібна площа поперечного перерізу одного робочого стрижня становить[19]:

$$A_{s1} = A_s / n = 9,81 / 8 = 1,23 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 8 $\emptyset 14$ А-III з $A_s = 1,54 \cdot 8 = 12,32 \text{ см}^2$

Перевіряємо умову забезпечення міцності бетону на стиск по похилій смузі між похилими тріщинами при дії поперечної сили [19]

$$Q = 27,06 \text{ кН:}$$

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

$\varphi_{\omega 1}$ - коефіцієнт, що враховує вплив хомутів:

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{\omega} \leq 1,3,$$

α – коефіцієнт, для важкого бетону $\alpha = 0,85$, при використанні коефіцієнта умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$;

μ_{ω} – коефіцієнт поперечного армування:

$$\mu_{\omega} = \frac{A_{s\omega}}{b \cdot s}$$

φ_{b1} – коефіцієнт, що оцінює здатність різних видів бетону до перерозподілу зусиль:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b,$$

де β - коефіцієнт, для важкого бетону $\beta = 0,01$.

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 13 = 0,87;$$

Із умови зварювання з поздовжньою робочою арматурою [28] $\varnothing 14$ А400 приймаємо в якості поперечної арматури $\varnothing 5$ Вр-I з площею перерізу $0,196 \text{ см}^2$, При числі поздовжніх стержнів $n = 8$ отримаємо $A_{s\omega} = 8 \cdot 0,196 = 1,57 \text{ см}^2$.

Крок поперечної арматури в приопорній зоні довжиною $h \leq 1/4$ прольоту при $h \leq 450$ мм не повинен перевищувати $s \leq h / 2 = 11$ см та $s \leq 15$ см.

Обчислюємо [20] $S = 22 / 2 = 11$ см, приймаємо $S = 10$ см.

$$\mu_{\omega} = \frac{1,57}{149 \cdot 10} = 0,0011;$$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \cdot 0,85 \cdot 0,0011 = 1,005 < 1,3;$$

$$0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,005 \cdot 13 \cdot 149 \cdot 19,5 \cdot 100 = 1138810 \text{ Н} = 1138,8 \text{ кН} > Q = 27,06 \text{ кН}.$$

Умова виконується, тобто поперечне армування приймається конструктивно.

У багатопустотній плиті передбачено 8 ребер та 7 пустот. Відповідно до вимог конструювання залізобетонних елементів, вертикальні каркаси у таких плитах встановлюються через 3–4 пустоти, тому приймаємо чотири вертикальні

каркаси з арматури Ø6 А-І, з'єднувальні елементи виконуються зі стрижнів Ø5 Вр-І.

Згідно з прийнятою розрахунковою схемою, плита працює під дією рівномірно розподіленого навантаження. При цьому поперечна сила $Q = 27,06$ кН діє лише в приопорних зонах, тоді як у середній частині прольоту її значення прямує до нуля. Це дозволяє приймати поперечне армування переважно конструктивним.

У зв'язку з цим вертикальні каркаси з поперечними стрижнями встановлюються лише в приопорних ділянках плити, тобто по її торцях, у зонах дії максимальних поперечних зусиль. Розміщення каркасів виконується відповідно до конструктивної схеми плити та вимог нормативних документів щодо армування багатопустотних залізобетонних елементів[20].

$$0,25 \cdot l_0 = 0,25 \cdot 5860 = 1465 \text{ мм} \approx 1,5 \text{ м.}$$

Конструювання плити.

Робоча арматура плити приймається у вигляді поздовжніх стрижнів діаметром Ø14 А400, які укладаються в нижній зоні кожного ребра плити. Дане армування сприймає розтягувальні зусилля, що виникають у нижній частині елемента при роботі на згин.

Поздовжні робочі стрижні об'єднуються у нижню монтажно-робочу сітку за допомогою поперечних конструктивних стрижнів. Діаметр поперечної арматури визначається умовами технології зварювання та приймається відповідно до нормативних вимог. Для робочої арматури Ø14 мм приймаються поперечні стрижні діаметром Ø5 Вр-І згідно з таблицею 1.2 додатку 1 [12].

Крок поперечних стрижнів у нижній сітці приймається 300 мм, виходячи з умови забезпечення мінімальної кількості поперечних зв'язків (не менше трьох на 1 м довжини), що гарантує просторову жорсткість арматурного каркаса.

У верхній зоні плити влаштовується конструктивна зварна сітка з арматурного дроту Ø5 Вр-І. Поздовжні стрижні верхньої сітки розміщуються

над пустотами плити, у зв'язку з чим їх крок приймається рівним кроку розташування пустот. Поперечні стрижні верхньої сітки встановлюються з кроком 150 мм, що забезпечує рівномірну роботу плити та стійкість верхньої арматури під час монтажу і експлуатації.

Верхня та нижня арматурні сітки об'єднуються між собою за допомогою вертикальних каркасів, у результаті чого формується просторовий арматурний каркас багатопустотної плити. Така конструктивна схема забезпечує необхідну міцність, жорсткість і тріщиностійкість залізобетонного елемента в процесі експлуатації.

2.2. Розрахунок монолітної ділянки перекриття хорів на відм. 2,850

Монолітна ділянка МД-2 приймається прямокутної форми з габаритними розмірами: довжина $L = 3540$ мм, ширина $B = 2040$ мм, висота ребра $h = 220$ мм, що відповідає висоті суміжних збірних залізобетонних плит перекриття та забезпечує сумісну роботу елементів перекриття.

Конструкція монолітної ділянки ускладнена наявністю технологічного отвору розміром 650×850 мм, який зменшує робочу площу плити та формує нерівномірну схему роботи елемента. У зв'язку з цим уточнюються геометричні параметри окремих зон плити: ділянка між ребрами становить 850×2370 мм, а консольна частина — 630×3290 мм.

З метою забезпечення раціональної роботи конструкції та ефективного армування, товщина монолітної плити попередньо приймається конструктивно рівною $b = 80$ мм. Таке значення товщини забезпечує необхідну жорсткість елемента, технологічність бетонування та сумісність з прилеглими збірними елементами перекриття.

Прийняті геометричні параметри є вихідними для подальшого розрахунку несучої здатності, армування та перевірки деформацій монолітної ділянки МД-2.

2.2.1. Збір навантажень на плиту

Таблиця 2.2

Нормативні та розрахункові навантаження на 1 м² плити

№ п.п.	Вид навантаження	Нормативне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_{fn}	Розрахункове значення, кН/м ²
1	2.	3.	4.	5.
1	Лінолеум 0,005 · 11	0,055	1,2	0,066
2	Мастика 0,002 · 10	0,020	1,2	0,024
3	Цементно-піщана стяжка 0,04 · 20	0,800	1,3	1,040
4	Заповнювач: керамзитобетон 0,14 · 8	1,120	1,3	1,456
5	Залізобетонна плита (власна вага) 0,08 · 25	2,000	1,1	2,200
	Постійне навантаження	3,995		4,786
6	Навантаження від людей 2,0 · 1,0 · 1,0	2,000	1,2	2,400
	Повне навантаження	5,995		7,186

2.2.2. Розрахунок плити [20]

Для розрахунку двопролітної плити приймається розрахункова смуга прямокутного перерізу шириною 1,0 м, що відповідає методиці приведення багатопустотних та монолітних перекриттів до умовного елемента.

Для монолітної ділянки МД-2 передбачається армування зварними сітками із сталі класу А240 з розрахунковим опором розтягненню $R_s = 225$ МПа. Як матеріал бетону приймається важкий бетон класу С12/15, який забезпечує необхідні міцнісні та деформаційні характеристики для роботи елемента в складі перекриття.

Відповідно до табличних значень розрахункових характеристик бетону для граничних станів першої групи приймаються:

$R_b = 8,5$ МПа, на розтяг осьовий $R_{bt} = 0,75$ МПа. Коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b1} = 0,85$ табл.2.5.

Визначаємо співвідношення сторін опорного контуру плити: $l_2 / l_1 = 2370 / 850 \approx 2,8 > 2$ – плита працює як балочна, з опорами по двом сторонам, згинаючий момент виникає в напрямі меншого прольоту: розрахунковий проліт $l_1 = 850$ мм.

Розрахункову схему плити приймаємо як для двопролітної нерозрізної балки, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням $q = 7586$ Н/м, розрахункові прольоти $l = 850$ мм.

Згинаючі моменти в плиті[20]:

в лівому та правому прольоті

$$M_1 = \frac{q \cdot l^2}{11} = \frac{7186 \cdot 0,85^2}{11} = 472 \text{ Н}\cdot\text{м};$$

момент над середньою опорою

$$M_2 = \frac{q \cdot l^2}{11} = \frac{7186 \cdot 0,85^2}{11} = 472 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Робоча висота перерізу $h_0 = h - a = 8 - 2,5 = 5,5$ см.

Підрахуємо потрібну площу перерізу арматури[20]:

коефіцієнт

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b} = \frac{47200}{100 \cdot 5,5^2 \cdot 8,5 \cdot 100} = 0,02;$$

коефіцієнт $\xi = 0,02$ із табл. 5.3;

потрібна площа перерізу арматури [20]

$$A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \frac{R_b}{R_s} = \frac{0,02 \cdot 100 \cdot 5,5 \cdot 8,5}{225} = 0,42 \text{ см}^2.$$

Армування плити приймаємо безперервне із сіток із поздовжніми робочими стрижнями $\text{Ø}6\text{A1}$ з кроком 150 мм, кількість стрижнів на 1м $n = 100 / 15 \approx 6$ шт., $A_s = 0,283 \cdot 6 = 1,7 \text{ см}^2 > 0,42 \text{ см}^2$.

Поперечні робочі стрижні приймаємо конструктивно: $\text{Ø}6\text{A1}$ з кроком 200 мм.

Консольну частину плити армуємо за прикладом основної.

2.2.3. Збір навантажень на балку

Розрахунок виконується для середньої однопролітної балки (між стіною та крайовою балкою), оскільки саме вона сприймає найбільше навантаження внаслідок більшої вантажної площі перекриття і є визначальною для підбору армування та перевірки міцності.

Попередньо приймаємо геометричні розміри перерізу балки [20]: $b = 300$ мм, $h = 220$ мм, товщина нижнього захисного шару $a = 25$ мм, $h_0 = 220 - 25 = 195$ мм.

Навантаження на 1 м довжини балки [20]

$$q = 7186 \cdot (0,85 + 0,63) \cdot 0,5 + (7186 - 2200 - 1456) \cdot 0,30 + 0,3 \cdot 0,22 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 5605 \text{ Н/м.}$$

2.2.4. Розрахунок армування

За формулами [20] табл. 8.1 підраховуємо значення згинаючого моменту в середині прольоту та поперечної сили на опорі. Розрахункова довжина балки $l_0 = 354 - 25 = 329$ см.

$$M = \frac{q \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{5605 \cdot 3,29^2}{8} = 7583 \text{ Н}\cdot\text{м;}$$

$$Q = \frac{q \cdot \ell_0}{2} = \frac{5605 \cdot 3,29}{2} = 9220 \text{ Н.}$$

Для забезпечення міцності бетону на стиск від дії головних стискаючих напружень, а також для обмеження ширини розкриття похилих тріщин у приопорних зонах виконується перевірка розрахункової умови.

Невиконання цієї умови свідчить про недостатню міцність поперечного перерізу елемента та необхідність коригування конструктивних параметрів, зокрема збільшення ширини або висоти перерізу балки, а також можливого уточнення схеми армування.

Перевірка виконується відповідно до вимог чинних норм проектування залізобетонних конструкцій і полягає у зіставленні діючих головних напружень у бетоні з їх граничними значеннями:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b 1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0.$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{23000} = 8,70;$$

прийmemo задалегідь крок поперечних стрижнів $s = 15$ см та їх діаметр 6 мм

$$\mu_{\omega} = \frac{A_{s\omega}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0,283}{30 \cdot 15} = 0,0013;$$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{\omega} = 1 + 5 \cdot 8,7 \cdot 0,0013 = 1,06;$$

$$\varphi_{b 1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 8,5 = 0,915.$$

Задалегідь прийmemo[20]: товщина нижнього захисного шару $a = 25$ мм, діаметр поздовжніх стрижнів 16 мм, $h_0 = 220 - 25 - 16 \cdot 0,5 = 187$ мм.

$0,3 \cdot 1,06 \cdot 0,915 \cdot 8,5 \cdot 30 \cdot 18,7 \cdot 100 = 138749$ Н $>$ $Q = 9220$ Н, умова виконується, задалегідь прийняті розміри достатні.

Переріз балки має форму тавра з полицею в розтягнутій зоні, тому звиси полиць у розрахунках елемента на міцність не враховують, а переріз розглядається як прямокутний з шириною, що дорівнює ширині ребра.

Задалегідь прийmemo[20]:

товщина нижнього захисного шару $a = 25$ мм, $h_0 = 220 - 25 = 195$ мм, коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$, арматура класу А-III, $R_s = 365$ МПа.

Характеристика стиснутої зони[20]:

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 = 0,782.$$

Напруга в арматурі: $\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp} = 365 - 0 = 365$ МПа, так як $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$, то $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

Відносна висота стислої зони[20]

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,782}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,782}{1,1}\right)} = 0,646;$$

коефіцієнт

$$A_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,646 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,646) = 0,437;$$

коефіцієнт

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b} = \frac{758300}{30 \cdot 19,5^2 \cdot 8,5 \cdot 100} = 0,078 < A_R = 0,437,$$

тому по табл. 5.3 знаходимо $\xi = 0,08$.

Для сталі класу А400 [18] $\eta = \gamma_{s6} = 1$, $R_{s,red} = \gamma_{s6} \cdot R_s = 1 \cdot 365 = 365$ МПа.

Площа перерізу арматури[20]

$$A_s = A_{s,tot} = \frac{\xi \cdot b \cdot h_0 \cdot R_b}{R_{s,red}} = \frac{0,08 \cdot 30 \cdot 19,5 \cdot 8,5}{365} = 1,09 \text{ см}^2,$$

$$A_{s,min} = \mu_{min} \cdot b \cdot h_0 = 0,0005 \cdot 30 \cdot 19,5 = 0,29 \text{ см}^2.$$

Приймаємо конструктивно для трьох каркасів поздовжню робочу арматуру [28] (нижню) $\varnothing 16$ А400: $A_s = 6,03 \text{ см}^2$; поздовжню верхню арматуру $\varnothing 12$ А400, з'єднувальні стрижні $\varnothing 8$ А240 з кроком 100 мм.

3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Технологія будівельного виробництва

3.1.1 Земляні роботи [10]

Комплекс земляних робіт на будівництві проєктованої будівлі виконується механізованим способом із частковим застосуванням ручної праці та включає підготовчі, основні та завершальні процеси.

Зняття рослинного шару ґрунту здійснюється з подальшим навантаженням і складуванням для використання при рекультивації території. Вертикальне планування майданчика виконується механізованим способом із застосуванням бульдозера Д-606, що забезпечує необхідну точність планувальних відміток.

Розробка котловану під фундаменти виконується одноківшовим екскаватором ЕО-3322, обладнаним зворотною лопатою з місткістю ковша 0,5 м³, із відвантаженням ґрунту у відвал. Контроль глибини котловану здійснюється за допомогою геодезичних приладів, що забезпечує відповідність проєктним відміткам.

Ручне доопрацювання ґрунту під стрічкові фундаменти передбачається товщиною до **10 см** та виконується спеціалізованою ланкою робітників у складі трьох осіб. Даний етап забезпечує точність підготовки основи під фундаменти та відповідність проєктним розмірам.

Після підготовки основи влаштовується водозахисний екран із ущільненого ґрунту, що виконує функцію додаткового захисту фундаментів від проникнення вологи.

Зворотна засипка ґрунту в пазухи котловану виконується після монтажу конструкцій підвалу та влаштування вертикальної обмазувальної гідроізоляції. Засипка здійснюється бульдозером Д-606 пошарово товщиною шарів до 0,4 м з обов'язковим ущільненням ґрунту пневматичними трамбівками, що забезпечує необхідну щільність основи та запобігає подальшим осіданням.

3.1.2. Пристрій підземної частини будівлі [10]

Конструктивно підземна частина будівлі виконана у вигляді стрічкових фундаментів із бетонних елементів заводського виготовлення. Стіни підвалу передбачені із бетонних блоків, що забезпечує необхідну міцність, довговічність та технологічність монтажу конструкцій.

Перед початком монтажних робіт виконується перевірка підготовленої основи шляхом нівелювання з метою підтвердження відповідності фактичних відміток проєктним значенням. Прийомка фундаментних конструкцій оформлюється актом прихованих робіт до початку зведення надземної частини будівлі.

До складу робіт із влаштування підземної частини будівлі входять [10]:

- монтаж стрічкових фундаментів;
- встановлення блоків стін підвалу;
- влаштування вертикальної та горизонтальної гідроізоляції.

Монтаж збірних залізобетонних елементів та кладка стін підвалу виконується відповідно до робочих креслень із дотриманням вимог чинних нормативних документів, ДБН А.3.1-5-96 «Організація будівельного виробництва».

До початку виконання робіт зі зведення підвалу мають бути завершені такі підготовчі заходи [10]:

- виконані та прийняті за актом земляні роботи;
- підготовлені необхідні інструменти та монтажні пристосування;
- організовані та сплановані майданчики для складування збірних конструкцій;
- забезпечені умови безпечного ведення робіт та дотримання вимог виробничої санітарії.

Для виконання робіт залучається комплексна бригада монтажників-каменярів 5-го, 4-го та 3-го розрядів. Розбивка підвалу в плані здійснюється на

захватки для забезпечення послідовного та технологічно раціонального виконання робіт.

Монтаж конструкцій здійснюється за допомогою крана СКГ-10, який забезпечує подачу елементів до робочої зони. Укладання фундаментних блоків починається з встановлення маякових блоків у кутах будівлі та в місцях перетину стін. Положення маякових блоків обов'язково перевіряється геодезичними приладами відповідно до проєкту.

Фундаментний блок, піднятий краном, встановлюється на відмітці приблизно 5–10 см вище монтажної позиції, після чого виконується його центрування та точне наведення. Далі блок опускається на основу та проводиться остаточне вивірення положення. У разі відхилень блок піднімається та повторно встановлюється з дотриманням проєктного положення.

Вертикальна гідроізоляція [10]

Перед виконанням гідроізоляційних робіт поверхня конструкцій вирівнюється та ґрунтується холодною бітумною ґрунтовкою, яка наноситься за допомогою фарборозпилювача. Основний шар гідроізоляції виконується методом газополум'яного напилення із застосуванням установки УПН-4. Бітумний порошок у потоці стисненого повітря подається до пальника, де розплавляється у полум'ї пропанового газу та рівномірно наноситься на поверхню.

Гідроізоляційний шар повинен бути суцільним, без тріщин, раковин та непокритих ділянок, що забезпечує надійний захист підземних конструкцій від проникнення ґрунтової вологи.

Контроль якості [22]

У процесі виконання робіт встановлюються наступні допуски:

- відхилення осей фундаментних блоків від розбивочних осей будівлі — не більше ± 10 мм;

- відхилення відміток верхніх опорних поверхонь фундаментів — у межах 0...–10 мм;
- різниця відміток суміжних плит перекриття в стиках — не більше 5 мм;
- зміщення плит перекриття відносно проєктного положення — до ± 20 мм.

Дотримання зазначених вимог забезпечує нормативну точність монтажу, просторову жорсткість конструкцій та надійну експлуатацію підземної частини будівлі.

3.1.3. Технологічна карта на зведення надземної частини будівлі

Область застосування [10]

Дана технологічна карта розроблена на виконання комплексу будівельно-монтажних робіт із влаштування цегляної кладки та монтажу збірних залізобетонних елементів у будівлі церкви, що має габарити в плані 19,00 × 14,80 м.

Технологічна карта визначає послідовність, способи та організаційно-технологічні рішення виконання робіт, спрямованих на забезпечення якості, надійності та безпечних умов будівництва.

До складу робіт, які охоплюються технологічною картою, входять[10]:

виконання цегляної кладки стін із одночасним улаштуванням перемичок над прорізами;

- монтаж багатопустотних залізобетонних плит перекриття з їх вивірянням та закріпленням у проєктному положенні;
- монтаж купольного (барабанного) елемента конструкції храму;
- улаштування цегляного склепіння відповідно до архітектурно-конструктивного рішення будівлі.

Виконання зазначених робіт здійснюється із дотриманням вимог чинних будівельних норм і правил, технологічної послідовності монтажу та заходів з контролю якості будівельно-монтажних процесів.

Техніко-економічні показники[10]

Об'єм робіт – 335,4 м3

Трудовісткість на весь об'єм робіт – 454,88 чел-дн

Трудовісткість на монтаж 1 м3 кладки –1,36 чел-дн

Вироблення на одного робочого в зміну – 0,77 м3

Витрати роботи машин на всю будівлю – 612 маш-см

Вартість робіт – 604165,3 тис.грн.

3.2. Організація і технологія будівельного процесу.

Загальні положення [10]

Цегляну кладку стін виконують відповідно до робочих креслень із обов'язковим дотриманням вимог чинних нормативних документів, зокрема ДБН А.3.1-5-96 «Організація будівельного виробництва.

Підготовчі роботи

До початку виконання робіт із зведення надземної частини будівлі необхідно[10]:

- завершити та прийняти за актом роботи нульового циклу;
- підготувати інструменти, механізми та необхідні пристосування;
- організувати майданчики для складування цегли та збірних залізобетонних конструкцій у межах одного поверху;
- перевірити та привести у відповідність проєктні відмітки основи під цегляну кладку;
- забезпечити умови безпечного виконання робіт і дотримання вимог виробничої санітарії.

Організація виконання робіт

Після завершення фундаментних робіт та робіт нульового циклу розпочинають кам'яні роботи. Зовнішні стіни товщиною 380 мм та цегляні стовпи товщиною 510 мм виконуються комплексною бригадою у складі ланок загальною чисельністю 8 каменярів-монтажників.

Будівельні матеріали складуються на приоб'єктному складі, а будівельний розчин доставляється на об'єкт у готовому вигляді розчино-змішувальними установками.

Бетонна підготовка під підлоги виконується із застосуванням автобетоновозів та ущільненням бетонної суміші поверхневими віброрейками. Ширина смуги бетонування становить 3,0 м.

Монтаж збірних елементів будівлі здійснюється після завершення кам'яних та монолітних робіт із застосуванням самохідного крана методом «на кран».

Технологія виконання цегляної кладки

Перед початком кладки виконують[10]:

- розстановку піддонів із цеглою та ящиків із розчином;
- у разі необхідності — встановлення риштувань або підмостів.
- Процес цегляної кладки включає:
- подачу та розстилання розчину;
- укладання цегли з одночасним заповненням вертикальних швів;
- перевірку правильності кладки;
- розшивання швів.

Робоча зона каменяра організовується таким чином[10]:

- зона складування матеріалів — 60–100 см;
- відстань між піддонами цегли та ящиками розчину — 30–40 см;
- загальна ширина робочого місця — 200–250 см.

Цеглу розміщують уздовж фронту робіт із чергуванням піддонів і ящиків розчину. При наявності прорізів матеріали розташовують відповідно до простінків та отворів.

Кладка виконується ланками «трійка»: провідний каменяр виконує верстові ряди, другий виконує забутку, третій забезпечує подачу матеріалів. Перегородки виконуються ланками «двійка».

Після завершення кожного поверху обов'язково виконується геодезичний контроль горизонтальності та відміток кладки. Виявлені відхилення усуваються на рівні міжповерхових перекриттів.

Монтаж залізобетонних конструкцій [22]

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій виконується відповідно до робочих креслень та вимог ДБН.

Монтаж ведеться роздільним методом. Стропування конструкцій повинно забезпечувати їх безпечний підйом і встановлення у проєктне положення.

Перед монтажем плит перекриття перевіряють[10]:

- рівність опорних поверхонь;
- відповідність відміток проєкту;
- готовність кладки до сприйняття навантаження.

Плити укладаються на шар цементно-піщаного розчину товщиною 10–15 мм. Монтаж починають від стіни з інвентарних риштувань, а наступні плити укладаються з уже змонтованих елементів. Після вивіряння плити заливаються стики розчином марки М100. Анкерні з'єднання закладаються одночасно з монтажем.

Порожнини плит перед монтажем заповнюються легким бетоном на глибину 120 мм.

Контроль якості

Якість цегляної кладки повинна відповідати вимогам ДБН [22]. Контроль здійснюється безперервно в процесі виконання робіт, а також при прийманні прихованих робіт із оформленням відповідної виконавчої документації.

Перевіряється[22]:

- правильність прив'язки, товщини та заповнення швів;
- вертикальність, горизонтальність і прямолінійність кладки;

- правильність встановлення закладних деталей, анкерів і зв'язків;
- якість фасадної поверхні та перев'язки швів.

Допустимі відхилення не повинні перевищувати значень, встановлених нормативними документами та технологічною картою.

Відхилення, що допускаються, при цегляній кладці [22]

Таблиця 3.1

Найменування	Величина відхилень, що допускаються, в мм.	
	стенів	стовпів
Відхилення:		
- по розмірах (товщині) конструкції в плані	15	10
- опорних поверхонь	- 10	- 10
- по ширині простінків	- 15	-
- по ширині отворів	+ 15	-
- по зсуву вертикальних осей віконних отворів	20	-
- по зсуву осей конструкцій	10	10
Відхилення поверхонь і кутів укладання від вертикалі:		
- на один поверх	10	10
- на всю будівлю	30	30
Відхилення рядів кладки від горизонталі на 10 м. довгі стіни	15	-
Нерівності на вертикальній поверхні кладки, виявлені при накладенні рейки довгої два метри		
- обштукатурюваною	10	5
- необштукатурюваною	5	5

При виконанні монтажу плит покриття необхідно забезпечити точність їх встановлення відповідно до вимог проекту та чинних будівельних норм. Контроль геометричних параметрів здійснюється в процесі монтажу та при прийманні змонтованих конструкцій.

Допустимі відхилення становлять[22]:

відхилення відміток нижньої поверхні двох суміжних плит — ± 4 мм;

відхилення по величині опирання плит на несучі конструкції — ± 5 мм.

Дотримання зазначених допусків забезпечує рівномірну роботу плит покриття, правильний розподіл навантажень та необхідну просторову жорсткість конструктивної системи будівлі.

Під час укладання плит покриття необхідно забезпечити нормативні зазори між суміжними елементами, що гарантує правильну роботу стиків, можливість їх подальшого замонолічування та компенсацію монтажних відхилень.

Після завершення монтажу плит обов'язково виконується інструментальна перевірка монтажного горизонту із застосуванням геодезичних приладів. Контроль здійснюється по всій площині перекриття з метою виявлення можливих перепадів відміток, які можуть впливати на рівність стелі та якість подальших оздоблювальних робіт.

За результатами перевірки при необхідності виконуються коригувальні роботи, а також замонолічування швів і стиків між плитами для забезпечення монолітності та просторової жорсткості перекриття.

Техніка безпеки[33]

Вимоги з техніки безпеки та організації будівельно-монтажних робіт

При виконанні робіт із зведення цегляних стін необхідно суворо дотримуватися вимог [33], а також чинних інструкцій з охорони праці та технологічної карти.

Під час переміщення та подачі цегли краном слід застосовувати інвентарні піддони та вантажозахватні пристрої, які виключають можливість випадіння матеріалів під час підйому і транспортування.

Рівень кладки після кожного переміщення засобів підмоцнування повинен бути не менше ніж на 0,7 м вище рівня робочого настилу або перекриття, що забезпечує безпечні умови праці мулярів.

Категорично забороняється виконання цегляної кладки, перебуваючи безпосередньо на стіні. Також не допускається зведення стін наступного

поверху без влаштування міжповерхових перекриттів, а також без завершення монтажу сходових майданчиків і маршів.

Робочі настили повинні мати[33]:

- рівну поверхню без перепадів;
- виступи елементів не більше 3 мм;
- зазори між елементами щитів не більше 5 мм;
- захисні огорожі висотою не менше 1,1 м;
- зазор між настилом і стіною не більше 5 см.

Переміщення монтажних елементів у горизонтальному напрямку виконується на висоті не менше 0,5 м над існуючими конструкціями. Елемент подається до місця монтажу і зупиняється на висоті до 30 см від проектного положення для точного наведення.

Забороняється переміщення встановлених конструкцій після їх розстропування.

Влаштування підлог[33]

Підготовка основи та бетонування

Перед улаштуванням бетонної підготовки виконується ущільнення ґрунту щебенем із використанням катків ДУ-97. Основу зволожують перед бетонуванням для запобігання втрати вологи. Бетонування здійснюється смугами шириною 3 м з використанням маякових рейок, встановлених за нівеліром. Ущільнення виконується поверхневими вібраторами, а вирівнювання — рейками. Остаточне загладжування виконується вручну або механізовано.

Бетонні підлоги[33]

Розчин укладається між дерев'яними рейками, ущільнюється вібрацією та вирівнюється. Поверхня загладжується та «залізниться» цементом для підвищення міцності та зносостійкості.

Керамічні підлоги[33]

Плитка укладається на цементно-піщаний розчин з контролем горизонтальності та товщини швів (до 2 мм). Після укладання виконується догляд за покриттям, очищення та заповнення швів цементним розчином.

Лінолеумні підлоги[33]

Основа шліфується, очищається та ґрунтується. Лінолеум витримується для стабілізації, після чого наклеюється на клейову основу з подальшим прикочуванням валиком. Стики зварюються спеціальним обладнанням.

Оздоблювальні роботи[33]

Штукатурні роботи

Штукатурка наноситься механізованим способом по маяках у три шари. Товщина шару становить близько 15 мм. Завершальна обробка виконується шліфувальними машинками до отримання рівної поверхні.

Облицювальні роботи[33]

Плитка укладається по маяках із контролем геометрії. Ширина швів — не більше 1 мм, для забезпечення рівномірності використовуються пластикові хрестики.

Малярні роботи[33]

Виконуються у кілька етапів: ґрунтування, шпаклювання, шліфування та фарбування. Нанесення фарб здійснюється фарборозпилювачами або пневматичними установками залежно від типу матеріалу.

3.3. Вибір монтажного крану [10]

Основними робочими параметрами монтажних кранів, що визначають їх технічні можливості при виконанні будівельно-монтажних робіт, є:

- вантажопідйомність Q — максимальна маса вантажу, який може бути піднятий краном за умови забезпечення необхідного запасу стійкості та міцності конструкції, т;

- висота підйому гака $H_{кр}$ — відстань від рівня стоянки крана до гака при повністю вибраному вантажному поліспасти та заданому вильоті стріли, м;
- виліт гака $l_{кр}$ — горизонтальна відстань між вертикальною віссю обертання крана та вертикаллю, що проходить через центр гака, м;
- вантажний момент $M_{г}$ — добуток маси вантажу на величину вильоту гака, що характеризує навантаження на стрілу та стійкість крана.

Найбільш відповідальними (критичними) операціями при зведенні будівлі є [10]:

- монтаж панелі перекриття масою 2,9 т на висоту 4,2 м;
- підйом піддона із силікатною цеглою для кладки барабана масою 2,5 т на висоту 12,0 м (розміри піддона 600×1915 мм, місткість — 450 шт. силікатної цегли).

Саме ці операції визначають необхідні параметри вибору монтажного крана, зокрема вантажопідйомність, висоту підйому та допустимий виліт стріли, які повинні забезпечувати виконання робіт із нормативним запасом по стійкості та безпеці.

Для розрахунку обираємо підйом піддона з цеглою для кладки барабана 2,5 т на висоту 12,0 м.

Необхідна висота підйому крюка $H_{кр}^{пр}$ визначається по формулі [10]:

$$H_{кр}^{пр} = H_o + h_3 + h_9 + h_c,$$

H_o — перевищення опори піднімаємого елемента над рівнем стоянки крана: $H_o = 12$ м;

h_3 — запас по висоті, необхідний по вимогах монтажу для підведення конструкції до місця монтажу: $h_3 = 0,5$ м;

h_9 — висота елемента в монтажному положенні: $h_9 = 1,0$ м;

h_c — висота строповки в робочому положенні од верха монтуємого елемента до низу крюка крана: $h_c = 1,0$ м.

$$H_{кр}^{тр} = 12 + 0,5 + 1,0 + 1,0 = 14,5(\text{м}).$$

Для самохідних стрілових кранів у першу чергу визначаємо мінімально необхідну відстань від рівня стоянки крану до верху стріли [10]

$$H_{ст}^{мп} = H_{кр}^{мп} + h_n,$$

h_n – висота поліспаду у стягнутому стані: $h_n = 1$ м.

$$H_{ст}^{тр} = 14,5 + 1 = 15,5(\text{м})$$

Необхідний виліт крюка, за допомогою якого забезпечуються необхідні зазори між стрілою та змонтованими конструкціями, знаходимо за формулою[10]:

$$l_k^{тр} = \frac{(a + d')(H_{ст}^{тр} - h_{ш})}{(h_n + h_c)} + c$$

$$\text{або } l_k^{тр} = \frac{(b + d'')(H_{ст}^{тр} - h_{ш})}{h_n + h_c + h_3 + h_3} + c,$$

$h_{ш}$ – висота шарніру п'яти стріли від рівня стоянки крану, $h_{ш} = 1,2$ м;

a – відстань від центру строповки піднімаємого елемента до його точки 0, ближче за все розташованої до стріли крану, $a = 0,75$ м;

b – відстань від центру строповки елемента у проектному положенню до точки будівлі, ближче за все розташованої до стріли крану 0'', $b = 2$ м;

d' - відстань від стріли крану до точки 0', включно з зазором між елементом і стрілою (не менш ніж 0,5 м), $d' = 0,5$ м;

d'' - відстань від вісі стріли до точки 0'', включно з зазором між стрілою і будівлею (0,5-1,5м у залежності від довжини стріли) $d'' = 0,5$ м;

c – відстань від вісі обертання крану до вісі шарніру п'яти стріли, $c = 2,4$ м;

$l_{кр}^{мп}$ – необхідний виліт крюку для монтажу конкретного елемента з використанням крану, обладнаного допустимо короткою стрілою.

$$l_k^{тр} = \frac{(0,75 + 0,5)(15,5 - 1,2)}{(1 + 1)} + 2,4 \approx 11,34(\text{м}).$$

$$l_k^{tp} = \frac{(2+0,5)(15,5-1,2)}{1+1+0,22+0,5} + 2,4 \approx 15,5 \text{ (м)}$$

Необхідна довжина стріли L^{mp}_{ct} визначається за найбільшим із обчислених значень l_k^{mp} за формулою [10]

$$L_{ct}^{tp} = \sqrt{(l_k^{tp} - c)^2 + (H_{ct}^{tp} - h_{ш})^2}$$

$$L_{ct}^{tp} = \sqrt{(15,5 - 2,4)^2 + (15,5 - 1,2)^2} \approx 19,4 \text{ (м)}$$

Приймаємо для виконання монтажних робіт гусеничний кран СКГ-40 із базовою довжиною основної стріли 15 м. Конструкція крана передбачає можливість нарощування стріли за допомогою змінних секцій (вставок), що дозволяє збільшувати її довжину до 20, 25, 30 та 35 м.

З урахуванням висотних та вантажних характеристик об'єкта будівництва для подальших розрахунків та перевірок приймається робоча довжина стріли крана 20 м, що забезпечує необхідні параметри вантажопідйомності, висоти підйому гака та вильоту стріли для виконання основних монтажних операцій на будівельному майданчику.

3.4. Будівельний генеральний план. Призначення будівельного генерального плану та принципи його проектування

Будівельний генплан об'єкта є одним із ключових документів проекту виконання робіт, який визначає організацію будівельного майданчика на період зведення будівлі. Він являє собою план території будівництва, на якому, окрім проєктованих та існуючих будівель і споруд, відображаються тимчасові та постійні інженерні мережі, внутрішньомайданчикові дороги, будівельні механізми, складські зони, побутові приміщення, а також інші елементи, необхідні для виконання будівельно-монтажних робіт.

Основними принципами розроблення будівельного генплану є [27]:

- раціональне та ефективне використання території будівельного майданчика;

- узгодження рішень генплану з технологією зведення будівлі та організацією будівельного процесу;
- забезпечення вимог охорони праці та протипожежної безпеки;
- створення належних умов культурно-побутового обслуговування працівників;
- мінімізація витрат на влаштування тимчасових будівель і споруд;
- максимальне використання інвентарних та мобільних будівельних конструкцій;
- за можливості — використання існуючих будівель, що підлягають знесенню, як тимчасових допоміжних приміщень.

Будівельний генплан розробляється на період виконання робіт із зведення надземної частини будівлі та є основою для організації ефективного, безпечного і технологічно обґрунтованого будівельного процесу.

3.5. Розрахунок тимчасових будівель та споруд [27]

Тимчасові будівлі і споруди влаштовуються на період будівництва об'єкта та повинні передбачатися в мінімально необхідному обсязі, достатньому для забезпечення нормальних умов праці, відпочинку та побутового обслуговування робітників.

Розміщення тимчасових будівель виконується на ділянках, вільних від забудови, внутрішньомайданчикових доріг, складів матеріалів та зон виконання будівельно-монтажних робіт, з урахуванням технологічної логістики та вимог охорони праці.

Обсяг тимчасових споруд визначається виходячи з максимальної чисельності працівників на будівельному майданчику та нормативної площі, що припадає на одного працюючого. Це дозволяє забезпечити необхідний рівень санітарно-побутових умов та ефективну організацію праці.

При тривалості будівництва до одного року санітарно-побутові, виробничі та службові приміщення доцільно приймати інвентарними —

пересувними, збірно-розбірними або контейнерного типу, що забезпечує їх швидке розгортання, демонтаж та економічну ефективність.

Розрахунок площ тимчасових будівель виконується на основі максимальної кількості робітників, задіяних у зміні, із застосуванням нормативних показників площі на одного працівника, встановлених чинними будівельними нормами [22]:

$$N_{\text{заг}} = (N_p \cdot N_{\text{ітр}} \cdot N_{\text{сл}} \cdot N_{\text{моп}}) \cdot K \quad [3.16] \quad , \text{ де}$$

$N_{\text{заг}}$ - загальна чисельність робочих на будмайданчику

N_p - чисельність робочих

$N_{\text{ітр}}$ - чисельність інженерно технічних служб

$N_{\text{сл}}$ - чисельність службовців

$N_{\text{моп}}$ - молодший обслуговуючий персонал

K – коефіцієнт враховуючий відпустки, хвороби : 1,05 ; 1,06

По календарному плану максимальна чисельність працівників складає: $N = 21$ чол.

Таким чином:

$$N_p = \frac{21 \cdot 100}{83,9} = 25 \text{ чол}$$

Тоді 1% складає 0,25 чол

3.6. Організація будівельного виробництва

3.6.1. Умови організації і здійснення будівництва

Будівництво церкви здійснюється у весняно-осінній період, що забезпечує сприятливі кліматичні умови для виконання основних будівельно-монтажних робіт та підвищує їх технологічну ефективність.

Земельна ділянка, відведена під будівництво, має зручне транспортне сполучення з існуючими автомобільними дорогами, що дозволяє забезпечити безперебійну доставку будівельних матеріалів, конструкцій та обладнання автотранспортом. Під'їзні та внутрішньомайданчикові дороги попередньо

зміцнюються шляхом відсипання та ущільнення гранульованим шлаком у підготовчий період. Надалі вони використовуються як постійні проїзди та технологічні майданчики.

У підготовчий період виконується комплексна інженерна підготовка будівельного майданчика, включаючи організацію тимчасових мереж та споруд. Влаштовується побутове містечко для робітників, а також тимчасові адміністративні, складські та господарські приміщення, необхідні для забезпечення нормального функціонування будівництва.

Доставка будівельних конструкцій, матеріалів і виробів здійснюється автомобільним транспортом згідно з графіком постачання, що забезпечує ритмічність виконання робіт.

Електропостачання будівельного майданчика передбачається від існуючої електромережі підприємства (або населеного пункту), що гарантує стабільне забезпечення електроенергією будівельних механізмів та освітлення.

Для водопостачання організується тимчасова система підключення з тупиковою схемою розводки від існуючого водопроводу, що забезпечує потреби будівництва у воді для виробничих і побутових цілей.

При облаштуванні будівельного майданчика враховуються чинні норми та вимоги проектування будівельних генеральних планів, а також правила організації будівельного виробництва, охорони праці та пожежної безпеки.

3.6.2. Рішення по технологічній послідовності і методам виробництва робіт

При підготовці території будівельного майданчика у підготовчий період виконуються роботи з вертикального планування ділянки, влаштування тимчасових під'їзних і внутрішньомайданчикових доріг, прокладання мереж тимчасового водопостачання та електропостачання, облаштування складських майданчиків, а також організація побутового містечка для робітників. Територія будівництва огорожується інвентарною огорожею відповідно до вимог охорони праці та техніки безпеки.

Земляні роботи виконуються послідовно із застосуванням одноковшового екскаватора ЕО-3322 з робочим обладнанням типу «зворотна лопата». Розроблений ґрунт транспортується у відвал або використовується для зворотної засипки. Зворотна засипка пазух фундаментів виконується після влаштування підвалу та прокладання підземних інженерних мереж із використанням бульдозера Д-606 та пошарового ущільнення ґрунту пневмотрамбовками типу ТР-1.

Зведення надземної частини будівлі виконується після завершення зворотної засипки та ущільнення ґрунту. Будівельно-монтажні роботи організуються потоковим методом із поділом будівлі на захватки. За одну захватку приймається поверх будівлі, що забезпечує ритмічність виконання робіт.

Після завершення зведення надземної частини виконуються покрівельні роботи. Подача матеріалів на покрівлю здійснюється за допомогою переставних легких кранів типу «Піонер». Під час влаштування покрівлі з хвилястих азбестоцементних листів виконання інших зовнішніх робіт на даху не допускається з метою забезпечення безпеки праці.

Штукатурні роботи виконуються із застосуванням штукатурного агрегату СО-57, що забезпечує механізоване нанесення розчинів. Після цього виконуються облицювальні роботи керамічною плиткою, а також влаштування керамічних підлог. Подача розчину на робочі місця здійснюється бетононасосом.

Після завершення всіх «мокрих» оздоблювальних процесів виконуються малярні роботи із застосуванням клейових і масляних фарбувальних складів за допомогою механізованого інструменту, що входить до складу малярної станції СО-115. Завершальним етапом є влаштування лінолеумних підлог.

3.6.3. Обсяги будівельно-монтажних робіт і трудомісткість

Обсяги загальнобудівельних робіт основного періоду визначаються на підставі архітектурно-будівельних креслень проєкту та специфікацій збірних конструкцій у натуральних одиницях виміру відповідно до вимог ДБН [22].

Обсяги спеціальних будівельно-монтажних робіт встановлюються у відсотковому співвідношенні до загальної трудомісткості загальнобудівельних робіт.

3.6.4. Нормативна тривалість будівництва об'єкта

Нормативна тривалість будівництва визначається відповідно до вимог ДБН [16].

Загальна тривалість будівництва становить 8 місяців, у тому числі тривалість підготовчого періоду — 1 місяць.

Початок будівництва — березень 2026 року.

3.6.5. Потреба в матеріально-технічних ресурсах

Виходячи з номенклатури будівельно-монтажних робіт та прийнятої технології їх виконання, визначається потреба у будівельних машинах і механізмах, а також у матеріалах, конструкціях і виробах. Розрахунок потреби виконується на основі відомості обсягів робіт і норм витрат матеріалів відповідно до [22], із подальшим оформленням у табличній формі.

Відомість потреби в будівельних машинах, механізмах і засобах малої механізації [10]:

Таблиця 3.2

Найменування машин	Тип, марка	К-ть машин	Потужність двигуна, кВт
1	2	3	4
Бульдозер	Д-606	1	74
Екскаватор одноковшовий	ЕО-3322	1	118
Трамбівка пневматична	ТР-1	2	-
Компресор	ЗІФ-55	1	76

Кран стріловидної	МКГ-20	1	67,2
Підйомник щогловий	ТП-9	1	4,0
Зварювальний трансформатор	СТЕ-24	1	54
Штукатурна станція	СО-114	1	2,3
Малярна станція	СО-115	1	38
Каток	ДУ-89	1	-

3.6.6. Розрахунок потреби в побутових і адміністративних приміщеннях

Площі тимчасових будівель і споруд визначаються на основі максимальної чисельності працівників, одночасно задіяних на будівельному майданчику, з урахуванням встановлених нормативів площі на одну особу для відповідних санітарно-побутових та виробничих приміщень. Це дозволяє забезпечити необхідні умови для розміщення, обслуговування та відпочинку працюючих відповідно до вимог будівельних норм і правил.

Кількість тих, що працюють визначається по формулі[10]:

$$N = (N_{раб} + N_{инт} + N_{служ} + N_{мон}) * 1.05 \text{ де}$$

$N_{раб}$ - число робочих в найбільш інтенсивну зміну

$N_{инт}$ - число інженерно-технічних працівників

$N_{служ}$ - число службовців

$N_{мон}$ - число працівників молодшого обслуговуючого персоналу

$$N_{раб} = 203 \text{ чіл., що складає } 85 \% ; N_{инт} = 2 \text{ чіл., що складає } 8 \%$$

$$N_{служ} = 1 \text{ чіл., що складає } 5 \% ; N_{мон} = 1 \text{ чіл., що складає } 2 \% \text{ від загальної}$$

чисельності тих, що працюють на будівельному майданчику

$$N_{общ} = (20 + 2 + 1 + 1) * 1,05 = 25 \text{ людина}$$

Площу приміщень визначаємо по нормах проектування санітарно-побутових приміщень

Таблиця 3.3

№	Тимчасові будівлі	Кол. тих, що працюють	Кол. користуючихся	Площа, м2		Прийняті будівлі		
				норм.	общ.	розміри	тип	кол.

1	Виконроб	4	100	4	16	9,0*2,7*2,8	перед- вижня	1
2	Вбиральня з душовій	20	100	0,9	20,7	7,5*3,0*2,7	контей- нерное.	1
3	Туалет	25	100	0,14	3.9	2,7*2,8*2,0	контей- нерное	1
4	Приміщення для прийому їжі	25	70	0,25	7,0	8,7*3,6*2,9	перед- вижное	1
5	Приміщення для сушки одягу і обігріву робочих	25	100	0,2	5,6	6,0*3,0*2,4	перед- вижное	1

3.6.6. Розрахунок тимчасових складських майданчиків

На будівельному майданчику передбачається організація складського господарства з урахуванням фізико-технічних властивостей будівельних матеріалів та умов їх зберігання.

Зокрема, проєктом передбачені[10]:

- відкриті складські майданчики для зберігання цегли, збірних залізобетонних конструкцій та інших матеріалів і виробів, стійких до впливу температурних коливань і атмосферної вологи;
- навіси для зберігання столярних виробів, рулонних матеріалів та подібної продукції, що потребує часткового захисту від атмосферних опадів;
- закриті склади, у тому числі опалювані — для зберігання лакофарбових матеріалів, а також неопалювані — для мінеральної вати, скла, покрівельної сталі та інших матеріалів, чутливих до умов навколишнього середовища.

Розрахунок потреби складських площ виконується у табличній формі. Вихідними даними для розрахунку є загальна потреба в матеріалах, визначена за «Відомістю матеріалів», а також тривалість виконання робіт згідно з календарним планом будівництва.

3.6.7. Організація і розрахунок тимчасового водопостачання

Забезпечення будівельного майданчика водою передбачається від тимчасової системи водопостачання, яка підключається до існуючого міського (або підприємницького) водопроводу. Для забезпечення пожежної безпеки на території будівельного майданчика додатково передбачається влаштування постійної мережі водопроводу з пожежними гідрантами, які можуть використовуватися і в період будівництва.

При проектуванні тимчасового водопроводу виконується розрахунок сумарної витрати води, що включає[10]:

- витрати води на виробничі потреби ($Q_{пр}$);
- витрати води на господарсько-побутові потреби ($Q_{гп}$).

На основі визначених витрат виконується підбір діаметрів трубопроводів, розрахунок тиску в мережі та схема розводки тимчасової системи водопостачання будівельного майданчика[10].

$$Q_{общ} = 0,5(Q_{пр} + Q_{хоз})$$

Для розрахунку витрати води на виробничі потреби приймаються ті види робіт, при виконанні яких споживання води є максимальним за зміну.

У даному випадку визначальним процесом є внутрішні штукатурні роботи. За умовами календарного плану добовий темп виконання штукатурки становить 102,5 м².

Питома витрата води на виконання штукатурних робіт приймається 7 л/м². [22]

Тоді добова потреба у воді на виробничі потреби становить[22]:

$$\text{Потреба у воді } 102,5 \cdot 7 = 718 \text{ л}$$

Витрату води для виробничих потреб розраховуємо по формулі[22]:

$$Q_{пр} = \sum_{i=1}^n Q_{cp} \cdot k_1 / (t \cdot 3600)$$

Q_{cp} - середня витрата води на виробничі потреби в зміну, л

$$Q_{np} = \frac{1.5 \cdot 718}{8 \cdot 3600} = 0.04 \text{ л/с}$$

Витрата води на господарчо-побутові потреби складається з витрати води на приготування їжі, на потреби санустройств і питні потреби[22]:

$$Q_{хоз} = n_p \cdot (n_1 \cdot k_2 / 8 + n_2 \cdot k_3) / 3600 \text{ де}$$

n_p - найбільша чисельність робочих в зміну $n_p = 20$

n_1 - норма споживання води на 1 людину в зміну $n_1 = 15$ л

n_2 - норма споживання води на прийом водного душу $n_2 = 30$ л

k_2 - коефіцієнт нерівномірності споживання води $k_2 = 3$

k_3 - коефіцієнт, що враховує відношення тих, що користуються душем до найбільшої чисельності робочих в зміну

$$Q_{хоз} = \frac{20}{3600} \cdot \left(\frac{15 \cdot 3}{8} + 23 \cdot 0,5 \right) = 0,11 \text{ л/с}$$

Загальна потреба у воді визначається по формулі[22]:

$$Q_{общ} = 0,5 \cdot (Q_{np} + Q_{хоз}) = 0,04 + 0,11 = 0,15 \text{ л/с} = 0,15 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3/\text{с}$$

Діаметр труб тимчасового водопроводу визначається по формулі[22]:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot v}} \text{ де}$$

Q - сумарна витрата води м³/с

v - швидкість руху води по трубах $v = 1,2$ м/с

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,15 \cdot 10^{-3}}{3,14 \cdot 1,2}} = 0,012 \text{ м}$$

Для влаштування тимчасового виробничо-господарського водопроводу приймається діаметр трубопроводів 32 мм, що забезпечує необхідну пропускну здатність для задоволення виробничих та побутових потреб будівельного майданчика.

Оскільки поблизу об'єкта будівництва, на нормативно допустимій відстані, на існуючій постійній водопровідній мережі встановлені пожежні

гідранти, які можуть бути використані для цілей пожежогашіння, розрахунок витрати води на пожежні потреби окремо не виконується.

Таким чином, проєктування тимчасової системи водопостачання обмежується визначенням витрат води на виробничі та господарсько-побутові потреби.

3.6.8. Розрахунок потреби будівельного майданчика в електроенергії

Електроенергія на будівельному майданчику використовується для живлення будівельних машин і механізмів (виробничі потреби), зовнішнього та внутрішнього освітлення, а також для забезпечення технологічних процесів.

Загальна встановлена потужність, необхідна для електропостачання будівельного майданчика, визначається розрахунковим шляхом за відповідною формулою[22]:

$$P = k \cdot (\sum P_c \cdot k_{1c} / \cos \varphi + \sum P_n k_{2c} / \cos \varphi + \sum P_{o.v.} \cdot k_{3c} + P_{o.n.})$$

P - необхідна потужність джерела енергії або трансформатора, кВт.

k - коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі / $k = 1.05 \div 1.1$

P_2 - потужність окремих машин і установок, кВт /приймається по справочникам/.

P_n - потужність необхідна для виробництва окремих видів СМР, кВт.

$P_{o.v.}$ - потужність, потрібна для внутрішнього освітлення

$P_{o.n.}$ - потужність, потрібна для зовнішнього освітлення

$k_{1c} k_{2c}$

$\cos \varphi$ - коефіцієнт, залежний від характеру завантаження і числа споживачів.

Загальна максимальна потужність

$$P = 1.1 \left(\frac{42,8 \cdot 0.6}{0.7} + 54 \cdot 0.4 + 2,37 \cdot 0.8 + 3,58 \cdot 0.9 \right) = 71.8 \text{ кВт}$$

Приймаємо силовий трансформатор типу ТМ-100/6 потужністю 100 кВт, максимальна напруга 6,3 кВ.

3.6.9. Розрахунок штучного охоронного освітлення будівельного майданчика

Кількість світильників для штучного освітлення підбирається залежно від освітлюваної площі і потужності ламп розжарювання.

Кількість світильників розраховується по формулі[22]

$$P = \frac{E \cdot D_0 \cdot S}{F \cdot n \cdot u \cdot z}, \text{ де}$$

E – нормована освітленість в люксах

D_0 – коефіцієнт запасу, рівний 1,5;

S – освітлювана площа, м²;

F – світловий потік ламп розжарювання;

n – ККД прожектори (0,35-0,38);

u – коефіцієнт використання світлового потоку, рівний 0,8;

z – коефіцієнт нерівномірності освітлення, рівний 0,75

$$P = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 5184}{18200 \cdot 0,38 \cdot 0,8 \cdot 0,75} = 3,74$$

Для освітлення будівельного майданчика приймається встановлення 4 прожекторів з лампами розжарювання потужністю 500 Вт типу «Н», що відносяться до світильників зовнішнього освітлення з прозорим захисним склом.

Дана схема освітлення забезпечує достатній рівень освітленості робочих зон, складів матеріалів, під'їзних шляхів та місць виконання будівельно-монтажних робіт у темний час доби, відповідно до вимог охорони праці та безпеки будівництва.

4. ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1. Заходи щодо охорони праці, передбачені в генеральному плані і будгенплані

Для будівництва будівлі церкви була виділена ділянка загальною площею 0,31 га., розташований в найбільш вигідному місці для функціонування. Рельєф місцевості спокійний з невеликим ухилом на південний захід. Відповідно до ДБН 360 – 92" Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень" дана проєктована будівля розташована з навітряного боку по відношенню до промислової зони міста, також дане розташування проєктованої будівлі забезпечує найбільш сприятливі умови для природного освітлення, провітрювання і інсоляції приміщення.

Майданчик, відведений під будівництво торгового центру, розміщується в місті Щастя. Щодо пануючих вітрів будівля зорієнтована так, що переважаючі вітру направлені в кут.

Будівлі і споруди на ділянці розташовані з урахуванням всіх норм по санітарних і протипожежних розривах, згідно ДБН В.1.1-7-2002 "Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва". До будівель забезпечений вільний під'їзд пожежних машин.

Будгенплан на зведення надземної частини будівель розроблений відповідно до вимог Сніп III-4-80* "Техніка безпеки в будівництві".

Будівельний майданчик щоб уникнути доступу сторонніх осіб захищений огорожею з дерев'яних інвентарних щитів заввишки 2м.

Розміщення складів пов'язуємо з наявністю під'їзних доріг, під'їздів від основних трас дорогий до місць приймання і розвантаження матеріалів. Склади стоять від дороги не менше чим 3 м. Ширину відкритих складів встановлюємо залежно від параметрів навантажувально-розвантажувальних машин і не перевищує 10 м: також передбачається подовжні і поперечні проходи шириною не менше 0,7м через кожні 25-30м довгі складу. Складування матеріалів і

конструкції здійснюється відповідно до вимог стандартів або технічних умов на матеріали, конструкції і вироби. На будгенплані показані місця складування використовуваних будівельних матеріалів.

Матеріали розміщені на вирівняних майданчиках, прийняті заходи проти мимовільного зсуву, просіла, осипання і розкочування складованих матеріалів.

Для виробництва СМР прийнятий кран СКГ-40. Для виключення перенесення кранами вантажів над робочими місцями на будгенплані визначена і показана небезпечна зона.

У в'їзду на будівельний майданчик встановлена схема руху засобів транспорту, а на дорогах і проїздах – добре видимі дорожні знаки, що регламентують порядок руху транспортних засобів. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виробництва робіт передбачено 10 км/ч на прямих ділянках і 5 км/ч на поворотах.

Тимчасові внутрішні автомобільні дороги проектуємо від траси постійних доріг по кільцевій схемі. Тимчасові автомобільні дороги прийняті з одностороннім рухом, шириною смуги 3,5 м. У місцях розвантаження і роз'їзду автотранспорту влаштовуються розширення.

Відповідно до Сніп 2.09.04 – 87 "Адміністративних і побутових будівель" для створення комфортних умов робочим адміністративні і побутові будівлі розміщуємо, компактно групуючи їх в побутове містечко. при виборі місць містечка враховуються наступні чинники: максимальна наближеність до будівлі, що будується, лінія комунікації, пунктам живлення, наявність зручних майданчиків, під'їзних шляхів і переходів і так далі

Запроектвані адміністративні і побутові будівлі складаються з будівель адміністративно-побутового і санітарно-гігієнічного призначення.

Пожежна безпека на будівельному майданчику забезпечується відповідно до вимог СНІП 2.01.02-85 Протипожежних норм проектування будівель і споруд. На тимчасовому водопроводі встановлено два пожежників гідранта.

Передбачений пожежник шитий, обладнаний двома вогнегасниками мазкі ОХП-10.

Будівельний майданчик, проїзди і проходи в темний час доби відповідно до ДБНУ. Тимчасові електричні мережі на будмайданчику прийняті повітря на дерев'яних опорах $H=6\text{м}$, розташованих на відстані 30-40м один від одного. Для освітлення будмайданчика на дерев'яних опорах передбачені прожектори з лампами розжарювання 1000Вт, тип «ПЗР-400» – світильника зовнішнього світла з прозорими стеклами. Розрахунок світильників виконаний в розділі ТОСП.

Складування матеріалів, установка опор для повітряної лінії електропередач проведені за межами призми обвалення ґрунту виїмки (котлованів і траншей).

4.2. Інженерні рішення по охороні праці.

На ділянці (захватці), де ведуться роботи по цегляній кладці стінів і монтажу збірних залізобетонних конструкцій, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

При переміщенні і подачі на робоче місце цеглини стріловидним краном необхідно застосовувати вантажозахватні пристосування, що виключають падіння цеглини при підйомі.

Не допускається кладка зовнішніх стінів завтовшки до 0.75 м в положенні стоячи на стіні.

Не допускається кладка стінів кожного подальшого поверху без установки конструкцій міжповерхового перекриття, що несуть, а також майданчиків і маршів в сходових клітках.

Для цегляної кладки 2-го і 3-го ярусів застосовувати інвентарні шарнірно-панельні підмости, настил яких повинен витримувати навантаження 250 кг/см², мати рівну поверхню. Виступи окремих елементів щита настилу не повинні перевищувати 3 мм, а зазор між його елементами – 5 мм. Робочі настили

повинні мати захисні огорожі заввишки 1,1 м від рівня наздогнала. Зазор між стіною і настилом повинен бути не більше 5 див.

Рівень кладки після кожного переміщення засобів підмоцнення повинен бути на 70 см вище за рівень робочого наздогнала або перекриття

При виробництві цегляної кладки стін заввишки більше 7 м по всьому периметру будівлі необхідно влаштовувати захисні козирки шириною 1,5 м із зовнішнім кутом підйому 20. до горизонту. Перший ряд козирків встановлюється на висоті 6 м від поверхні землі і залишається встановленим до повного закінчення цегляної кладки. Другий ряд встановлюється через 6-7 м вище першого і у разі потреби переставляється у міру зведення будівлі.

Способи строповки збірних елементів конструкцій повинні забезпечувати їх подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Забороняється підйом збірних конструкцій, що не мають монтажних петель або міток, що забезпечують їх правильну строповку і монтаж. Очищення, що підлягають монтажу елементів конструкцій від бруду слід проводити до їх підйому. Стropовку вантажів слід проводити інвентарними стропами. Способи строповки повинні виключати можливість падіння або зсуву застропованного вантажу. Перебування людей на елементах конструкцій під час їх підйому не допускається. Під час перерв в роботі не допускається залишати підняті елементи на вазі.

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або устаткування повинні бути закріплені так, щоб забезпечити їх стійкість і геометричну незмінність.

Расстроповку елементів конструкцій, встановлених в проектне положення, слід проводити після постійного або тимчасового надійного їх закріплення.

По правилах техніки безпеки не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більш, при грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт.

Не допускається знаходження людей під вмонтовуваними елементами конструкцій до установки їх в проектне положення і закріплення.

До виконання монтажних робіт необхідно встановити порядок обміну умовними сигналами між особою керівним монтажем і монтажником. Всі сигнали подаються тільки одним особою, керівним монтажем (бригадиром монтажною бригади, ланковим, такелажником-стропівником) окрім сигналу «СТОП», який може бути поданий будь-яким працівником, що відмітив явну небезпеку. У особливо відповідальних випадках бригадир подає сигнали тільки у присутності інженерно-технічних працівників.

При переміщенні конструкцій відстань між ними і виступаючими частинами інших конструкцій повинно бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі – 0,5 м.

Забарвлення і антикорозійний захист конструкцій, коли вони знаходяться на будмайданчику, слід проводити, як правило, до їх підйому на проектну відмітку. Після підйому проводити забарвлення або антикорозійний захист слід тільки в місцях стиків або з'єднання конструкцій.

Кути від вертикалі вантажних канатів в процесі монтажу не повинні перевищувати величину, вказану в паспорті, затвердженому в проекті або технічних умовах на цей вантажопідйомний засіб.

4.3. Розрахункова частина

4.3.1 Розрахунок небезпечної зони при роботі вантажопідйомного крану

Зона здійснення такелажних робіт може бути розташована на окремій площадці, безпосередньо у будівлі, споруді, установці і т.п., що будується чи експлуатується.

Зона здійснення такелажних робіт повинна задовольняти вимогам ПВР, діючих санітарних норм, ДБН “Техніка безпеки в будівництві” і “Правил пожежної безпеки в Україні. Загальні вимоги.”

При переміщенні механізмів і такелажних пристроїв (лебідок, кранів, порталів, мачт і т.п.) за будівельними конструкціями (плитами, покриттями каналів, тунелями, перекриттями будівель і т.ін.), а також при установці механізмів і такелажних пристосувань на будівельні конструкції повинні бути прийняті заходи, узгоджені з проектною організацією і замовником, які забезпечують розподіл напруг в будівельних конструкціях від встановлюючих механізмів і такелажних пристроїв, що не перевищують розрахункове.

Для такелажних робіт, які виконуються на висоті, межа небезпечної зони повинна проходити за межами горизонтальної проекції робочої площадки на розташовану нижче поверхню (проміжне перекриття, поверхню землі і т.ін.), яка збільшена на 1/3 висоти (але не менш 2 м) її розташування відносно нижче розташованої поверхні.

Для робіт з використанням автомобільних, гусеничних і пневмоколісних самохідних кранів межа небезпечної зони повинна проходити за межами площадки радіусом, який дорівнює довжині стріли крана, збільшеної на відстань, що дорівнює найбільшій відстані від краю вантажу до його центра тяжіння.

Найбільш критичними при виконанні робіт по побудові будівлі є монтаж панелі перекриття вагою 2,9 т на висоту 4,2 м та підйом піддона з цеглою для кладки барабана 3,6 т на висоту 12,0 м. Згідно ПВР прийнято гусеничний кран СКГ-40 з довжиною основної стріли 30 м та найбільшим вилітом основного крюку 26,5 м.

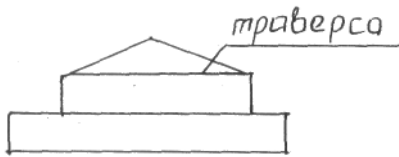
$$R = R_{\max} + S_1 = 26,5 + 2,5 = 29,0 \text{ (м)}$$

$$S_1 = \sqrt{hl(1 - \cos 45^\circ) + a_1} = \sqrt{12 \cdot 1(1 - 0.707) + 3} = 2.5 \text{ (м)}$$

Тому приймаємо межу небезпечною зони на відстані 29 м від центру опори крану.

4.3.2 Розрахунок траверси.

Дано $Q_n = 30$ кН;



$$\xi = 45^\circ; L_3 = 2.8 \text{ м}$$

Приймаємо СТЗ; $K_y = 210$ мПа;

Рис. 6.1.

Потрібна площа траверси : $F = N \cdot K_1 \cdot K_2 / \pi \cdot \varphi \cdot R_y$

де N – стискаюче зусилля яке виникає в траверсі;

K_1 – коефіцієнт запасу міцності 1.1;

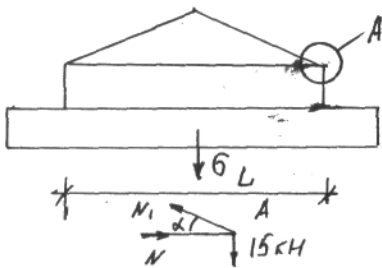
K_2 – коефіцієнт динамічності 1.2;

π – коефіцієнт роботи металу 0,85;

φ – коефіцієнт повздовжнього згину $> \lambda$;

Згадаємо $\lambda = 100 > \varphi = 0,582$;

$$F = 15 \cdot 1.1 \cdot 1.2 / 0.85 \cdot 0.582 \cdot 21 = 1.9 \text{ см}^2.$$



$$\sum y = 0;$$

$$N_1 \cdot \cos 15 = 0;$$

$$N_1 = 15 / \cos \xi = 15 \cdot 1.41 = 21.15 \text{ кН};$$

$$\sum X = 0;$$

$$- N_1 \cdot \cos \xi + 21 = 0;$$

$$N = N_1 \cdot \cos \xi = 21.5 \cdot 0.71 = 15 \text{ кН}.$$

По сортаменту ГОСТ 8240-80 підбираємо [№5; $A = 6,16 \text{ см}^2$; $i_{\min} = 0.954$ см;

Перевіряємо умови $i_{\min} > L / [\lambda] \cdot [\lambda]$;

$$0,954 > 280 / 150;$$

$0,954 > 1,84$ умова не виконується. По сортаменту ГОСТ 82.40-20 підбираємо [№16

5. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

5.1. ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 02-01

на будівництво об'єкта: Церква на 300 вірних

Кошторисна вартість	3264.68 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	294.53 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	892.53 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості (будівельний об'єм 1821.3 м3)	1792.50 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	2914.1				2914.08	288.49	874.22	1600.00
2	УРН	Опалення	10.93				10.93	1.08	3.28	6.00
3	УРН	Вентиляція	13.66				13.66	1.35	4.10	7.50
4	УРН	Водопровід	10.93				10.93	1.08	3.28	6.00
5	УРН	Каналізація	7.29				7.29	0.72	2.19	4.00
6	УРН	Електроосвітлення	16.39				16.39	1.62	4.92	9.00
7	УРН	Технол. обладнання		18.21	273.20		291.41	0.18	0.55	160.00
		Всього	2973.27	18.21	273.20	0.00	3264.7	294.53	892.53	1792.50

5.2. ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Церква на 300 вірних

№ 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	29.73	0.18			29.91
		Всього для глави 1	29.73	0.18			29.91
	Глава 2	Основні об'єкти будівництва					
2	02_01	Церква на 300 вірних	2973.27	18.21	273.20	0.00	3264.68
		Всього для глави 2	2973.27	18.21	273.20		3264.68
3	Глава 3	Об'єкти підсобного та обслуговувального призначення	386.53	2.37			388.89
		Всього для глави 3	386.53	2.37			388.89
4	Глава 4	Об'єкти енергетичного господарства	0.00	0.00			0.00
		Всього для глави 4	0.00	0.00			0.00
5	Глава 5	Об'єкти транспортного господарства і зв'язку	0.00	0.00			0.00
		Всього для глави 5	0.00	0.00			0.00
6	Глава 6	Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, тепlopостачання та газопостачання	178.40	1.09			179.49
		Всього для глави 6	178.40	1.09			179.49
7	Глава 7	Благоустрій та озеленення території	178.40				178.40
		Всього для глави 7	178.40				178.40
		Всього для глав 1-7	3746.32	21.86	273.20	0.00	4041.37
8	Глава 8	Тимчасові будівлі і споруди	107.04	0.66			107.69
		Всього для глави 8	107.04	0.66			107.69
		Всього для глав 1-8	3853.36	22.51	273.20	0.00	4149.07
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	3853.36	22.51	273.20	0.00	4149.07

10	Глава 10	Утримання служби замовника і авторський нагляд						
11		Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд)					124.47	124.47
12		Здійснення авторського нагляду					0.01	0.01
		Всього для глави 10		0.00	0.00	0.00	124.48	124.48
13	Глава 11	Підготовка експлуатаційних кадрів					0.00	0.00
		Всього для глави 11		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	Глава 12	Проектні та вишукувальні роботи						
15		Кошторисна вартість проектно-вишукувальних робіт					1.16	1.16
		Всього для глави 12		0.00	0.00	0.00	1.16	1.16
		Всього для глав 1-12		3853.36	22.51	273.20	125.64	4274.71
		Кошторисний прибуток (П)		3853.36	22.51			3875.87
	ДБН Д.1.1-1-2000, Додаток 14, табл.3	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва (Р)					153.89	153.89
		Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (І)					2137.35	2137.35
		Разом (гл1-12 + П + Р + І)		3853.36	22.51	273.20	2416.88	6565.95
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва, всього					1457.64	1457.64
		В тому числі:	а) відрахування коштів у державний інноваційний фонд				65.66	65.66
		б) Відрахування коштів на виконання робіт та послуг з розвитку доріг загального користування					78.79	78.79
		в) ПДВ					1313.19	1313.19
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку		3853.36	22.51	273.20	4833.77	8982.83
		Зворотні суми						16.15

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.

$\Phi = 3264.7$ тис.грн.

$T_1 = 0.50$ року - нормативний термін будівництва

$T_2 = 0.48$ року тривалість будівництва за проєстом

$E_D = 11.13$ тис.грн.

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

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

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:

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

$K = 3264.68$ тис.грн.

$H = 3264.68 \times 0,206 = 672.52$ тис.грн

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

$E_{\delta} = 74.20$ тис.грн.

Загальний ефект від скорочення термінів будівництва буде:

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

$$E_z = 85.33 \text{ тис.грн.}$$

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

$$3205.49 \text{ тис.грн.}$$

Для нашого проекту вартість загальнобудівельних робіт становить

$$2914.08 \text{ тис.грн.}$$

Ефект становить:

$$E_k = 291.41 \text{ тис.грн.}$$

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

$$E_k = 291.41 \times 1,104 \times (1+0,9792+0,1009+0,0881)$$

$$E_k = 697.54 \text{ тис.грн.}$$

Сумарний економічний ефект становить:

$$E_c = E_z + E_k = 782.87 \text{ тис.грн.}$$

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 $K_z = \frac{S_{буд.}}{S_{тер.}}$	0,12
2. Коефіцієнт використання території $K_{вт} = \frac{S_{кр.буд.} + S_{скл.} + S_{дор.}}{S_{тер.}}$	0,18
3. Коефіцієнт збірності $K_{зб.} = \frac{C_{зб.констр.}}{C_{заг.}}$	0,37
Б. Показники кошторисної вартості	
4. Загальна кошторисна вартість будівництва, тис.грн. в тому числі кошторисна вартість БМР, тис.грн.	8982.83 3875.87
5. Вартість одного метра кубічного будови, грн.	1792.50
В. Показники проекту виробництва	
6. Загальні трудовозатрати на БМР, людино-днів	1764
7.Трудовозатрати на 1 м. кубічний будівлі, люд.-днів/м.кубічний	0.97
8. Максимальна кількість робітників на БМР люд.	20
9. Середня кількість робітників на БМР люд.	14
10. Середня продуктивність одного робітника в день на будівництві об'єкту, тис. грн./люд.днів	2.20
11. Тривалість будівництва об'єкту, місяці а) нормативна б) проектна	6 5.7
12. Сумарний економічний ефект, тис.грн. в тому числі: а) від прийнятих прогресивних проектних рішень б) від скорочення термінів будівництва.	782.87 697.54 85.33

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Дипломний проект на тему «Церква на 300 вірних у м. Трускавці Львівської області» розроблений згідно з завданням на дипломний проект.

В дипломному проекті розглянуті наступні питання:

- об’ємно-планувальні рішення об’єкту;
- архітектурно-конструктивні рішення;
- розраховано та за конструйовано багатопустотну залізобетонну плиту;
- розроблено технологічну
- розроблений будгєнплан, калєндарний графік будівництва;
- підраховано кошторис вартості будівництва церкви;
- розглянуто питання з охорони навколишнього середовища та охорони праці;

В процесі розробки дипломного проекту переслідувались наступні цілі:

- закріплення та розширення теоретичних знань;
- отримання практичних навиків використання сучасних програм та ЕОМ;

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. Яковлев, 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.