МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ ІМ. Ю.М. ПОТЕБНІ
ЗАПОРІЗЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО УНІВЕРСИТЕТУ

Кафедра промислового та цивільного будівництва

Кваліфікаційна робота/проект

_____другий магістерський рівень_____
(рівень вищої освіти)

на тему: Організаційно-технологічні рішення щодо зведення 23-х поверхової житлової будівлі із збірних залізобетонних елементів

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1923-пцб-2
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва спеціальності)
освітньої програми промислове і цивільне будівництво
(код і назва освітньої програми)
_____Москаленко Денис Валерійович_____
(прізвище та ініціали)

Керівник _____доц., к.т.н., Мішук К.М._____
посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали

Рецензент _____ст.викл., к.т.н. Арутюнян Є.Е._____
посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали

Запоріжжя
2024

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ ІМ. Ю.М. ПОТЕБНІ
ЗАПОРІЗЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО УНІВЕРСИТЕТУ

Кафедра Промислового та цивільного будівництва
Рівень вищої освіти другий (магістерський)
(другий (магістерський) рівень)
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва)
Освітня програма «Промислове і цивільне будівництво»
(шифр і назва)
Спеціалізація -
(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ:
завідувач кафедри *промислового та цивільного будівництва*
проф. І.А. Арутюнян
"____" _____ 20___ року

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ / ПРОЕКТ СТУДЕНТОВІ (СТУДЕНТЦІ)

Москаленко Денис Валерійович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема кваліфікаційної роботи (проекту) Організаційно-технологічні рішення щодо зведення 23-х поверхової житлової будівлі із збірних залізобетонних елементів.

керівник роботи Мішук Катерина Миколаївна, доц., к.т.н.,
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом ЗНУ від "30" 09 2024 року № *1486-с*

2. Строк подання студентом кваліфікаційної роботи *грудень 2024р.*

3. Вихідні дані до кваліфікаційної роботи житлова багатоповерхова будівля зі збірним залізобетонним каркасом

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Вступ, розділ 1 – Архітектурно-будівельний розділ, розділ 2 – Розрахунково-конструктивний розділ, розділ 3 – Технологічно-організаційний розділ. 4 – Дослідження нових вузлових з'єднань. Висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'яз
креслень) 8 листів

6. Консультанти розділів кваліфікаційної роботи магістра

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдан прийн
Розділ 1	Мішук К.М., доц. кафедри		
Розділ 2	Мішук К.М., доц. кафедри		
Розділ 3	Мішук К.М., доц. кафедри		
Розділ 4	Мішук К.М., доц. кафедри		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	При
1	Розділ 1	1.09.2024 - 1.10.2024	
2	Розділ 2	2.10.2024 – 15.11.2024	
3	Розділ 3	16.11.2024 – 30.11.2024	
4	Розділ 4	01.12.2024 - 25.12.2024	

Студент _____ Москаленко Д.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи (проекту) _____ Мішук К.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль пройдено

Нормоконтролер _____ Данкевич Н.О.
(підпис) (ініціали та прізвище)

АНОТАЦІЯ

Москаленко Денис Валерійович. Організаційно-технологічні рішення щодо зведення 23-х поверхової житлової будівлі із збірних залізобетонних елементів.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник К.М. Мішук. Інженерний навчально-науковий інститут ім. Ю.М. Потебні Запорізького національного університету, кафедра промислового та цивільного будівництва, 2024.

23-х поверхова житлова будівля з архітектурно-будівельним обґрунтуванням, розраховано каркас будівлі та запроєктовано фундаменти, розроблено технологічні карти на монтаж збірного каркасу та на влаштування покрівлі, календарний графік виконання робіт, будгенплан. Проведено аналіз трансформації збірних конструкцій в просторові рамні блоки.

У дипломному проекті використані елементи САПР, які включають як варіантні пошуки об’ємно-планувального вирішення, так і конструктивні розрахунок і графічну роботу.

Ключові слова: безкаркасна будівля, уніфіковані конструктивня схеми, вузлові з’єднання збірних будинків

ABSTRACT

Denys Valeriiyovych Moskalenko. Organizational and Technological Solutions for the Construction of a 23-Story Residential Building from Precast Reinforced Concrete Elements.

Master's thesis for the degree of Master of Engineering in Construction and Civil Engineering, scientific advisor K.M. Mishuk. Yuriy Potebnya Engineering Educational and Scientific Institute, Zaporizhzhia National University, Department of Industrial and Civil Construction, 2024.

A 23-story residential building with architectural and structural justification is presented. The building frame is calculated, and foundations are designed. Technological maps for the assembly of the precast frame and roof construction, a construction schedule, and a site layout plan have been developed. An analysis of the transformation of precast elements into spatial frame blocks is carried out.

The thesis project uses elements of CAD systems, which include both variant searches for volumetric and planning solutions, as well as structural calculations and graphic work.

Keywords: frameless building, unified structural schemes, nodal connections of prefabricated buildings

ЗМІСТ

	Вступ	5
1	**АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ**	7
1.1	Вихідна інформація для проєктування	7
1.1.1	Дані про район і ділянку будівництва	7
1.1.2	Інженерно-геологічні, -геодезичні вишукування і радіаційне обстеження ділянки	7
1.2	Об’єктно-планувальні рішення	8
1.3	Схема планувальної організації земельної ділянки	10
1.4	Архітектурно-планувальні рішення	11
1.5	Конструктивні рішення	18
1.5.1	Конструктивна схема	18
1.5.2	Основні несучі елементи	20
1.5.3	Конструктивні і технічні рішення підземної частини будинку	21
1.5.4	Огороджуючі конструкції	22
2	**РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ**	25
2.1	Статичний розрахунок каркасу будинку	25
2.1.1	Постійне навантаження на раму	25
2.1.2	Снігове навантаження	28
2.1.3	Вітрове навантаження	28
2.1.4	Статичний розрахунок рами і визначення розрахункових зусиль	29
2.2	Розрахунок фундаменту	30
2.2.1	Відмітка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика	30
2.2.2	Вибір типу фундаментів	33
2.2.3	Навантаження на фундамент	33
2.2.4	Визначення підошви фундаменту	33
2.2.5	Розрахунок армування підошви фундаменту	35
2.2.6	Розрахунок осідання основи	36
3	**ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ**	38
3.1	Технологічна карта на монтаж збірного каркаса	38
3.1.1	Область застосування карти	38
3.1.2	Технологія і організація виконання робіт	38
3.1.3	Технологічні схеми виконання робіт	40
3.1.4	Вибір монтажного крану	41
3.1.5	Техніко-економічні показники	45
3.2	Технологічна карта на влаштування покрівлі	45

3.2.1	Область застосування карти	45
3.2.2	Технологія і організація виконання робіт	46
3.2.3	Вимоги для початку виконання робіт	46
3.2.4	Технологічні схеми виконання робіт	47
3.2.5	Календарний план виконання покрівельних робіт	49
3.2.6	Вимоги до якості і прийманню робіт	49
3.3	Будівельний генеральний план	51
3.3.1	Розрахунок площ тимчасових будинків і споруд	51
3.3.2	Розрахунок площі складів	54
3.3.3	Електропостачання будівельного майданчика	55
3.3.4	Тимчасове водопостачання будівельного майданчика	58
3.4	Охорона праці	61
3.4.1	Вихідні дані	62
3.4.2	Аналіз умов праці при зведенні будинку	62
3.4.3	Заходу щодо охорони праці	63
3.4.4	Організація безпеки умов роботи на будівельному майданчику	65
4	**ДОСІДЖЕННЯ НОВИХ ВУЗЛОВИХ З'ЄДНАНЬ**	66
4.1	Вузлові з'єднання збірних будинків	66
4.2	Каркасні будинки зі збірних конструкцій	68
4.3	Несуча здатність та конструктивне рішення вузлового з'єднання збірної конструкції	70
4.4	Оцінка деформативності вузлового з'єднання збірної конструкції	75
4.5	Рекомендації з розрахунку і проектування посторових рамних блоків	81
4.6	Оцінка ефективності збірних конструкцій	84
	ВИСНОВКИ	86
	СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	87

Вступ

На теперішній час в Україні гостро стоїть питання з вирішення житлових проблем. Погіршення економічної ситуації в наслідок війни з росією, та в наслідок цього скорочення масового житлового будівництва, мінімізація практики надання безкоштовного житла, відсутність зростання доходів у більшості населення, високий рівень інфляції тощо - все це сприяє актуальності у вирішенні даної проблематики. Сьогодні, як ніколи, важливим стає проведення великих досліджень в галузі типології житла та формування структурних елементів житлового середовища в залежності від економічних характеристик та вимог різних соціальних груп, в силу орієнтації на конкретні особливості населення та відсутності раніше подібних досліджень.

Розроблені ще в радянський період конструкції житлових будинків, призначених для усередненого споживача, безперечно мали свої позитивні моменти на той час. В сучасних умовах дані типи будівель не зовсім відповідають вимогам нової соціально-економічної структури міського населення, що формується, і не відповідають різноманітності їх способів життя. В даний час назріла передумова для розробки розгорнутої системи будинків та квартир нового типу, що відповідає потребам та економічним можливостям потенційних мешканців.

Пошуку вирішення проблем житлових споруд приділено багато наукових досліджень як за кордоном, так і в нашій країні: гуманізації житлового середовища, соціології та психологічного комфорту проживання, розвитку спеціалізованих типів житла, стандарту житла, моделювання соціально-ефективного та економічного житлового середовища для різних категорій населення.

Таким чином, вибір теми створення нового організаційно-технологічного рішення щодо зведення багатоповерхової житлової будівлі із збірних залізобетонних елементів в умовах нових економічних відносин,

зумовлює необхідність та актуальність даного магістерського дослідження.

Мета роботи – розробити та дати оцінку раціональному організаційно-технологічному рішенню зі зведення багатоповерхової житлової будівлі із збірних залізобетонних елементів, яка б забезпечувала сучасним вимогам створення економічного житлового середовища різного якісного рівня та використовує для цього інноваційні будівельні матеріали та технології.

Відповідно до мети роботи потрібно вирішити такі **завдання**:

- дати порівняльну оцінку вітчизняного та зарубіжного досвіду зведення житлових будівель із збірних залізобетонних елементів з урахуванням економічного та спеціалізованого комплексу факторів;

- виконати аналіз раціональних досліджень у галузі розробки організаційно-технологічного рішення щодо зведення житлових будівель з елементів заводського виробництва;

- розробити науково-обґрунтовані організаційно-технологічні рішення монтажу житлової будівлі;

- надати рекомендації щодо раціональних організаційно-технологічних засад вибору науково-обґрунтованих рішень на найближчу перспективу.

Предмет дослідження – комплекс інноваційного організаційно-технологічного рішення щодо зведення багатоповерхової житлової будівлі із збірних залізобетонних елементів.

Об'єкт дослідження - модель запропонованого до зведення 23-поверхової житлової будівлі із збірних залізобетонних елементів, що відрізняються оптимальною об'ємно-планувальною гнучкістю, типологічною різноманітністю, економічністю, що має різну функціональну змістовність та інноваційність.

Структура і об’єм магістерської роботи. Робота складається із введення, чотирьох розділів, висновків, загальних висновків та пропозицій, списку використаних джерел. Основною темою текст викладено на 83 сторінках, з них 10 малюнків, 15 таблиць, та містить списки літератури зі 25 найменування праць вітчизняних та зарубіжних авторів.

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Вихідна інформація для проєктування

1.1.1 Дані про район і ділянку будівництва

Площа ділянки - 5,37 га, розташована у м. Львів, категорія земель – землі промисловості, транспорту і іншого призначення.

Границі ділянки:

Північ – вулиця Галицька.

Схід – ТзОВ Профіцентр «Квітка».

Захід – Складські та логістичні приміщення.

Південь – існуюча офісно-складська забудова.

Рельєф ділянки рівний, територія вільна від забудови, зелені насадження- поодинокі дерева, кущі.

Проєктований будинок розміщається головним фасадом убік вулиці Галицької.

1.1.2 Інженерно-геологічні, -геодезичні вишукування і радіаційне обстеження ділянки

Топографічні умови ділянки забудови: будівельний майданчик розташований у північно-західній частині м. Львова.

Кліматологічні і метеорологічні умови ділянки район будівництва ІІВ по ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010.

Розрахункова температура зовнішнього повітря мінус 28°С.

Розрахункове значення ваги снігового покриву для ІІІ району (згідно ДБН В.1.2 – 2:2006) – 1,8 кПа.

Нормативне значення вітрового тиску для II району (згідно ДБН В.1.2 – 2:2006) – 0,38 кПа.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів – 0.8 м.

Інженерно-геологічні умови ділянки забудови. Властивості ґрунтів описані у розрахунково конструктивному розділі.

1.2 Об’єктно-планувальні рішення

До складу багатоповерхової житлової будівлі входять:

а) багатофункціональний торгово-офісний центр і складський комплекс, до складу якого входять:

– корпус I в осях “21 – 29”-“ А-І” з розмірами (56,45 × 56,0)м і в осях “30 – 35”-“ К-Т” з розмірами (40,0 × 56,0)м;

– корпус II в осях “1 – 14”-“ А-І” з розмірами (96.45 × 56,0)м;

– корпус III в осях “15 – 20”-“ А-І” з розмірами (40,0 × 56,0)м;

– газорегуляторний пункт блоковий (ГРПБ);

– пропускний пункт (КПП) – 6шт;

– очисні споруди дощових стоків;

– навіс для контейнерів жорстких побутових відходів;

– трансформаторна підстанція блокова;

– майданчик для розміщення автотранспорту;

– елементи благоустрою і озеленення;

– огородження периметра території.

Покриття автодоріг прийняте асфальтобетонне, тротуарів – бруківка.

Для будівництва розроблений індивідуальний проєкт.

Будівництво передбачається здійснити в три етапи.

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники по об’єкту

№ п/п	Найменування показника	Одиниця виміру	Чисельне значення
1	2	3	4
1	Загальна площа ділянки	га	5,3710
2	Площа забудови будинку	$м^2$	12406,0
3	Коефіцієнт забудови	%	23,1
4	Будівельний об’єм будинку	$м^3$	109823
5	Загальна площа будинку у тому числі: Корпус I Корпус II Корпус III	 $м^2$ $м^2$ $м^2$	16654,9 7099,3 6511.2 3044.4
6	Корисна площа будинку	$м^2$	16453,5
7	Кількість паркомісць: на території, у тому числі: - майданчик для тимчасового розміщення автотранспорту -майданчик для розміщення автотранспорту маломобільних груп населення	 м/м м/м	468 464 4
8	Витрата води	$м^3$/доба	43,91
9	Витрата стічних вод	$м^3$/доба	32,67
10	Витрата тепла у тому числі на ГВС	МВт	4,7
14	Витрата електроенергії	кВт/рік	1 000 000
15	Тривалість будівництва	рік	

1.3 Схема планувальної організації земельної ділянки

а) Земельна ділянка, відведена під будівництво багатоповерхового житлового будинку розташований на вільній від забудови території.

Згідно, розробленої містобудівної документації будинок має транспортний і інженерний зв’язок з існуючою інфраструктурою що склалася міською забудовою.

Вертикальне планування виконане методом проєктних горизонталей перерізом через 0.1 м. Відвід дощових і талих вод від стін будинку здійснюється самопливом у лотки проїздів і далі в дощеприймачі проєктованої ливневої каналізації. Перед початком будівництва рослинний ґрунт на глибину 0.2 метра зрізується, складується на вільній території і використовується для озеленення.

Ґрунт із проїздів, тротуарів, вимощення і озеленення використовується для підсипання території.

Таблиця 1.2 – Техніко-економічні показники генплану

Показники	Одиниці виміру	Загальна кількість
1	2	3
Площа ділянки	$м^2$	53710
Площа забудови загальна	$м^2$	12539,5
Площа жорстких покрить	$м^2$	26520,3
Площа озеленення	$м^2$	14650,2
Будівельний об’єм	$м^3$	109823.0

Навколо будинку багатофункціонального торгово-офісний центр із складськими приміщеннями виконаний проїзд шириною – 6.5 м, що має асфальтобетонне покриття. Територія озеленена газоном. Газон влаштовується вручну з підсипанням родючою сумішшю товщиною 0.15 м.

Благоустрій території розроблений згідно ДБН Б.2.2-5:2011.

Площа ділянки благоустрою, становить 5.371га.

Зона для розміщення об’єкта надана відповідно до раніше запроєктованої схеми генерального плану під будівництво багатофункціонального торгово-офісного центру із складськими приміщеннями.

Транспортні комунікації для даного об’єкта відсутні.

В’їзд на територію ділянки здійснюється із північної сторони. З’їзди виконані з асфальтобетону.

1.4 Архітектурно-планувальні рішення

Житлова будівля з торгово-офісним центром неправильної форми в плані. Будинок запроєктовано одне-двох поверховим, з розмірами в плані в осях “1– 29, А-І” (193.8 × 56.0)м, в осях “30 – 35”-” К-Т” (40.0 × 56.0)м. Другий поверх запрєктований в осях “1 – 29” – ”А-Г” (193.8 × 24,0)м, в осях “30 – 35”-” К-Т” (40.0 × 56.0)м, площею 4486,0м^2. Загальна площа будинку 16534,2м^2.

Будинок є новим будівництвом.

Торгово-офісний центр із складськими приміщеннями містить у собі 3 корпуси:

- корпус І в осях “21 – 29” – “А-І” з розмірами (56,45 × 56,0)м і в осях “30 – 35”-“ К-Т” з розмірами (40,0 × 56,0)м;
- корпус ІІ в осях “1 – 14”-“ А-І” з розмірами (96.45 × 56,0)м;
- корпус ІІІ в осях “15 – 20”-“ А-І” з розмірами (40,0 × 56,0)м.

Відмітка чистої підлоги 1-го поверху 0.000, відповідає абсолютній відмітці 165,85.

Відмітка чистої підлоги 2-го поверху 5.500.

У даному дипломному проєкті розглядається корпус №1.

Будівля - неправильної форми в плані.

Основні входи в будинок запроєктовані по вул. Галицької.

Вертикальне переміщення за допомогою внутрішніх евакуаційних сходів. Сходи №6, в осях “Б”-“В” – “21”-“23” для підйому з першого на другий поверх. Сходи №7, по осі “И в осях “27”-“28” для підйому з першого на другий поверх Сходи №8, в осях “М”-“Н” – “30”-“31” для підйому з першого на другий поверх і виходу на покрівлю.

Виходи на покрівлю передбачені по металевих сходах по осі “И” в осях “22”-“23/1” і металевим драбинам. Вихід з будинку на покрівлю передбачений з 2-го поверху в осях “27”-“28” по осі “Г”

Склад приміщень і розподіл їх по поверхах виконане за завданням Замовника.

Перший поверх розташовується на відм. 0.000 м і містить у собі вхідні зони, з торгово-виставковими залами.

Висота 1-го поверху в чистоті: - від підлоги до підвісної стелі становить 4,4м - у двоповерховій частині будинку;

- від підлоги до низу ферм 4,88м - в одноповерховій частині будинку.

Склад і площі приміщень першого поверху наведено в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 – Специфікація приміщень 1 поверху 1-го корпусу

Номер	Найменування	Площ., м2	Категорія по вибуховий, вибухопожежній і пожежної небезпеці
1	2	3	4
І -101	Торгово-виставковий зал	996,6	Д
І -101а	Магазин Lifestyle	119,4	Д
І -101б	Individual	64,0	Д
І -102	Тамбур	3,8	-
І -103	Тамбур	3,8	-
І -104	Вестибюль	13,5	-
І -105	Пост охорони	2,8	Д
І -106	Сходи N8	21,3	-
І -107	Санвузол	5,7	Д

Продовження таблиці 1.3

1	2	3	4
-108	Санвузол	2,9	Д
І -109	Коридор	3,8	-
І -110	Приміщення збирального реманенту	2,7	Д
І -111	Санвузол	7,1	Д
І -112	Технічне приміщення	3,3	Д
І -113	Технічне приміщення	3,3	Д
І -114	Розрахунково-касовий вузол	15,0	Д
І -115	Тамбур	3,6	-
І -116	Кабінет начальника відділу продажів	12,6	Д
І -117	Нарадча кімната	12,3	Д
І -118	Опер. склад миагазину Lifestyle	51,0	В2
І -119	Оперативний склад	105,2	В2
І -120	1 Зона видачі	35,2	Д
І -121	2 Зона видачі	34,2	Д
І -122	3 Зона видачі	33,2	Д
І -123	Торгова зона	179,8	В3
І -124	Торгова зона	129,4	Д
І -125	Кабінет начальника сервісу	11,5	Д
І -126	Нарадча кімната	11,5	Д
І -127	Магазин N1	38.4	Д
І -128	Магазин N2	38,3	Д
І -129	Магазин N3	38,7	Д
І -130	Технічне приміщення	13.0	Д
І -131	Офісне приміщення N1	39.2	Д
І -132	Офісне приміщення N2	36,9	Д
І -133	Офісне приміщення N3	37,1	Д

Продовження таблиці 1.3

1	2	3	4
І -134	Торгово-виставковий зал	239.5	Д
І -135	Тамбур	2,3	
І -137	Приміщення прибиральниці	3,0	Д
І -138	Санвузол	3,0	Д
І -140	Вестибюль	7,8	-
І -141	Пост охорони	3,8	Д
І -142	Склад	114,5	В1
І -143	Склад	290,9	В2
І -144	Склад	551,3	В
І -145	Інженерно-тепловий пункт	34,6	Д
І -146	Насосна	31,0	Д
І -147	Електрощитова	31,2	Д
І -148	Офіс	66,1	Д
І -149	Технічне приміщення	17,8	Д
І -150	Агрегатна	40,5	Д
І -151	Склад	37,3	Д
І -152	Інфо-Центр	10,2	Д
І -153	Кімната майстра	12,7	Д
І -154	Торговий зал	932,4	В2
І -155	Санвузол	4,7	Д
І -156	Санвузол	2,9	Д
І -157	Сходи N7	15,3	-
І -158	Вестибюль	5,1	-
І -159	Електрощитова	5,5	Г
І -160	Приміщення курилки	5,4	-
І -161	Інструментальна	20,0	Д
І -162	Комірник	20,0	Д
		4660.1	

Другий поверх розташовується на відм. 5.500 і містить у собі офісні приміщення;

адміністративно-побутові приміщення (що включають у себе блок адміністративно-побутових приміщень охорони на весь комплекс, медичний пункт із підсобними приміщеннями, гардероби співробітників з побутовими приміщеннями); технічні і допоміжні приміщення (венткамери, компресорна, котельня); підприємства харчування (їдальні, кімната приймання їжі для співробітників і кафе для відвідувачів з підсобними і побутовими приміщеннями);

Висота другого поверху в чистоті (від підлоги до підвісної стелі) 3,6м.

Таблиця 1.4 – Склад і площі приміщень другого поверху

Номер	Найменування	Площ., м2	Категорія виробництва по вибуховий, вибухопожежній і пожежної небезпеці
1	2	3	4
І -201	Кафе	94,0	Д
І -202	Підсобне приміщення кафе	14,2	Д
І -203	Балкон	105,1	Д
І -204	Санвузол	5,9	Д
І -205	Санвузол	5,9	Д
І -206	Сходи N8	21,3	
І -207	Санвузол	1,5	Д
І -208	Підсобне приміщення кафе	9,0	Д
І -209	Техприміщення	3,3	Д
І -210	Техприміщення	3,3	Д
І -211	Коридор	38,3	
І -212	Нарадча кімната	24,6	Д
І -213	Відділ страхування	22,9	Д
І -214	Відділ кредитування	21,9	Д
І -215	Підсобне приміщення	34,0	Д

Продовження таблиці 1.4

1	2	3	4
І -216	Нарадча кімната	28,6	Д
І -217	Коридор	53,3	
І -218	Нарадча кімната	37,5	Д
І -219	Кабінет	42,7	Д
І -220	Кабінет	43,4	Д
І -221	Санвузол	10,1	Д
І -222	Санвузол	10,1	Д
І -223	Кімната приймання їжі	63,0	Д
І -224	Експлуатація	63,6	Д
І -225	Адміністративно-господарський відділ	58,8	Д
І -226	Сходи N7	20,7	
І -227	Компресорна	25,8	Д
І -228	Гардеробний блок чоловічий	79,8	Д
І -229	Кімната забрудненого одягу	8,3	Д
І -230	Сушіння одягу	5,2	Д
І -231	Приміщення для миття і зберігання тари	8,9	
І -232	Сан.вузол	13,1	Д
І -233	Душова	16,5	Д
І -234	Гардеробний блок жіночий	14,0	Д
І -235	Сан.вузол	4,7	Д
І -236	Душова	3,7	Д
І -237	Тренінг-Центр	66,9	Д
І -238	Помещ. збирального ременанту	5,0	Д
І -239	Сан.вузол	6,6	Д
І -240	Сан.вузол	6,6	Д
І -241	Венткамера	50,0	Д

Продовження таблиці 1.4

1	2	3	4
І -242	Коридор	60,1	Д
І -243	Серверна	20,0	Д
І -244	Кабінет ІТ	24,4	Д
І -245	Тамбур	10,2	
І -246	Кабінет виробничого відділу	33,9	Д
І -247	Венткамера	41,9	Д
І -248	Кабінет відділу якості і операторів	24,6	Д
І -249	Комора ліків	3,0	Д
І -250	Процедурна	15,3	Д
І -251	Процедурна	11,3	Д
І -252	Приймальня	8,6	Д
І -253	Сан.вузол	2,4	Д
І -254	Кімната відпочинку	28,0	Д
І -255	Сан.вузол	5,1	Д
І -256	Душова	3,7	Д
І -257	Гардероб	30,1	Д
І -258	Приміщення для інструктажу	15,5	Д
І -259	Приміщення зберігання зброї охорони	4,0	
І -260	Охоронно-пожежний пост	20,9	Д
І -261	Венткамера	25,5	Д
І -262	Кабінет	20,8	Д
І -263	Сходи N6	21,6	
І -264	Кабінет начальника охорони	12,3	Д
І -265	Обідній зал їдальня №2	72,0	Д
І -266	Завантажувальна	11,9	Д
І -267	Коридор	121,5	Д
І -268	Сан.вузол	6,5	Д

Продовження таблиці 1.4

1	2	3	4
І -269	Сан.вузол	9,6	Д
І -270	Коридор	9,1	
І -271	Санвузол	2,2	Д
І -272	Гардероб співробітників	22,7	Д
І -273	Нарадча кімната	18,1	Д
І -274	Нарадча кімната	22,0	Д
І -275	Коридор	95,0	Д
І -276	Бухгалтерія	41,5	Д
І -277	Кабінет начальника відділу	54,6	Д
І -278	Кабінет заступника директора	51,8	Д
І -279	Кімната відпочинку	26,3	Д
І -280	Кімната відпочинку	26,8	Д
І -281	Кабінет директора	57,2	Д
І -282	Кабінет секретаря	36,8	Д
І -283	Котельня	136,7	Г
І -284	Лінія роздачі	10,9	Д
І -285	Мийна	9,3	Д
І -286	Приміщення збирального реманенту	2,5	Д
		2440,3	

1.5 Конструктивні рішення

1.5.1 Конструктивна схема

Будинок запроектовано одно-двох поверховим; неправильної форми, з розмірами в плані в осях «1 – 29»/« А-І» (193.8 × 56.0)м, в осях «30 – 35»/« К-Т» (40.0 × 56.0)м., площею 16579,2м².

Будинок по довжині розділене на 5 блоків температурно-усадочними швами. Конструктивна схема - рамно-в’язова.

Жорсткість і стійкість будинку забезпечується за рахунок жорсткого з’єднання вертикальних несучих конструкцій (стін, колон, сходових вузлів) з фундаментами, спільною роботою вертикальних конструкцій з горизонтальними зв’язками (залізобетонні балки, і жорсткі диски перекриття).

Крок колон в основному регулярний, 8 × 8м, в осях Г-І -8 × 16м.

Нормативні навантаження і впливу:

- враховані наватаження від ваги інженерного обладнання розташованого на покрівлі;
- враховані навантаження від власної ваги стінового огородження;
- в приміщені котельні враховано розташування зосередженого навантаження в місцях розташування обладнання згідно зі схемою розташування обладнання;
- врахована власна вага залізобетонних конструкцій;
- вітрове навантаження прийнято ІІ району, тип місцевості В: W0 = 0.38 кПа;
- вага снігового покриву прийнято для ІІІ-го снігового району Sg = 1310кПа.

Коефіцієнти застосовані згідно ДБН В.1.2 – 2:2006.

1.5.2 Основні несучі елементи

Колони – збірні залізобетонні, перерізом 400 × 400мм і 500 × 500мм, з важкого бетону класу С40/50.

Колони встановлюються в залізобетонні монолітні стакани на сталеві пластини для вирівнювання. Зазор між колоною і стаканом заповнюються безусадковим бетоном С40/50 після перевірки правильності монтажу і при надійній фіксації колони в проектному положенні.

Стіни - збірні залізобетонні товщиною 200мм із важкого бетону класу С20/25. Стіни встановлюються на монолітні конструкції фундаментів. Поглиблення в стінах заповнюються цементним розчином тільки після контролю правильності установки стін.

Сходові марші і майданчика - збірні залізобетонні, бетон класу С20/25.

Ригелі – збірні прямокутного і таврового перерізу, мають висоту від 600 до 800мм. У рівні перекриття ригелі опираються на консолі колон і кріпляться за допомогою анкерних болтів. У рівні покриття ригелі опираються на колони і кріпляться так само анкерними болтами. Бетон класу по несучої здатності С45/55.

Ригелі встановлюються на колони або їх консолі, безпосередньо на закладну деталь 10мм. Отвори для болтів не повинні бути заповнені бетоном. Болти затягаються перед установкою пустотних панелей.

Перекриття - пустотні плити товщиною 265, 320, 500мм збірні залізобетонні, балки попередньонапружені: 400 × 600, 400 × 700 – прямокутні, одно і поличкові з висотою 600, 700, 800, 1100мм. З важкого бетону класу С40/50. Покриття - пустотні плити 200, 220, 320, 400мм по балках. В осях Г-І прольоти перекриття 16-ти метрові скатними балками.

Плити перекриття і покриття встановлюються на стіни або на полички ригелів і безпосередньо на закладні деталі 10мм. Розташування плит повинно строго відповідати проєкту. Між рядами плити укладаються анкери, що проходять через наскрізні отвори в ригелі. Замонолічування зазорів між

плитами і ригелями повинне виконуватися тільки після контролю правильності установки плит і розкладки арматури в з'єднаннях. Заповнення проводиться бетоном С25/30 на дрібному щебені. Контрольний отвір у ригелях крайніх рядів повинен заповнюватися тільки після замонолічування зазорів між плитами і ригелями. Для цієї мети рекомендується використовувати розчин SIKA 314 або VETONIT 600.

1.5.3 Конструктивні і технічні рішення підземної частини будинку

Фундаменти – окремо стоячі монолітні стовпчасті (стаканного типу), під збірні залізобетонні колони, перерізом 400 × 400мм 500 × 500мм, з важкого бетону класу С20/25.

Під стіни сходової клітки і діафрагми жорсткості - монолітні залізобетонні плити товщиною 200мм. Бетон класу С20/25 марка по морозостійкості F50 і марка по водопроникності W6.

Цоколь – залізобетонні фундаментні балки товщиною 300мм, висотою 600мм і 750мм. Бетон марки С20/25 марка по морозостійкості F50 і марка по водопроникності W6. Залізобетонні фундаментні балки опираються на монолітні консолі стовпчастого монолітного фундаменту і виконуються по цементно-піщаній підготовки М150.

Відносна відмітка грані фундаменту -0.400м. Стовпчастий фундамент виконаний по бетонній підготовці товщиною 100мм із бетону класу С8/10 на піщано-щебеневій підготовці - 100мм. Матеріали фундаменту - важкий бетон класу по несучої здатності С20/25, марка по морозостійкості F50 і марка по водопроникності W6. Основне армування фундаменту з арматур Ø12 класу А500С.

Усі поверхні фундаментів, що стикаються із ґрунтом, покриваються холодною бітумною мастикою за 2 рази по праймеру.

Зворотне засипання пазух фундаменту виконати непучинистим ґрунтом (піском середньої фракції) з пошаровим ущільненням шарами не більше 20 см до об'ємної ваги ρ =1,65:1,7 т/м³.

1.5.4 Огороджуючі конструкції

Зовнішні стіни головного і бічних фасадів виконані з газосілікатних блоків (200 × 588 × 188h) на цементно-піщаному розчині марки М100, система вентильованого фасаду (мінераловатна плита товщиною 150мм, облицювання - композитні панелі).

Зовнішні стіни заднього фасаду – із тришарових начіпних панелей типу «сендвіч» товщиною 150мм із мінераловатним утеплювачем заводського виготовлення. На другому поверсі стіни усередині будинку облицьовані гіпсокартоном.

Конструкція покриття по збірних залізобетонних балках- покрівля плоска з ухилом 3%, із внутрішнім водостоком.

Вітражне скління - однокамерний склопакет 6*-16 – 4 К4 (6* – скло прозоре загартоване 6мм; 4 К4 – скло прозоре 4мм із вибухобезпечною плівкою К4 і енергозберігаючим покриттям) на алюмінієвому каркасі білого кольору по шкалі RAL9010. У рівні перекриття використовується загартоване скло покрите з однієї сторони непрозорою фарбою (стемаліт). Відкривання стулок – поворотне.

Віконні блоки – алюмінієві із прозорим склом.

Санвузли і душові виконані з газосілікатних блоків товщиною 200мм. Душові і туалетні кабіни виконані із сантехнічних перегородок товщиною 50мм, на алюмінієвому каркасі, облицьованих пластиком, висотою 2.5м.

Двері зовнішні – ворота автоматичні підйомно-секційні скляні колір профілю по шкалі RAL9010.

Ворота розстібні скляні. Колір профілю по шкалі RAL9010. (виходи з торгово-виставкових залів).

Двері зовнішні скляні розстібні двопільні (однокамерний склопакет, скло прозоре, в алюмінієвій рамі, з розмірами прорізу 1,9 × 2,1м; 1,7 × 2,1м; (виходи торгово-виставкового залів). Колір профілю по RAL9010.

Двері зовнішні алюмінієві засклені розстібні з полотнами різної ширини

(однокамерний склопакет, скло прозоре, з розмірами прорізу 1,3 × 2,1м (виходи зі сходів). Колір профілю по шкалі RAL9010. Двері зовнішні металеві глухі розстібні, однопольні, EI30 (вихід на покрівлю). Колір по RAL9010. Двері внутрішні алюмінієві глухі, з полотнами різної ширини, з розмірами прорізу 1,3 × 2,1 протипожежні (EI30), Колір по шкалі RAL9010. (виходи зі сходів, коридорів другого поверху). Двері внутрішні алюмінієві глухі, однопольні, з розмірами прорізу 1,0 × 2,1 (виходи з офісних приміщень). Колір по RAL9010. Двері внутрішні алюмінієві глухі, однопольні, з розмірами прорізу 0,9 × 2,1; 0,8 × 2,1. Колір по шкалі RAL9010. (виходи з допоміжних приміщень, санвузлів, приміщень збирального реманенту). Двері внутрішні металеві глухі, протипожежні (EI30), однопольні, з розмірами прорізу 1,0 × 2,1. Колір по шкалі RAL9010. (виходи з вентиляційних камер, компресорної).

Усі матеріали, застосовувані для виконання робіт, повинні відповідати вимогам відповідних ДСТУ, ТУ і мати сертифікати якості.

Заходи щодо протипожежного захисту несучих будівельних конструкцій будинки виконані згідно ДБН і забезпечують межу вогнестійкості не менше необхідного, згідно норм. Усі конструкції негорючі, клас пожежної небезпеки. У збірних залізобетонних конструкціях передбачені розміри перерізів і захисних шарів бетону для арматури, що забезпечують для них необхідну вогнестійкість.

Навколо будинку запроектоване асфальтове вимощення шириною 1,5м по щебеневій підготовці.

Перегородки:

- газосілікатні блоки 188 × 300 × 588h, γ = 600 кг/м³, 0,26; $\lambda_б$= Вт/м°С, розчин марки М100, мають межу вогнестійкості EI 45.

- перегородки, що розділяють зони по функціональній пожежній небезпеці армована кладка з керамічної цегли пластичного пресування товщиною 250мм, мають межау вогнестійкості EI 150;

- гіпсокартонні товщиною 115мм (ГКЛ 4 × 12,5; ПС-65; ПН-65, мінераловатні плити щільністю 40кг/м^3, товщиною 60мм).

Виконана штукатурка, шпаклівка і високоякісне фарбування стін і перегородок водоемульсійною фарбою світлих відтінків.

Фарби водно-дисперсійні. У санвузлах і приміщеннях кухні виконана обробка стін керамічною плиткою білого кольору (на висоту h = 2м) і водоемульсійним фарбуванням (вище 2м).

Стелі:

- алюмінієві рейкові зі світильниками RG100 виконані в приміщеннях санвузлів, кімнатах;

- гіпсокартонні «Армстронг» 600 × 600 із вбудованими світильниками PRBLUX/R з подвійний дзеркальної раоаболічними ґратами, виконані в офісних приміщеннях, коридорах, побутових і технічних приміщеннях, приміщеннях для співробітників;

- гіпсокартонні «Армстронг» 600 × 600 із вбудованими світильниками OPL/R418 з опаловим розсіювачем, виконані в їдальні, кафе, торгово-виставкових залах;

- водоемульсійне фарбування виконане в технічних приміщеннях.

Світильники ALS.OPL з опаловим розсіювачем зі ступенем захисту IP54.

Каркаси підвісних стель виконуються з негорючих матеріалів.

Кріплення каркаса підвісних стель здійснюється безпосередньо до збірних залізобетонних плит перекриття товщиною 265 – 500мм (плити перекриття, товщиною 200 – 400мм (плити покриття).

Підлоги:

керамогранітна плитка. Виконана в торгово-виставкових залах офісних приміщеннях, коридорах, побутових і технічних приміщеннях, їдальні і кафе, приміщення для співробітників; клінкерна плитка АРГЕЛІТ - приміщення спеціалізованого технічного обслуговування; керамічна плитка – санвузли, душові, побутові приміщення; ковролін – офісні приміщення, кімнати відпочинку персоналу, приміщення для співробітників, нарадчі.

Підземна частина житлової будівлі в плані має прямокутну форму, габаритами 240,8 × 56,4м.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Статичний розрахунок каркасу будинку

Каркас, що розраховується – залізобетонний з поперечним розташуванням ригелів. Навантаження, що діють поперек будинку, сприймаються шарнірними вузлами з'єднання колон і ригелів, а в поздовжньому напрямку диском перекриття.

Основний крок рам 8м. Розрахунок рами каркасу виконано по осі "Н".

При розрахунках рами навантаження і впливи приймаються згідно ДСТУ для м. Львів III сніговий район- розрахунковий сніговий тиск на 1м2 поверхні, Sg =1,8 кН/м^2. II вітровий район – нормативне значення вітрового тиску, 0,38 о w = кН/м^2. Нормативні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень приймаються згідно ДСТУ.

2.1.1 Постійне навантаження на раму

Таблиця 2.1 – Навантаження від перекриття

Найменування навантажень	Нормативна, кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункова, кН/м^2
1	2	3	4
Лінолеум δ= 0,01$м$ γ=18$кН$ / $м^3$	0,18	1,2	0,22
Цементно-піщаний розчин δ = 0,03$м$ γ=18$кН$ / $м^3$	0,54	1,3	0,7
Керамзитобетон δ=0,06$м$ γ= 8$кН$ / $м^3$	0,48	1,3	0,62
Багатопустотна плита перекриття δ=0, 265$м$ γ=25$кН$ / $м^3$	3,8	1,1	4,18
Залізобетонний ригель γ=25$кН$ / $м^3$	0,16	1,1	0,18

Продовження таблиці 2.1

1	2	3	4
Разом	5,16		5,9
Тимчасове навантаження			
Тривала	1,0	1,3	1,3
Короткочасна	2,0	1,2	2,4
Разом тимчасове навантаження	3,0		3,7
Повне навантаження	8,16		9,6

Навантаження від перекриття на 1м.п:

$$q_n = g_n \cdot B = 9,6 \cdot 8 = 76,8 \text{ кН/м} \quad (2.1)$$

де В - крок рам.

Таблиця 2.2 – Навантаження від покриття

Найменування навантажень	Нормативна, кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункова, кН/м^2
1	2	3	4
Рулонний килим - 2 шари “Техноеласт”δ= 0,006$м$, γ= 6$кН / м^3$	0,04	1,2	0,05
Стяжка δ=0,12$м$, γ=16$кН / м^3$	0,19	1,2	0,23
Утеплювач мінераловатні мати δ=0,18$м$, γ=1,5$кН / м^3$	0,27	1,2	0,32
Стяжка цементно-піщана δ=0,05$м$, γ=18 $кН / м^3$	0,9	1,2	1,08
Засипання з керамзитового Гравію δ=0,2$м$, γ = 6 $кН / м^3$	1,2	1,2	1,44
Багатопустотна плита покриття δ=0, 265м γ=25 $кН / м^3$	3,8	1,1	4,18
Залізобетонний ригель γ = 25$кН / м^3$	0,16	1,1	0,18
Разом	6,56		7,48

Навантаження від покриття на 1м.п:

$$q_{пок} = g_{пок} \cdot B = 7,48 \cdot 8 = 59,8 \quad (2.2)$$

Таблиця 2.3 – Навантаження від зовнішньої стіни

Найменування навантажень	Нормативна, кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункова, кН/м^2
1	2	3	4
Залізобетонна стіна δ=0,2$м$, γ=25$кН/м^3$	5,0	1,1	5,5
Утеплювач мінераловатні мати δ=0,2$м$, γ = 1,5 $кН/м^3$	0,3	1,2	0,36
Фасадна система δ = 0,005$м$, γ = 26$кН/м^3$	0,13	1,05	0,14
Разом	5,43		5,64

Навантаження від зовнішньої стіни на 1м.п:

$$N_{ст} = g_{ст} \cdot B \cdot L = 5{,}64 \cdot 8 \cdot 0{,}89 = 40{,}1\text{кН} \qquad (2.3)$$

Власна вага залізобетонної колони перерізом 400 × 400мм першого поверху:

$$N_к = 0{,}4 \cdot 0{,}4 \cdot 25 \cdot 1{,}1 \cdot 5{,}9 = 25{,}9\ \text{кН} \qquad (2.4)$$

Власна вага залізобетонної колони перерізом 400 × 400мм другого поверху:

$$N_к = 0{,}4 \cdot 0{,}4 \cdot 25 \cdot 1{,}1 \cdot 4{,}69 = 20{,}6\ кН$$

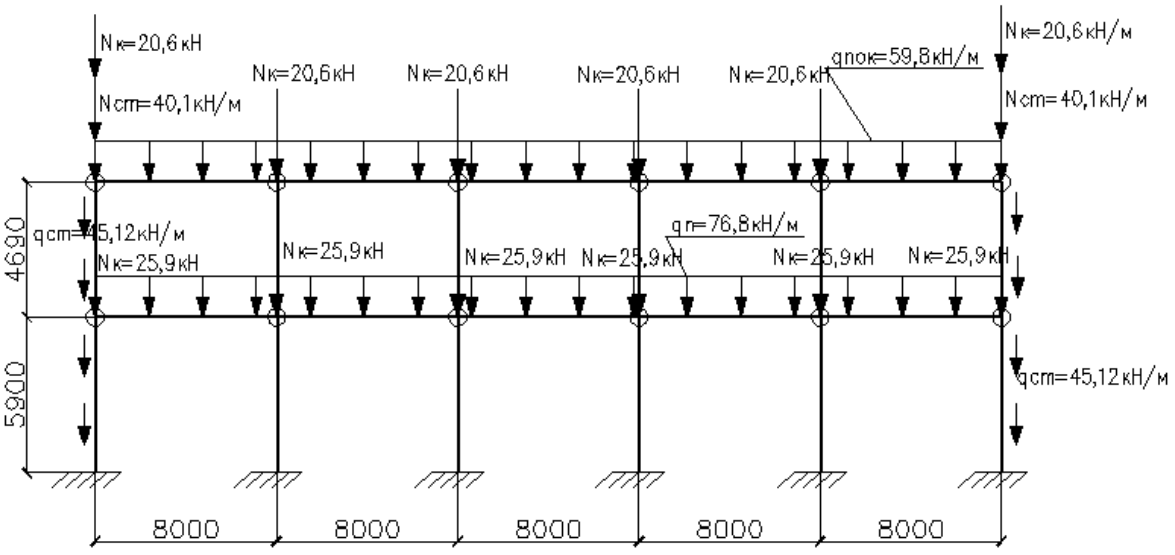


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема рами при визначенні постійного навантаження

2.1.2 Снігове навантаження

Розрахунковий сніговий тиск на 1м^2 поверхні, S_g = 1,8 кН/м^2.

Снігове навантаження на 1м.п:

$q_{сн} = S_g \cdot \mu \cdot B = 1,8 \cdot 1 \cdot 8 = 14,4$ кН/м

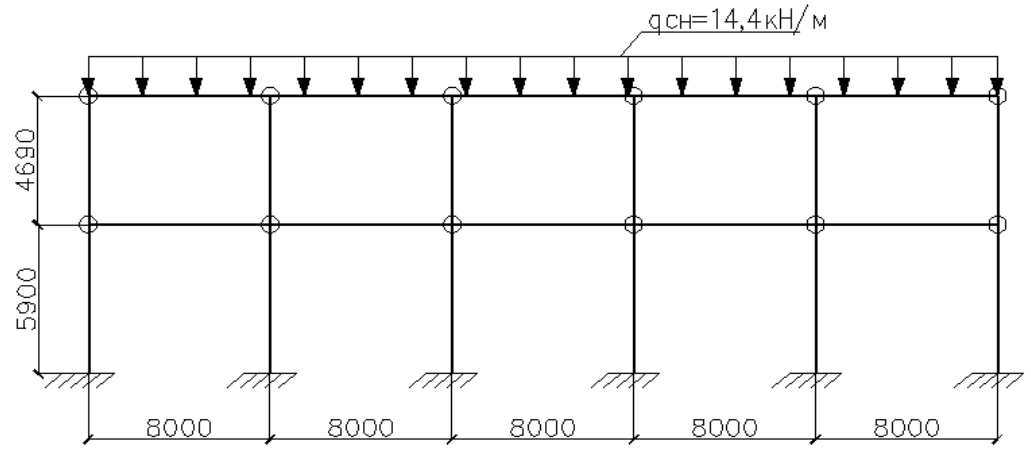


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема рами при визначенні снігового навантаження

2.1.3 Вітрове навантаження

$w_0 = 0,23$ *кН / м*^{2} – II вітровий район, для місцевості типу В.

Аеродинамічний коефіцієнт:

З навітряної сторони с = 0,8, для підвітряної сторони с = 0.4

$q_{акт} = w_0 \cdot \gamma_f \cdot B \cdot K_{ed} \cdot c = 0,23 \cdot 1,4 \cdot 8,0 \cdot 0,654 \cdot 0,8 = 1,35$*кН / м* , (2.5)

$q_{пас} = w_0 \cdot \gamma f \cdot B \cdot K_{ed} \cdot c = 0,23 \cdot 1,4 \cdot 8,0 \cdot 0,654 \cdot 0,4 = 0,67$ *кН / м* , (2.6)

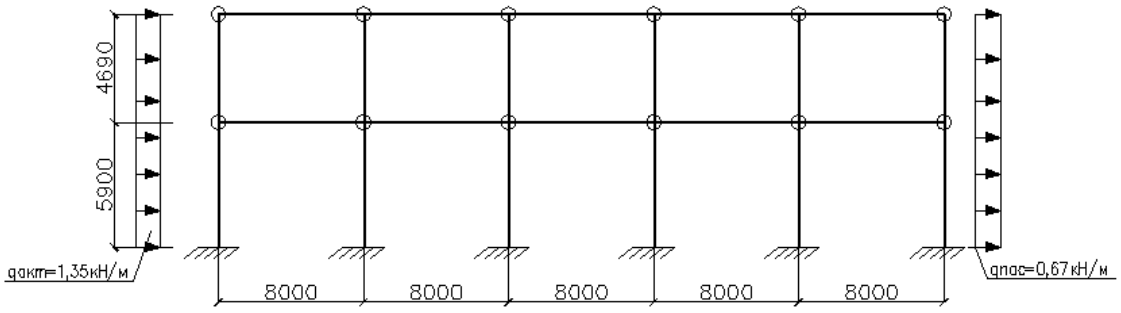


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема рами при визначенні вітрового навантаження

2.1.4 Статичний розрахунок рами і визначення розрахункових зусиль

Рама розраховується в розрахунково-обчислювальному комплексі SCAD. Вихідними даними для вирішення цього завдання є отримані вище габаритні розміри конструкцій будинку і параметри діючих навантажень. На основі результатів розрахунків, були отримані зусилля в рамі по осі “Н” .

Результати статичних розрахунків:

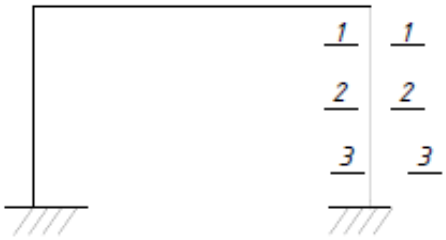


Рисунок 2.4 – Схема з перерізами

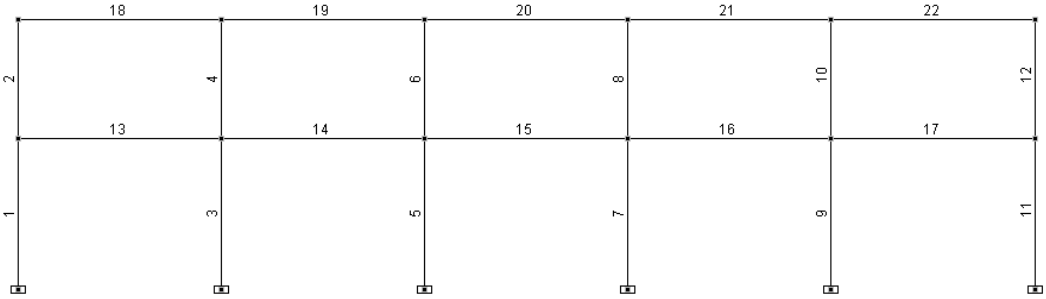


Рисунок 2.5 – Схема розташування елементів у рамі

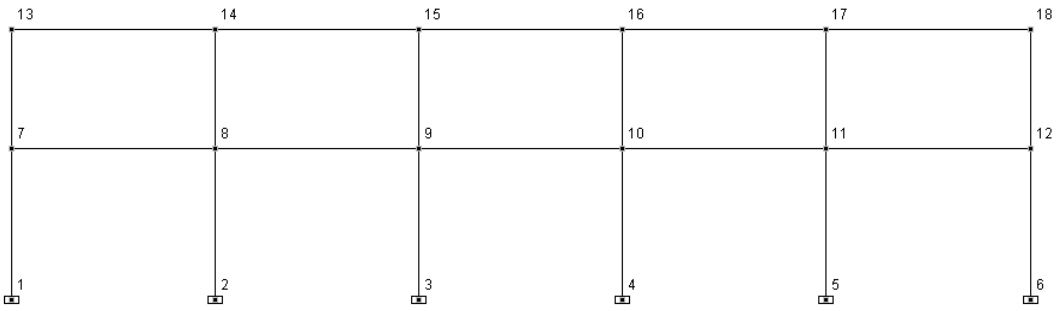


Рисунок 2.6 – Номера вузлів рами

Розрахунок рами на наступні комбінації навантажень: постійне навантаження + 0.9* снігове навантаження + 0.9* вітрове навантаження.

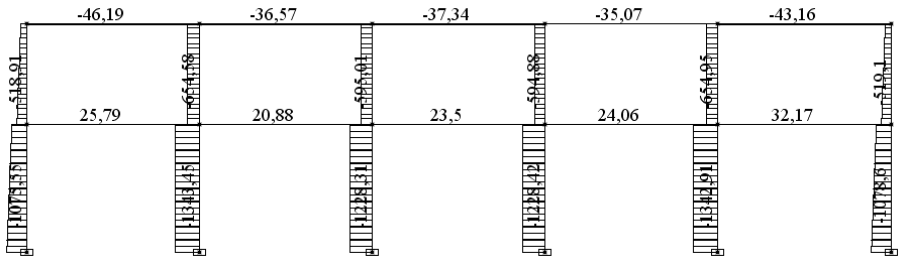


Рисунок 2.7 – Результат розрахунків рами. Епюра поздовжніх сил

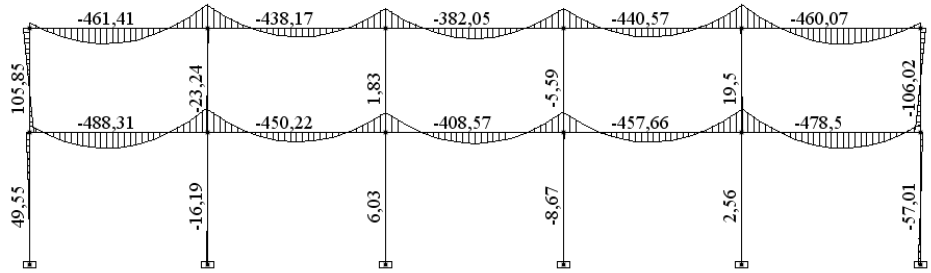


Рисунок 2.8 – Результат розрахунку рами. Епюра моментів

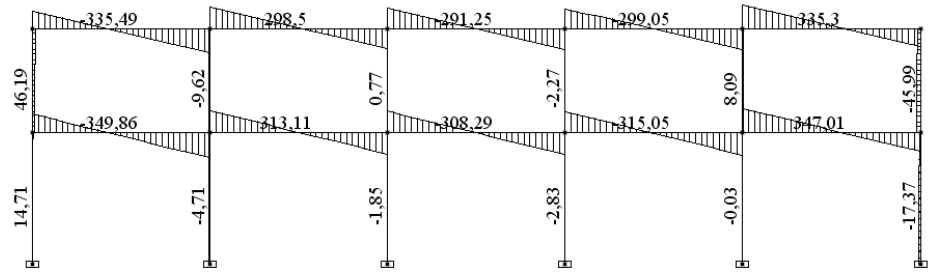


Рисунок 2.9 – Результат розрахунку рами. Епюра поперечних сил

Невигідна комбінація навантажень (завантаження №1): постійне навантаження + 0.9* снігове навантаження + 0.9* вітрове навантаження.

2.2 Розрахунок фундаменту

2.2.1 Відмітка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Досліджуваний майданчик перерізає ряд інженерних комунікацій: водопровід, каналізація, теплотраси. Поверхня ділянки порівняно рівна, із

загальним зниженням рельєфу в південному і південно-східному напрямку. Абсолютні відмітки поверхні змінюються в межах від 166,0 м до 166,2 м. Максимальна різниця відміток у цілому по ділянці становить 0,2 м.

Геологічний розріз ділянки був складений на основі інженерно-геологічних вишукувань, які були зроблені по свердловині № 6.

Шар I – техногенні відкладання. Насипний шар представлений: дерев'яним і щебенистим ґрунтом із суглинними і піщаними заповнювачем. Ґрунт неоднорідний по своєму складу, тому лабораторних дослідженнях не зазнав. Розповсюджений з поверхні до глибини 0,7 м.

Шар II – суглинки, тугопластичні, із включеннями вапняків 3…5 %, залягають до глибини 3,7м, потужність шару 3,0 м.

Шар III – піски, середньої крупності, щільні, вологі і водонасичені, залягають до глибини 6,7 м, потужність шару 3,0 м

Шар IV – суглинки місцями піщаники, із гравієм, напівтверді. Розповсюджені із глибини 10,9 м, розкрита потужність 4,2 м.

Нормативні і розрахункові значення фізико-механічних властивостей наведені в таблиці 2.4.

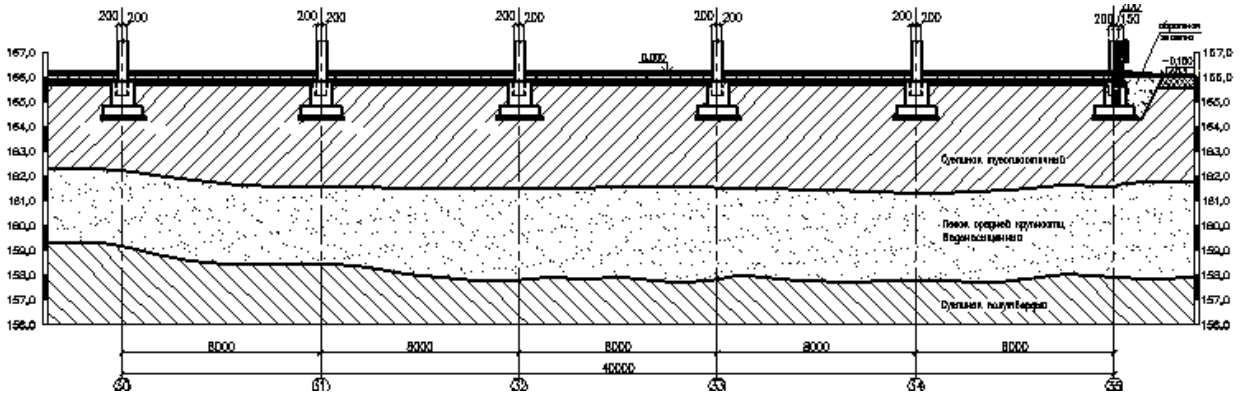


Рисунок 2.10 – Інженерно-геологічний розріз

Таблиця 2.4 – Зведена таблиця розрахункових значень фізико-механічних характеристик ґрунтів

Найменування ґрунту	Потужність шару	Щільність			Питома ваги			Вологість		Число пластичності	Показник текучості	Коефіцієнт пористості	Кут внутрішнього тертя	Зчеплення	Модуль деформації
		т/м^3	т/м^3	т/м^3	часток	ґрунту	Сухого ґрунту	Вологість на межі розкочування	Гранична текучий						
	м	ρ_s	ρ	ρ_d	γ_s	γ	γ_d	W_p	W_L	I_p	I_L	e	φ	C, КПа	E, МПа
Ґрунти насипні	0,7	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Суглинки тугопластичні	3,0	2,48	1,86	1,65	27,2	19,4	16,0	0,18	0,31	0,13	0,42	0,67	25	36	21
Піски середньої крупності, водонасичені	3,0	2,03	1,94	1,6	-	-	-	-	-	-	-	0,5	37	4	40
Суглинки напівтверді	4,2	2,72	2,04	1,68	27,2	20,4	16,8	0,36	0,52	0,32	0,5	0,48	20	72	25

Висновки:

1. Мінімальна глибина залягання фундаментів згідно з вимогами ДБН але не менше глибини сезонного промерзання ґрунтів. Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів 1,0 м.

2. У якості основи під фундаменти можуть служити ґрунти ІГЕ-2 (суглинки тугопластичні).

3. Ґрунти ІГЕ-1 неоднорідні по літологічному складу, і використовувати їх як основи під фундаменти не рекомендується.

2.2.2 Вибір типу фундаментів

Проаналізувавши інженерно-геологічні умови і фізико-механічні властивості ґрунтів, до розрахунків приймаємо окремо стоячі фундаменти під колони.

2.2.3 Навантаження на фундамент

Найбільше навантаження на фундамент приймаємо з розрахунку рами по осі “Н”.

$$N = 1343{,}45\text{кН},\ M = 16{,}19\text{кН}\times\text{м (елемент №2)} \qquad (2.7)$$

Нормативне навантаження на фундамент:

$$N_I = N/1{,}2 = 1343{,}45\ /1{,}2 = 1119{,}5\ \text{кН} \qquad (2.8)$$

де $\gamma_f = 1{,}2$ – коефіцієнт надійності по навантаженню.

2.2.4 Визначення підошви фундаменту

Приймаємо розміри підошви фундаменту b = 1,6; a = 1,6 м.

Через малі значення ексцентриситету поздовжньої сили на рівні верхньої грані фундаменту:

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1\frac{6{,}19}{1343{,}45} = 0{,}012м < e_a = \frac{1}{30}b = \frac{1}{30}\cdot 1{,}6 = 0{,}053\text{м} \qquad (2.9)$$

Розраховуємо фундамент як центрально завантажений з однаковими розмірами в плані в обох напрямках.

Знаходимо розрахунковий опір ґрунту основи відповідно до прийнятої ширини фундаменту. Розрахунок ведемо за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + \left(M_q - 1\right) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}\right] \quad (2.10)$$

де γ_{c1} – коефіцієнт умов роботи;

γ_{c2} – коефіцієнт умов роботи;

M_γ – коефіцієнт;

M_q – коефіцієнт;

M_c – коефіцієнт;

k – коефіцієнт за умови, що характеристики несучої здатності ґрунту визначені безпосередньо випробуваннями;

k_z – коефіцієнт рівний 1, при ширині фундаменту менше 10 м;

b – ширина підошви фундаменту, м;

γ_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підошви фундаменту (середнє арифметичне між значеннями; зона стисливої товщі, для ґрунтів, що перебувають під підошвою фундаменту до глибини z , кН/м^3;

γ'_{II} – те ж підошви, що залягають вище, фундаменту, кН/м^3;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту, кН/м^2;

d_1 – глибина залягання фундаменту – дійсна від рівня планування для безпідвальних будинків або наведена від умовного верху підлоги підвалу для будинків з підвалом;

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1}\left[0,78 \cdot 1,0 \cdot 1,6 \cdot 24,8 + 4,11 \cdot 1,65 \cdot 24,8 + 6,67 \cdot 36\right] = 579,8 кН / м^2 \quad (2.11)$$

Навантаження від маси фундаменту і ґрунту на його уступах:

$$G_ф = A \cdot Y \cdot \gamma_{mt} = 1,6 \cdot 1,6 \cdot 1,65 \cdot 20 \cdot 1,2 = 101,2\ кН$$

де $\gamma_{mt} = 20\ кН/м^2$ – середня сила ваги одиниці об’єму фундаменту і засипання над ним.

Визначаємо фактичний тиск під підошвою фундаменту:

$$P = \frac{N + G_ф}{b^2} = \frac{1343,45 + 101,2}{1,6^2} = 564,3 \text{ кН/м}^2. \quad (2.12)$$

Для центрально навантаженого фундаменту повинна виконуватися умова:

$$P < R = 564,3 < 579,8 \text{ кН/м}^2 \quad (2.13)$$

різниця становить 2,8% < 5%, умова виконана.

2.2.5 Розрахунок армування підошви фундаменту

Згинальні моменти від реактивного тиску ґрунту в перерізах по гранях колони в уступі фундаменту:

$M_1 = 0,125\, p \cdot A(B - h_k)^2 = 0,125 \cdot 564,3 \cdot 1,6(1,6 - 0,4)^2 = 101,5$ кН×м ; (2.14)

$M_2 = 0,125\, p \cdot A(B - b_1)^2 = 0,125 \cdot 564,3 \cdot 1,6(1,6 - 0,9)^2 = 55,3$ кН×м ;(2.15)

Необхідна площа поздовжньої арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \cdot 0,9h_{01}} = \frac{101,5 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,9 \cdot 1330} = 238 \text{ мм}^2; \; A_{s2} = \frac{M_2}{R_s \cdot 0,9h_{02}} = \frac{55,3 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,9 \cdot 330} = 524 \text{ мм}^2 \quad (2.16)$$

Розрахункова висота фундаменту:

$$h_{01} = h_ф - a_з - 15 \cdot d = 1400 - 40 - 1,5 \cdot 20 = 1330мм = 1,33\text{м} \quad (2.17)$$

Розрахункова висота нижнього щабля:

Приймаємо зварну сітку зі стержнів діаметром 14 мм із кроком 200мм в обох напрямках 8Ø14А400 із As =153,9 ·8 =1231,2 мм^2 $> A_{s1}$ = 524 мм^2

Визначаємо відсоток армування розрахункових перерізів:

$$P_I = \frac{A_s \cdot 100}{a_1 \cdot h_{01}} = \frac{1231,2 \cdot 100}{900 \cdot 1330} = 0,102 > p_{min} = 0,1\%;$$

$$P_{II} = \frac{A_s \cdot 100}{a \cdot h_{02}} = \frac{1231,2 \cdot 100}{1600 \cdot 330} = 0,23 > p_{min} = 0,1\% \quad (2.18)$$

2.2.6 Розрахунок осідання основи

Визначення осідання фундаменту проводиться методом пошарового підсумовування осідання елементарних шарів у межах стиснутої товщі основи за формулою:

$$S = \beta \frac{\sum \left(h_i \cdot \sigma_{zp,i} \right)}{E_{oi}} \tag{2.19}$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, $\beta = 0{,}8$;

h_i – товщина елементарного шару ($\leq 0,4b = 0,4 \cdot 1{,}6 = 0{,}64$ м);

E_{oi} – модуль загальної деформації елементарного шару, МПа;

$\sigma_{zp,I}$ – середнє арифметичне значення напруження в елементарному і-му шарі, МПа; $\sigma_{zp,i} = (\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i} - 1)$ (2.20)

Осідання основи викликається додатковим тиском P_0 , рівним:

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zg\,0} \tag{2.21}$$

де σ_{zg0} – вертикальна нормальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підошви фундаменту.

$$d = 24{,}8 \cdot 1{,}65 = 40{,}9 \text{ кН/м}^2;\ P_0 = 564{,}3 - 40{,}9 = 523{,}4 \text{ кН/м}^2 \tag{2.22}$$

Вертикальне додаткове напруження в елементарних шарах визначається:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot P_0 \tag{2.23}$$

де і α_i – коефіцієнт, що залежить від глибини шару, співвідношення сторін і форми підошви фундаменту.

Нормальне вертикальне напруження від власної ваги ґрунту в елементарних шарах визначається за формулою:

$$\sigma_{zgi} = H_c \cdot d + \Sigma \left(\gamma_i \cdot h_i \right) \tag{2.24}$$

Стиснута товща основи H_c обмежується глибиною, де дотримується умова:

$$\sigma_{zpi} = 0{,}2 \cdot \sigma_{zg} \,. \tag{2.25}$$

Таблиця 2.5 – Сумування елементарних шарів для визначення осідання

hi , м	zi , м	d , м	$\zeta = \frac{z}{b}$	α	g , кН/м^3	σ_{zg} , кН/м^2	σ_{zp} , кН/м^2	σ_{zp} сер.	0, $2s_{zg}$	E , кН/м^2	S_i , м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	0	1,65			24,8	40,9	523,4		8,2		
0,6	0,6	2,25	0,37	0,972	24,8	55,8	508,7	516,0	11,2	21000	0,0103
0,6	1,2	2,85	0,75	0,848	24,8	70,7	443,8	476,2	14,2	21000	0,0095
0,6	1,8	3,45	1,12	0,682	24,8	85,6	356,9	400,3	17,1	21000	0,008
0,6	2,4	4,05	1,5	0,532	24,8	100,5	278,4	317,6	20,1	21000	0,006
0,6	3,0	4,65	1,88	0,473	20,3	112,7	247,6	263,0	22,5	40000	0,0026
0,6	3,6	5,25	2,25	0,369	20,3	124,9	193,1	220,4	24,9	40000	0,0022
0,6	4,2	5,85	2,62	0,292	20,3	137,1	152,8	172,9	27,4	40000	0,0017
0,6	4,8	6,45	3,0	0,235	20,3	149,3	122,9	137,8	29,8	40000	0,0014
0,6	5,4	7,05	3,37	0,21	20,3	161,5	109,9	116,4	32,3	40000	0,0012
0,6	6,0	7,65	3,75	0,119	27,2	177,8	62,2	86,0	35,5	25000	0,0017
0,6	6,6	8,25	4,12	0,103	27,2	194,1	53,9	58,0	38,8	25000	0,0012
0,6	7,2	8,85	4,5	0,08	27,2	210,4	41,9	47,9	42,0	25000	0,0009
РАЗОМ											0,0395

Сумарне осідання не перевищує допустимого 3,95см < 10 см.

$S \leq S_u$ – умова виконується

Глибина активної зони H_c = 7,2 м.

Будуємо графік напруження s_{zg} , $0{,}2_{szg}$, s_{zp} .

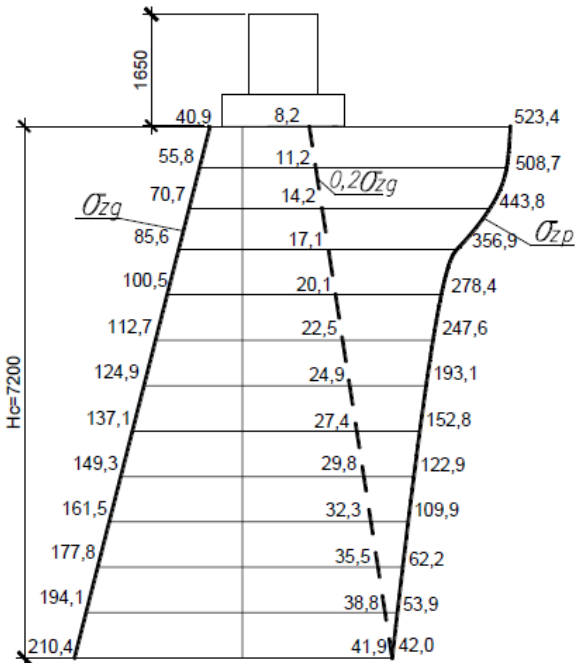


Рисунок 2.11 – Епюри вертикального і горизонтального тиску для фундаменту

3 ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Технологічна карта на монтаж збірного каркаса

3.1.1 Область застосування карти

Технологічна карта розроблена на монтаж збірних залізобетонних конструкцій каркасу надземної частини будинку. Монтаж збірних залізобетонних конструкцій передбачається комплексно-механізованим способом, із застосуванням вантажопідйомного крана, будівельних машин і засобів малої механізації.

До складу робіт розглянутих у технологічній карті входять: монтаж збірних залізобетонних колон, ригелів, плит перекриття, сходових маршів і майданчиків.

3.1.2 Технологія і організація виконання робіт

При підготовці колони до монтажу перевіряють її розміри, а також виявляють, чи немає відхилень, перекосу опорної поверхні щодо площини, перпендикулярної осі колони, скривлення поверхні бічних граней і ребр. Перед підйомом на колону наносять мітки, необхідні для контролю її положення в плані і по висоті. Місця міток: посередині між двома взаємно перпендикулярними бічними гранями на рівні низу і верху колони, на двох бічних гранях консолі, посередині верхньої грані консолі.

Колони піднімають у площині їх найбільшої жорсткості, тому, якщо вони перед підйомом перебували в положенні пластом, то їх перекантовують у положення «на ребро».

Колони вивіряють до зняття з них стропів. Для тимчасового закріплення колон у плані використовують кондуктори.

Монтаж колон ведуть у такій послідовності. У межах монтажної зони розміщують монтажні пристосування, інструменти, геодезичні прилади і

пристосування для безпечного виконання робіт. До початку монтажу наносять орієнтири (рис. 3.1) на колони, готовлять до роботи механізми, реманент і пристосування. Перед підйомом колони перевіряють надійність її стропування.

Після перевірки надійності стропування колону встановлює ланка із чотирьох робітників. Ланковий дає сигнал про підйом колони. На висоті 30 – 40 см над верхом випусків арматури нижчестоящої колони монтажники направляють колону що монтують на вісь, а машиніст крана плавно опускає її. При цьому два монтажники притримують колону, а два інших забезпечують з'єднання в плані осьових міток на колонах. Далі встановлюється одиночний кондуктор.

Одиночний кондуктор охоплює колону із трьох сторін. На рамі шарнірно закріплено дві нижні і дві верхні поперечні балки, що утворюють четверту сторону кондуктора. На рамі і балках є регулювальні гвинти. Гвинти двох нижніх рядів служать для кріплення кондуктора до оголовка нижчестоящої колони. За допомогою двох верхніх рядів гвинтів вивіряють установлену колону в плані і по вертикалі.

Вертикальність установки колони перевіряють за допомогою теодолітів, установлених по двом осям колони.

Перед монтажем ригелів необхідно очистити і випрямити арматурні випуски, що з'єднуються, і закладні деталі.

Ригелі укладають «насухо», обпираючись на консолі колон.

На кожному конструктивному гнізді будинку монтуються спочатку нижні, а потім верхні ригелі; виконуються роботи з відповідних інвентарних майданчиків.

У поперечному напрямку ригелі вивіряють, сполучаючи їх осі (випуски верхньої арматур) з осями (випусками арматур) колон, а в поздовжньому напрямку - дотримуючи рівні майданчиків обпирання кінців ригеля на консолі колон (різниця майданчиків обпирання кінців ригеля на консолі колон не повинна перевищувати ±5 мм).

Після вивірки ригелів їх опорні закладні деталі приварюють до консолей колон. До складу підготовчих робіт входить нанесення осьових міток на верхню поверхню ригеля в обох торців і на зовнішній площині колон. Установлюючи ригель на консоль, монтажники орієнтуються на ці мітки. Для тимчасового закріплення ригеля і його вивірки служать кондуктори, установлювані на колони.

Допустиме зміщення осей ригелів щодо осей опорних конструкцій 5 мм.

У збірному розрізному перекритті, коли плити і ригелі працюють як самостійні елементи, плити обпираються на полички ригелів. У цьому випадку середні міжколонні плити приварюють до закладних деталей ригелів. Розпірні плити суміжних прольотів у рівні верхньої полиці з'єднують, зварюючи сталеві накладки. Шви між плитами перекриття замонолічують розчином. Спільна робота плит перекриття досягається укладанням у шви між плитами арматурних каркасів і їх замонолічення.

Розпірні плити, розташовані по обидві сторони колони, приварюють на опорах і через накладки зварюють із плитами суміжних прольотів у рівні верхнього пояса. Рядові плити перекриття укладають закладними деталями на закладні деталі полички ригелів і зварюють.

3.1.3 Технологічні схеми виконання робіт

Таблиця 3.1 – Характеристика елементів, що подаються до місця виконання будівельно-монтажних робіт

Найменування робіт	Об'єм робіт	
	одиниці виміру	кількість
1	2	3
Монтаж збірного залізобетонного каркаса, у т.ч.		
монтаж колон	шт.	98,0
монтаж ригелів	шт.	168,0
монтаж плит перекриття	шт.	640,0
влаштування монолітних ділянок	$м^3$	125,0
монтаж сходових майданчиків	шт.	17,0
монтаж сходових маршів	шт.	16,0

3.1.4 Вибір монтажного крану

Для вибору оптимального варіанта схеми необхідно знати монтажні параметри будинку що зводиться:

а) місця установки елемента;

б) розміри і масу елемента;

в) висоту установки елемента.

Для вибору монтажного крана необхідно визначити еталонні параметри крана:

- мінімальну довжину стріли;

- виліт стріли;

- висоту підйому гака;

- вантажопідйомність, достатню для підйому елемента.

Таблиця 3.2 – Вимоги, пропоновані до кранів у ході виконання робіт

№ п.п.	Найменування елемента	Маса елемента, т	Виліт гака, крана	Висота підйому гака, крана
1	Залізобетонна колона	3,2	7,0	14,58

Далі необхідно вибрати з існуючого парку крани, з параметрами близькими до еталонних, зробити економічне порівняння конкуруючих кранів по наведених витратах і прийняти найбільш економічний.

Відкриті конструкції раціонально монтувати при найменшому вильоті стріли.

Монтажну висоту визначають за формулою:

$$H_k = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \qquad (3.1)$$

де h_1 – відмітка (від рівня стоянки крана до опори), на яку встановлюють елемент, м;

h_2 – висота підйому елементів над опорою (0,5 – 1,0м) м;

h_3 – висота елемента, що монтується, м;

h_4 – розрахункова висота монтажного пристосування, м.

Вантажопідйомність крана повинна бути або перевищувати монтажну масу елемента, що монтується:

$$Q = Q_{ел} + Q_{стр} \quad (3.2)$$

де $Q_{ел}$ – маса елемента, що монтується, т;

$Q_{стр}$ – маса стропів, т.

Мінімальна довжина стріли крана визначається за формулою:

$$L_{стр} = \sqrt{(H_1 + H_2)^2 + (a + x_0)^2}$$

$$H_1 = h_1 + h_2 + h_3 - 0.5, \; x_0 = \frac{a \cdot H_1}{H_2}$$

$$H_2 = h_4 + h_n - 1, \; a = 0.5в + 1$$

(3.3 – 3.5)

Виліт гака визначаємо за формулою: $L_к = (a + x_0 + L_ш)$;

Таблиця 3.3 – Визначення параметрів еталонного монтажного крана наведене в табличній формі

Найменування показника	Дані
1	2
Висота підйому елемента над опорою, м	0,5
Висота елемента, що монтується, м (колона)	10,58
Розрахункова висота монтажного пристосування, м	3,5
Монтажна висота, м	14,58
Маса елемента, що монтується, т (колона)	3,2
Маса вантажозахватного пристрою, т	0,5
Вантажопідйомність крана, т	3,7
Висота Н1, м	10,58
Висота полістпаса, м	2
Висота Н2, м	4,5
а , м	1,15
X_0 ,м	2,7
Виліт гака, м	4,9
Довжина стріли, м	15,6

Таблиця 3.4 – Вибір трьох кранів з параметрами близькими до еталонних

Технічні параметри	Еталон	СКГ-30	СКГ-401	МКГ-25
1	2	3	4	5
Максимальна вантажопідйомність, т	3,7	15	40	13
Мінімальна вантажопідйомність, т		3,1	8,3	1,4
Мінімальний виліт, м	4,9	12,8	5,5	4,5
Максимальний виліт, м		23,8	15	22
Мінімальна висота підйому гака, м		8,8	10,1	17
Максимальна висота підйому гака, м	14,58	23	15,8	30

Вибравши з існуючого парку два крани з параметрами, близькими до еталонного, виконують економічне порівняння монтажних кранів по наведених витратах, які визначають за наступними формулами:

$$З_1 = C_1 + E_н \cdot K_1 \cdot k_1, \quad З_2 = C_2 + E_н \cdot K_2 \cdot k_2, \tag{3.6}$$

де C_1 і C_2 - собівартість експлуатації конкуруючих кранів за період виконання будівельно-монтажних робіт;

$E_н$ - нормативний коефіцієнт ефективності ($E_н = 0{,}15$);

K_1 і K_2 - капітальні вкладення, пов’язані з використанням кранів при виконанні будівельно-монтажних робіт;

k_1 і k_2 - коефіцієнти обліку нормативу річного прибутку (терміну виконання робіт) конкуруючих кранів. Собівартість експлуатації за весь період використання конкуруючих кранів на монтажі розраховується за формулою:

$$C_{1,2} = \left(E + \frac{E_г \cdot T_ф}{T_г} + E_{зм} \cdot T_ф \right) \cdot \left(1 + \frac{k_{нр}}{100} \right), \tag{3.7}$$

де E – одноразові витрати (перевезення крана, монтаж і демонтаж, пробний пуск), грн.;

$E_г$ – річні відрахування (амортизаційні відрахування, капітальний

ремонт), грн.;

$T_ф$ – число машино-змін роботи крана на монтажі конструкцій;

$E_{зм}$ – змінні експлуатаційні витрати (поточний ремонт, стоячість енергії, мастильних і обтиральних матеріалів, зарплата машиніста крана), грн.;

$k_{нр}$ – нормативні накладні витрати на будівельно-монтажні роботи в розмірі 18 %;

$T_г$ – нормативна кількість роботи крана в році, год.

Значення E , $E_г$ і $T_г$ беруться за даними збірників.

Коефіцієнт ефективності для конкуруючих кранів приймається в розмірі 0,15, тобто 15 % річних. Капітальні вкладення по конкуруючим і-м кранам визначається за формулою:

$$K_i = K_u + K_e + K_o \qquad (3.8)$$

де K_u – інвентарний розрахунковий простій крана, грн.;

K_e – одноразові витрати на додаткові (комплектуючі) елементи основних фондів (приймається 0,2÷0,3 K_u);

K_o - вартість обігових коштів, грн.

Таблиця 3.5 – Економічне порівняння кранів

Марка крана	СКГ-30	МКГ-25	СКГ-401
1	2	3	4
Нормативний кефіцієнт ефективності	0,15	0,15	0,15
Одноразові витрати, грн	4,28	0,15	36,62
Річні відрахування, грн	230,00	111,80	533,25
Фактичне число машино-змін	300,00	300,00	300
Нормативне число днів роботи крана в році	365,00	365,00	365
Нормативні накладні витрати	0,18	0,18	0,18
Змінні експлуатаційні витрати, грн	76,90	91,00	120,2
Собівартість експлуатації, грн	318,86	215,99	702,23
Коефіцієнт ефективності	0,15	0,15	0,15
Інвентарна розрахункова вартість крана, грн	1714,00	8,95	4266
Капітальні вкладення, грн	2061,08	10,89	5155,82
Наведені витрати, грн	365,24	216,23	818,23

Приймається автомобільний кран МКГ-25, як найменш матеріально витратний.

3.1.5 Техніко-економічні показники

Таблиця 3.6 – Техніко-економічні показники технологічної карти

№ п.п.	Показники	Од. вим.	Величина показника
1	2	3	4
1	Тривалість виконання робіт	днів	78
2	Об’єм основного виду робіт	шт	1390
3	Витрати праці на виконання робіт	люд-дні	1464
4	Витрати праці на одиницю об’єму робіт	люд-дні/шт	1,05
5	Виконання на одного робітника в зміну	шт/люд-дні	0,94

3.2 Технологічна карта на влаштування покрівлі

3.2.1 Область застосування карти

Технологічна карта розроблена на влаштування рулонної покрівлі з наплавляємих матеріалів.

Влаштування покрівельного покриття виконується за допомогою засобів малої механізації.

До складу робіт розглянутих у технологічній карті входять: влаштування гідро і пароізоляції, влаштування цементно-піщаної стяжки, влаштування наплавленої покрівлі.

3.2.2 Технологія і організація виконання робіт

Технологічна карта передбачає влаштування покрівлі з наплавленого матеріалу по залізобетонних плитах при ухилі покрівлі 1,5 – 3% із застосуванням газового пальника для наклейки рулонного килима і включає наступні роботи:

– очищення і сушіння основи;

– влаштування обклеювальної паро і гідроізоляції;

– укладання теплоізоляційних плит;

– влаштування цементно-піщаної стяжки;

– наклейка двошарового рулонного килима.

3.2.3 Вимоги для початку виконання робіт

До початку покрівельних робіт на будівельний майданчик доставляється обладнання, матеріали і вироби, а також інвентарні засоби безпечного виробництва робіт.

До влаштування пароізоляції виконуються наступні заходи:

– закінчуються роботи з влаштування стінок деформаційних швів, вентиляційних шахт, шахт ліфтів, установці чаш водоприймальних лійок, патрубків для пропуску труб, а також робіт з ретельного залягання швів між плитами покриття цементно-піщаним розчином;

– вирівнюються поверхні несучих конструкцій покриття затирання цементно-піщаним розчином.

Пароізоляційний шар виконується суцільним, без розривів, з підйомом у місцях примикань до виступаючих над покриттям елементів на висоту, рівну товщині покрівельного пирога +50 мм.

Виконаний пароізоляційний шар приймають по акту на приховані роботи.

Теплоізоляційні плити укладають на бітумній мастиці вручну. Перед укладанням плит покрівельник сортує їх по довжині і товщині, перевіряє сухість і рівність основи і встановлює маяки, що дозволяють укласти плити

рівним шаром. Нерівна основа вирівнюється. Теплоізоляційні плити повинні щільно прилягати до основи і одна до одної.

Для запобігання від зволоження атмосферними опадами теплоізоляційний шар виконується закінченими ділянками, які негайно оглядаються, приймаються (з відповідним записом у журналі робіт) і покриваються стяжкою. Виконана стяжка вкривається поліетиленом для запобігання потрапляння атмосферних опадів у товщу утеплювача і випари вологи.

3.2.4 Технологічні схеми виконання робіт

Виконана теплоізоляція ретельно оглядається, дефектні місця виправляються. Уся теплоізоляція або окремі її ділянки приймаються по акту. Рівність поверхні перевіряють контрольною двометровою рейкою.

Основи під рулонний килим по утеплювачу виконують у вигляді підготовки із цементно-піщаного розчину.

Цементно-піщана стяжка виконується у формі квадратів розмірами не більше 6 × 6 м з влаштуванням між квадратами деформаційних-температурно-деформаційних швів шириною до 5 мм на всю глибину стяжки. Цементно-піщаний розчин укладається смугами шириною 1,5 – 2,0 м по маякових рейках. Смуги заповнюються розчином через одну, а після схоплювання розчину заповнюються пропущені смуги, при цьому краї готових смуг служать маяками.

Розчин загладжується рейкою-правилом по маякових рейках або по краях затверділих смуг.

Після видалення рейок, на порожнечі, що утворювалися, які служать температурно-усадочними швами, наплавляються з однієї сторони шва компенсаційні накладки зі смужок шириною 150 мм.

Поверхня стяжки повинна бути рівною. Просвіти між поверхнею стяжки і контрольною рейкою не повинні перевищувати 5 мм при укладанні рейки уздовж ската і 10 мм - поперек ската. Просвіти допускаються тільки плавного

обрису в кількості не більше одного на метр.

У місцях примикань стяжки до вертикальних поверхонь улаштовуються перехідні похилі бортики висотою 100 – 150 мм під кутом 45°. Місця з'єднання бортика з вертикальною і горизонтальною поверхнею закруглюють для кращої приклейки рулонного килима.

Роботи з влаштування рулонного килима виконують у наступному порядку. На підготовлену основу розгортають 5 – 7 рулонів, примірять один рулон стосовно іншого і забезпечують необхідний напуск. Потім приклеюють кінці всіх рулонів з однієї сторони і полотнища рулонного матеріалу назад скачують у рулони (при значному охолодженні полотна у зимовий період ці операції виконують при легкому підігріві ручним пальником зовнішньої поверхні рулону).

Розігріваючи покривний шар наплавленого рулонного матеріалу з одночасним підігрівом основи або поверхні раніше наклеєного ізоляційного шару, рулон розгортають, щільно притискають до основи.

У місць примикання до стін, парапетів покрівельні рулонні матеріали наклеюють полотнищами довжиною 2...2,5 м. Наклейку полотнищ із наплавляємих рулонних матеріалів на вертикальні поверхні виконують знизу нагору за допомогою ручного пальника.

У місцях примикання покрівлі до парапетів висотою до 600 мм шари додаткового килима заводять на верхню грань парапету, потім примикання обробляють оцинкованою покрівельною сталлю, яку закріплюють за допомогою дюбелів. Під капелюшок дюбеля встановлюють ущільнювальну прокладку.

При влаштуванні покрівлі з підвищеним розташуванням верхньої частини парапету (більш 600 мм) захисний фартух з покрівельним килимом закріплюють пристрілюванням дюбелями.

На підготовлену основу під покрівлю розгортають рулони, примірять один рулон стосовно іншого і забезпечують напуск (поздовжню і поперечну) не менше 100 мм.

Приймання закінченої покрівлі супроводжується контрольною перевіркою і ретельним оглядом її поверхні, особливо лійок і в місцях примикань до виступаючих конструкцій.

3.2.5 Календарний план виконання покрівельних робіт

Таблиця 3.7 – Об'єми робіт по влаштуванню покрівлі.

Найменування	Об'єм робіт	
	одиниці виміру	кількість
1	2	3
Покрівельні роботи втому числі		
Цементно-піщана стяжка	100м^2	4,8
Теплоізоляція покрівлі	1м^3	960,00
Паро і гідроізоляція покрівлі	100м^2	380,00
Рулонна покрівлі	100м^2	4,80

3.2.6 Вимоги до якості і прийманню робіт

У процесі влаштування покрівель із наплавленого матеріалу контролюють:

- якість застосовуваних матеріалів і їх відповідність вимогам діючих ДБН, ДСТУ та ТУ;

- правильність виконання окремих етапів робіт;

- готовність окремих конструктивних елементів покриття і покрівель для виконання наступних робіт;

- відповідність покрівельного пирога проєкту.

Натяг полотнищ при їх укладанні на основу повинне усунути залишкову хвилястість і зморшки на поверхні. Покладене на основу натягнуте полотнище після приклейки повинно міцно триматися на основі, не утворювати хвиль і здуття. Накочення полотнищ повинно забезпечувати вижимання залишків повітря із клейового шва і створювати монолітне склеювання.

Перевірка якості елементів покрівельного покриття, приховуваних

наступними роботами (основи, теплоізоляції, стяжки, кожного шару килима в місцях примикання і напуск), проводиться при прийманні цих робіт технічним наглядом замовника за участю представника підрядника (майстри або виконавця робіт).

Результати відмітки якості покрівельних робіт заносяться в загальні журнали робіт і акти на приховані роботи.

При перевірці якості покрівельних робіт необхідно перевіряти дотримання

встановлених параметрів:

- геометричність (розміри, ухили, напуски, допуски);

- фізико-механічні властивості (несучу здатність, щільність, стан поверхні, герметичність, вологість, температура) і ін. теплоізоляційних матеріалів, що характеризують якість покрівельних робіт.

Роботи, виконані з відступом від проектів або з порушенням вимог нормативних документів, не погодженими із проєктними організаціями і замовником, підлягають повторному прийманню тільки після відповідних переробок (виправлень).

Перевірка відповідності виконання покрівельних робіт з рулонних наплавлених матеріалів вимогам проекту, нормативних документів і стандартів повинна здійснюватися інструментально (виміру, випробування) і візуально, залежно від контрольованих параметрів.

При прийманні теплоізоляції повинне проводитися огляд окремих конструктивних елементів. Рівність поверхні перевіряється контрольною двометровою рейкою. Зазор між контрольною рейкою і поверхнею теплоізоляції не повинен перевищувати 5 мм. Відхилення від проєктних показників товщини теплоізоляційного шару не повинне перевищувати +10% або -5%, а об’ємної маси теплоізоляційних матеріалів -5%.

3.3 Будівельний генеральний план

3.3.1 Розрахунок площ тимчасових будинків і споруд

Потреба будівництва в адміністративних і побутових будинках визначають із розрахункової чисельності персоналу. Для орієнтовних розрахунків можна використовувати наступні дані згідно епюри потреби в робітниках, побудованої на основі лінійного графіка.

Розрахунок виконується на максимальну кількість працюючих в одній зміні. Максимальне число людей за графіком руху робочої сили в найбільш навантажену зміну Nmax = 20 людей.

Таблиця 3.8 – Розрахунок загального числа робітників

Найменування	Відсоток від загальної кількості	Кількість
1	2	3
Найбільше число робітників в одну зміну (*N*max за календарним планом)	83,90%	20
у тому числі чоловіків	70,00%	17
у тому числі жінок	30,00%	7
ІТР	9,10%	2
службовці	5%	1
МОП	2%	1
Усього	100,00%	24

Розміщаються тимчасові будинки і споруди окремою групою на території, вільної від забудови постійними об’єктами поза зоною дії монтажного крана. Тимчасові будинки встановлюють на спланованому майданчику з максимальним наближенням до маршрутів пересування робітників на об’єкті. Для забезпечення безпечного проходу в побутові приміщення влаштовуються доріжки із щебню шириною не менше 0,6 м.

Таблиця 3.9 – Розрахунок тимчасових будинків і споруд

Найменування тимчасових будинків	Розрахунковий відсоток працюючих	Кількість людей	Площа приміщення, м^2			Розміри будинку	Кількість будинків	Тип будинку
			На 1-го працюючого	Необхідна	Прийнята, робоча			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Адміністративно-побутові								
Прохідна	2%	1	3	3	18	2 x 3	3	УТС 420 – 03
Контора виконавця робіт	9,10%	5	4	20	16,2	6 x 2,7	1	УТС 420 – 03
Кабінет технічного навчання	50%	27	0,75	20,25	19,72	6,8 x 2,9	1	УТС 420 – 04
Пост охорони					7,83	2,7 x 2,9	1	4078 – 100000000 СБ
Виробничі								
Майстерня					39,2	7 x 2,8	2	6297 – 1
Комора					19,6	7 x 2,8	1	6297 – 2
Санітарно-побутові приміщення								
Душова чоловіча	70%	38	0,54	20,52	18	6 x 3	1	Інвентарний будинок
Гардеробна чоловіча	70%	38	0,5	19	18	6 3	1	Інвентарний будинок
Душова жіноча	30%	16	0,54	8,64	7,98	3,8 x 2,1	1	Інвентарний будинок
Гардеробна жіноча	30%	16	0,5	8	7,98	3,8 x 2,1	1	Інвентарний будинок
Туалет	100%	54	0,1	5,4	10,26	2,7 x 3,8	1	УТС 420 – 02
Кімната для обігріву	100%	54	0,2	10,8	7,98	3,8 x 2,1	1	УТС 420 – 02
Приміщення для приймання їжі	100%	54	1	54	27	9 x 3	2	УТС 420 – 01
Умивальна	100%	54	0,25	13,5	7,83	2,7 x 2,9	1	4078 – 100000000 СБ
Кімната для сушіння одягу	100%	54	0,25	13,5	7,83	2,7 x 2,9	1	4078 – 100000000 СБ

Загальна площа: 197,49

В даному проекті тимчасові будинки розташовані на проєктованому майданчику для стоянки автомобілів, прохід робітників до робочого місця здійснюється по тимчасових пішохідних доріжках, розташованій по осі проєктованої пішохідної алеї.

Усі побутові приміщення фарбуються у відповідні кольори залежно від функціонального призначення Приймається, що 30% від усіх працюючих становлять жінки. При переході від розрахункових площ до вибору конкретних приміщень ми завищуємо площі через використання контейнерів і пересувних будинків.

3.3.2 Розрахунок площі складів

Тип і розмір складів визначається загальною потребою будівництва в матеріалах і конструкціях, нормативами їх запасу на об'єкті (у днях), рівномірністю їх поступлення на об'єкт і споживання, нормами їх складування на 1 м^2 площі, а також розмірами будівельного майданчика.

Необхідні матеріали.

Запас матеріалів на складі визначаємо за формулою:

$$A_{зап} = \frac{A_i}{t_i} \cdot n \cdot k_1 \cdot k_2 \tag{3.9}$$

Розрахункова загальна площа складу за формулою:

$$F_0 = \frac{A_i \cdot n \cdot k_1 \cdot k_2}{t_i \cdot q \cdot k_3} \tag{3.10}$$

де F_0 – повна розрахункова площа складу, м^2;

A – загальна потреба будівництва в матеріалах і конструкціях у натуральному вираженні;

t_i – тривалість виконання даного виду робіт, дні (приймається за календарним планом);

Таблиця 3.10 – Розрахунок тимчасових складів

№ п/п	Найменування елементів	Одиниці виміру	Загальне кількість, А	Добова норма запасу Ai (Qзап)	Число днів запасу n, дні	Тривалість робіт, ti, дні	$К_1$	$К_2$	q	$К_3$	Повна розрахункова площа складу	Тип складу
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Фундаментні блоки	$м^3$	227,25	227,25	3	3	1,3	1,1	2,25	0,6	240,72	відкритий, у штабелях до 4 рядів по висоті, *h*=1,6 м
2	Колони	$м^3$	43,2	43,20	3	1	1,3	1,1	0,8	0,6	386,10	відкритий, у штабелях до 4 рядів по висоті, *h*=1,6 м
3	Кроквяні ферми	$м^3$	20,85	20,85	3	1	1,3	1,1	0,25	0,6	596,31	відкритий
4	Плити покриття	$м^3$	13,92	13,92	3	1	1,3	1,1	0,85	0,6	117,09	відкритий, *h*=2...2, 25
5	Стінові панелі	$м^3$	195,26	119,67	3	7	1,3	1,1	0,55	0,6	362,63	відкритий, у касетах
6	Колони багатоповерхового будинку	$м^3$	96,768	12,97	3	32	1,3	1,1	0,8	0,6	27,03	відкритий
7	Плити перекриття	$м^3$	777,6	104,25	3	32	1,3	1,1	0,85	0,6	204,41	відкритий
8	Сходові марші і майданчики	$м^3$	35,2	4,72	3	32	1,3	1,1	0,55	0,6	14,30	відкритий $h_{площ}$=1,2 , $h_{сход}$ =1,8м
9	Ригелі	$м^3$	190,08	42,47	5	32	1,3	1,1	1,85	0,6	38,26	відкритий *h* □ 0,75
10	Руберойд	$м^2$	1404	365,04	2	11	1,3	1,1	300	0,6	2,03	навіс
11	Плитний утеплювач	$м^3$	210,6	136,89	5	11	1,3	1,1	50	0,6	4,56	навіс
12	Віконні і дверні блоки	$м^2$	1533,24	313,22	5	35	1,3	1,1	20	0,7	22,37	закритий

n – норматив запасу матеріалів на об'єкті, дні

q – норма зберігання матеріалів на 1 м^2 площі,

k_1 – коефіцієнт нерівномірності поступлення матеріалів (при доставці матеріалів автомобільним транспортом – 1,1)

k_2 – коеф. нерівномірності споживання матеріалів, приймається – 1,3);

k_3 – коефіцієнт використання площі складу, приймається залежно від типу складу 0,4 ÷ 0,8;

k_3 – коефіцієнт на проходи прийнятий: для закритих складів 0,6 – 0,7;

для навісів 0,5 – 0,6;

для відкритих складів лісоматеріалів 0,4 – 0,5;

для нерудних будівельних матеріалів 0,6 – 0,7

Таким чином, розрахункова площа відкритих складів і навісів рівна 1993,44 м^2. Для даних залізобетонних конструкцій тип складу – відкритий. Кожну залізобетонну деталь обпирають на дерев'яні прокладки. Стінові панелі зберігають у проєктному положенні.

3.3.3 Електропостачання будівельного майданчика

Розрахунок тимчасового електропостачання полягає у визначені певної потужності трансформатора для тимчасового електропостачання будівельного майданчика.

Вихідними даними при розрахунку служать об'єми і терміни виконання будівельно-монтажних робіт, типи будівельних машин і механізмів, площа будівельного майданчика і змінність робіт. Трансформатор підбирають по необхідній потужності для періоду з максимальним електропостачанням.

Необхідну потужність трансформатора для тимчасового електропостачання будівельного майданчика визначають за формулою:

$$P_{тр} = 1.1(к_{с1}P_с + к_{с2}\,P_т + к_{3с}\,P_{ов} + к_{4с}\,P_{он}) \qquad (3.11)$$

де $P_с$ – сумарна потужність силових електроспоживачів, кВт,

$P_т$ – сумарне електроспоживання на технічні потреби, кВт;

$P_{ов}$ – необхідна потужність на внутрішнє освітлення, кВт;

$P_{он}$ – необхідна потужність на зовнішнє освітлення, кВт;

$к_{сі}$ – коефіцієнти попиту,

1,1 – коефіцієнт, що враховує втрати потужності.

Сумарна потужність силових електроспоживачів розраховується за формулою:

$$P_c = \sum \left[\frac{P_{ic} \cdot N}{\cos \varphi} \right] \quad (3.12)$$

де P_{ic} – питома потужність механізму, кВт,

N_c – ількість механізмів даного типу, шт;

cos φ – коефіцієнт потужності,

Таблиця 3.11 – Сумарна потужність для силових споживачів

Найменування споживачів	Кількість	Потужність на 1 шт, кВт	Загальна витрата
1	2	3	4
Підйомник Т66	2	12	24
Усього			24

Таблиця 3.12 – Сумарна потужність на технологічні потреби

Найменування споживачів	Кількість	Потужність на 1 шт, кВт	Загальна витрата
Зварювальні трансформатори	2	7,5	15
Майстерні	2	30	60
Усього			75

Необхідну потужність на внутрішнє і зовнішнє освітлення розраховуємо за формулою:

$$P_0 = \sum P_y \cdot E \cdot S \quad (3.13)$$

де P_y– питома потужність освітлювача, кВт;

E – норма освітленості, лк;

S – площа, що підлягає освітленню, м^2.

Таблиця 3.13 – Сумарна потужність на внутрішнє освітлення

Найменування споживачів	Од. вим.	Кількість	Норма освітлення	Потужність, кВт
1	2	3	4	5
Прохідна	100 м^2	0,18	1,5	0,270
Контора виконавця робіт	100 м^2	0	1,5	0,000
Майстерня	100 м^2	0,392	1,5	0,588
Кабінет технічного навчання	100 м^2	0	1,5	0,000
Пост охорони	100 м^2	0,0783	1	0,078
Комора	100 м^2	0,196	0,75	0,147
Душова чоловіча	100 м^2	0,18	1	0,180
Гардеробна чоловіча	100 м^2	0,18	1	0,180
Душова жіноча	100 м^2	0,0798	1	0,080
Гардеробна жіноча	100 м^2	0,0798	1	0,080
Туалет	100 м^2	0,1026	1	0,103
Кімната для обігріву	100 м^2	0,0798	1	0,080
Приміщення для приймання їжі	100 м^2	0,27	1	0,270
Умивальники	100 м^2	0,0783	1	0,078
Кімната для сушіння одягу	100 м^2	0,0783	1	0,078
Закритий склад	100 м^2	0,22	0,75	0,169
Усього				2,380

Таблиця 3.14 – Сумарна потужність на зовнішнє освітлення

Найменування споживачів	Од. вим.	Кількість	Норма освітлення	Потужність, кВт
1	2	3	4	5
Монтажна зона	1000 м^2	3,392	2,4	8,14
Відкриті склади, навіси	1000 м^2	1,99	1,2	2,39
Внутрішньо-будівельні дороги	км	1,08	5	5,40
Прожектори	шт	9	0,5	4,50
Охоронне освітлення	км	1,32	1,5	1,98
Усього				22,41

Таблиця 3.15 – Розрахунок потреби в тимчасовому електропостачанні

Найменування споживачів	Сумарна потужність, кВт	Коефіцієнт потужності	Коефіцієнт попиту	Розрахункова потужність, кВт
1	2	3	4	5
Силова електроенергія	99	0,7	0,75	51,98
Технологічні потреби	75	0,8	1	60,00
Внутрішнє освітлення	3,345096	1	0,8	2,68
Зовнішнє освітлення	22,41	1	1	22,41
Усього:				137,06

Приймаємо трансформатор ТМ-220 габарити 3,4 × 2,27 (закрита конструкція) потужніст. 220кВт.

Підключення трансформатора здійснюється від існуючої лінії електропередачі, проведеної уздовж дороги.

3.3.4 Тимчасове водопостачання будівельного майданчика

Розрахунок тимчасового водопостачання полягає у визначенні діаметра тимчасового водопроводу по окремих його ділянках і діаметра врізки водопроводу на будівельний майданчик.

Вихідними даними для визначення потреби у воді є прийняті методи виробництва і організації будівельно-монтажних робіт, їх об’єми і терміни виконання. Розрахунок проводиться для періоду будівництва з найбільш активним водоспоживанням на виробничо-господарські потреби або для протипожежних цілей.

Витрата води для виробничих цілей розраховують за формулою:

$$Q_{пр} = 1.2 \sum \frac{Q_i \cdot k_2}{n_i \cdot 3600} \quad (3.14)$$

де Q_i - питома витрата води, л/с;

ni - число годин споживання води на *i*-у ціль;

k_2 - коефіцієнт змінної нерівномірності споживання води;

1,2 – коефіцієнт на невраховані витрати води в зміну; 3600 – число секунд у годині.

Витрата води на господарсько-побутові потреби розраховуємо за формулою:

$$Q_{госп} = \frac{N_p}{3600}\left(\frac{n_1 \cdot k_2}{8.2} + n_2 \cdot k_3\right) \tag{3.15}$$

де N_p – найбільша кількість людей працюючих у зміну;

n_1 – норма споживання води в зміну на одну людину в зміну, л;

n_2 – норма споживання води на приймання 1 душу, л/люд

k_3 – коефіцієнт, що враховує відношення, користувачів душу до кількості працюючих у зміну (приймаємо рівним 0,3÷0,4).

Розрахунок потреби води на господарсько побутові потреби, визначається з розрахунку 15 л на людину

$$\sum B_2 \times O_c = 54 \cdot 15 = 810 \text{ л/с}$$

$$B_{госп} = \sum B_{2max} \frac{k_2}{t_2 \cdot 3600} = 810 \frac{3}{8 \cdot 3600} = 0.084 \text{ л/с} \tag{3.16}$$

Витрата на душові установки, 30л на людину на 100% від загального числа людей:

$$\sum B_3 \times O_c = 54 \cdot 30 \cdot 100\% = 1620 \text{ л/с}$$

$$B_{госп} = \sum B_{3max} \frac{k_3}{t_3 \cdot 3600} = 1620 \frac{1}{0.75 \cdot 3600} = 0.6 \text{ л/с} \tag{3.17}$$

Витрата на пожежні потреби: 2 пожежних гідранта на майданчику по 10 л/с; $B_{пож}$ = 20 л/с.

Таблиця 3.16 – Витрата води в зміну на виробничі потреби

Споживачі і процеси	Об'єм		Питома витрата	Загальна витрата	Місяці				
	од. вим.	к-ть у зміну			березень	квітень	травень	червень	липень
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Робота екскаватора	маш-год.	8	15	120,00					
Заправлення екскаватора	маш-зм	1	120	120,00					
Підготовка під підлоги	$м^2$/зм	240,00	65	15600,00	15600,00	15600,00	15600,00	15600,00	
Вантажні машини	маш-зм	2	300	600,00	600,00	600,00	600,00	600,00	600,00
Штукатурні роботи	$м^2$/зм	76,89	4	307,56	307,56	307,56	307,56	307,56	307,56
Малярські роботи	$м^2$/зм	530,07	1	530,07	530,07	530,07	530,07	530,07	530,07
Цегляні перегородки	1000 шт/зм	2,99	145	433,04	433,04	433,04	433,04	433,04	433,04
Чисті підлоги	$м^2$/зм	48	8	384,00					384,00
Влаштування покрівлі	$м^2$/зм	127,64	5	638,18	638,18				
Заправлення бульдозера	маш-зм	1							
Робота кранів	маш-зм	1	120	120,00	120,00	120,00	120,00	120,00	120,00
УСЬОГО				18852,84	18228,84	17590,66	17590,66	17590,66	2374,66

Загальна витрата води:

$$B_{загал} = B_{пр} + B_{госп} + B_{душ} + B_{пож} = 0,95 + 0,084 + 0,6 + 20 = 21,63 \text{ л/с}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q_{загал} \cdot 1000}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 21,63 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 135,55 \text{ мм}$$

(3.18)

З метою економії пожежні гідранти підключаємо окремо від загальної тимчасової водопровідної мережі D=150мм, тоді:

$$B_{загал} = B_{пр} + B_{госп} + B_{душ} = 0,95 + 0,084 + 0,6 = 1,63 \text{ л/с}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q_{загал} \cdot 1000}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,63 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 37,25 \text{ мм}$$

(3.19)

Приймаємо тимчасовий трубопровід із труби сталевої водогазопровідної Ø40 t = 2,2мм.

3.4 Охорона праці

3.4.1 Вихідні дані

Техніка безпеки являє собою сукупність організаційних і технічних заходів і засобів, що запобігають впливу на працюючих небезпечних виробничих факторів. Небезпечний виробничий фактор вплив якого на працюючого приведе до травми або іншому раптовому погіршенню здоров'я.

Норми і правила техніки безпеки, що поширюються на будівельно-монтажні і спеціальні будівельні роботи, незалежно від відомчої підпорядкованості організацій, що виконують ці роботи, описуються в ДБН, ДСТУ, та інших нормативних документах. Інженерно-технічні працівники будівництва, а також бригадири повинні добре знати і строго дотримувати наведених у ДБН вказівок про відповідальність адміністративно-технічного

персоналу будівництва за техніку безпеки і виробничу санітарію, що визначають порядок здійснення заходів щодо, охорони праці.

При зведенні будинку проводяться земляні, монтажні, електрозварювальні роботи, ведуться кам'яні і покрівельні роботи, здійснюється електрифікація і обробка об'єкта, працюють будівельні машини і механізми – екскаватори, баштові крани, лебідки. Так як кам'яні і монтажні роботи є основними і найбільш трудомісткими, то в розділі «Охорона праці» буде виконаний аналіз умов праці і наведені заходи, спрямовані на забезпечення безпечних умов праці саме по цих роботах.

3.4.2 Аналіз умов праці при зведенні будинку

На будівельному майданчику потрібно враховувати небезпечні фактори, представлені в таблиці 3.17.

Таблиця 3.17 – Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів на будівельному майданчику

Найменування небезпечних і шкідливих виробничих факторів	Процеси, при яких зустрічаються небезпечні і шкідливі виробничі фактори	Нормативний документ
1	2	3
Механізми що рухаються, вироби, заготовки, матеріали	Знаходження людей у небезпечній зоні; неправильна експлуатація; незадовільний стан машин	ДБН А.3.2-2-2009
Незадовільний мікроклімат на робочому місці	Будівельні роботи на відкритому повітрі; роботи на будівельних машинах	
Токсичні речовини, застосовані як будівельні матеріали	Малярські, покрівельні (гідроізоляційні) роботи	
Підвищений рівень шуму на робочому місці	Робота будівельних машин; робота гучним інструментом	
Підвищена напруженість електричного поля	Робота будівельних машин з електроприводом; робота електроінструментом; робота в зоні електрокабеля; електрозварювальні роботи	

Продовження таблиці 3.17

Вплив променевої енергії високої інтенсивності	Зварювальні роботи	
Незадовільна освітленість робочих місць	Робота в темний час доби; робота в погано освітленому місці	
Підвищений рівень вібрації	Вібрація будівельних механізмів (віброущільненя бетону)	
Розташування робочої поверхні на великій висоті щодо рівня землі	Монтаж збірних конструкцій; кладка стін; покрівельні роботи	
Фізичні перевантаження	Підйом і перенесення вантажу у процесі роботи; довге перебування в одній позі	
Нервово-психічні перевантаження	Робота ІТП; робота машиністів; робота монтажників-висотників	
Монотонність праці	Одноманітна робота протягом довгого часу	

3.4.3 Заходу щодо охорони праці

На будівництвах, де в міру виконання будівельно-монтажних процесів обстановка і умови праці робітників часто міняються і виконання робіт ведуть кілька організацій, дотримання правил техніки безпеки є не тільки відповідальним, але і складним завданням. Для успішного вирішення цього завдання потрібна висока якість проектних рішень, летальна розробка проектів виконання робіт, у тому числі технологічних карт.

Необхідно також, щоб була забезпечена висока якість застосовуваних матеріалів, виробів, конструкцій і будівельних машин та механізмів, повинна бути забезпечена ефективна звукова або світлова сигналізація, а використовувані в будівництві інвентарні обладнання і монтажне оснащення повинні відповідати всім вимогам техніки безпеки.

Відповідно до діючих норм і правил адміністрація будівництва повинна у встановлений термін організувати інструктаж, вивчення і перевірку знань робітників і технічного персоналу в області техніки безпеки з обов’язковим документальним її оформленням. Ці заходи проводять у відповідності «Типовими програмами по навчанню робітників безпечним методам праці і

перевірці знань інженерно-технічними працівниками техніки безпеки в будівництві».

Нових працівників можна допускати до роботи тільки після проходження ними вступного (загального) інструктажу з техніки безпеки і інструктажу з техніки безпеки безпосередньо на робочому місці. Інструктаж з техніки безпеки необхідно проводити при переході на нову роботу або при зміні умов роботи. Щорічно слід перевіряти знання по техніці безпеки як робітників, так і інженерно-технічних працівників. До роботи на особливо небезпечних і шкідливих виробництвах, до яких також відносяться монтаж конструкцій на висоті, вогнетривкі, кислототривкі і ізоляційні роботи, процеси із застосуванням радіоактивних речовин, робітники допускаються лише після відповідного- навчання і здачі ними іспиту.

Працюючим у небезпечних і шкідливих умовах необхідно видавати засоби індивідуального захисту, що попереджають можливість виникнення нещасних випадків, і спецодяг, що захищає організм від впливу шкідливих факторів навколишнього середовища. Робітники повинні бути проінструктовані про правила користування видаваними їм засобами захисту.

З метою кращого засвоєння правил техніки безпеки випускають пам’ятки для робочих різних професій. Значний ефект по попередженню травматизму дає наочна агітація у вигляді плакатів, що розвішуються поблизу робочих місць, у побутових приміщень і ін.

Санітарно-гігієнічні заходи, засновані на вивченні впливи умов праці на організм і здоров’я людини і у такий спосіб тісно пов’язані з науковою організацією праці, передбачають здійснення санітарно-гігієнічного обслуговування робочих на місцях і в побутових приміщеннях. До таких заходів відносяться створення на робочих місцях нормального повітряного середовища, освітленості, усунення шкідливого впливу вібрації і шуму, влаштування необхідних побутових і санітарних приміщень і ін.

Протипожежна безпека включає комплекс заходів щодо попередження пожеж, поліпшенню протипожежного стану будинків і споруджень, зниженню

пожежної небезпеки у виробничих процесах.

Комісія з охорони праці контролює виконання адміністрацією трудового законодавства про робочий час, своєчасність видачі спецодягу, якість питної води, захисних індивідуальних пристосувань.

Комісії з охорони праці мають право вимагати від адміністрації необхідних заходів щодо поліпшення умов праці і заслуховувати на своїх засіданнях доповіді і повідомлення керівників будівельних ділянок із усіх питань охорони праці. Постанови комісії з охорони праці передаються адміністрації для виконання.

3.4.4 Організація безпеки умов роботи на будівельному майданчику

Будівельний майданчик захищається огороджою, що необхідна для розміщення споруд, зазначених у ПВР. При в'їзді на майданчик розміщається емблема, і щит, на яких зазначені основні характеристики будівництва. До початку будівництва на майданчику споруджують під'їзні колії і внутрішньомайданчикові дороги. У темний час доби територія освітлюється прожекторами. Усі освітлювальні установки обов'язково заземлюються. Небезпечні зони позначаються знаками і написами встановленої форми.

Зони із виробничими небезпечними факторами, захищаються відповідно ДСТУ. Проїзди і робочі місця регулярно очищаються, а поза будинком посипаються піском у зимовий час. Складські майданчики забезпечуються зручними під'їздами. Між штабелями матеріалів залишають проходи для людей і проїзди для транспортних засобів.

На відкритому майданчику матеріали укладаються в такий спосіб:

– цегла, без контейнерів – висотою не більше 1,7м;

– фундаментні блоки - у штабелях не більше 2,6м;

– плити перекриття – не більше 2,5м;

– плиткові матеріали –висотою до 1м;

– теплоізоляційні матеріали – у штабелях висотою до 1,3м в закритих сухих приміщеннях.

4 ДОСЛІДЖЕННЯ НОВИХ ВУЗЛОВИХ З’ЄДНАНЬ

4.1 Вузлові з’єднання збірних будинків

В даний час широко застосовують конструктивні вирішення будинків на зведення яких затрачається мінімальний час або так звані збірні будинки. Вони повинні бути технологічними при виготовленні і монтажі, мобільними при транспортуванні і при цьому мати необхідні експлуатаційні якості. У зв'язку із цим пошук оптимальних конструктивних вирішень будинків є актуальним завданням.

Для будинків виробничого і допоміжного призначення одним з нових і перспективних напрямків є розробка будинку рамного типу зі збірних залізобетонних конструкцій.

Збірними називаються конструкції, які виготовляються цільними в одній плоскій опалубці, наприклад ребристі плити покриття, а потім при підйомі складаються по заздалегідь встановлених лініях згину, здобуваючи необхідну просторову форму. У місцях перегину з’єднувальні елементи приварюються, тим самим фіксуючи отриману форму.

У процесі формування такі плити за допомогою спеціальних вкладишів розділяються на елементи, зв'язані між собою безперервною арматурою. У місцях перегину торці з’єднувальних елементів виконують із певним нахилом, щоб після перегину загальний кут між елементами відповідав прийнятій формі.

Складні конструкції, як правило, перевозять у плоскому виді, а необхідна просторова форма утворюється безпосередньо на будівельному майданчику.

Приклад розрахунку і проєктування подібних конструкцій у літературі дотепер зустрічаються вкрай рідко.

Одним з найважливіших елементів збірних будинків, що виконуються повнозбірними наприклад із плит ”2Т”, є вузлове з'єднання покриття зі стіновим огородженням [11]. Залежно від конструктивного вирішення з’єднання, приймається розрахункова схема будинку в цілому. У типових вирішеннях збірних будинків на основі ребристих плит типу «П» жорсткість верхнього вузлового з’єднання забезпечувалася додатковими підкосами, що знижує технологічність зведення і зменшує робочий об’єм внутрішніх приміщень. Крім цього, підкоси вимагають додаткової витрати металу, а їх влаштування збільшує число операцій на монтажі.

Відповідно до вимог горизонтальні переміщення безкаркасних будинків від вітрових навантажень не обмежуються, якщо їх стіни, перегородки і з'єднуючі елементи розраховані на несучу здатність і тріщиностійкість. В одноповерхових безкранових невисоких (3 … 4,8 м) будинках виникають відносно невеликі горизонтальні зусилля. Отже, немає необхідності створення збірних жорстких вузлів з’єднання покриття зі стіною. У зв'язку із цим основним завданням є вибір розрахункової схеми з необхідною піддатливістю вузлових з’єднань покриття і стінового огородження. Вузол повинен забезпечувати: по-перше необхідну просторову жорсткість будинку і по-друге цілісність стиків (утворення і допустимі розкриття тріщин, відсутність викрашування бетону швів) при знакозмінних горизонтальних навантаженнях.

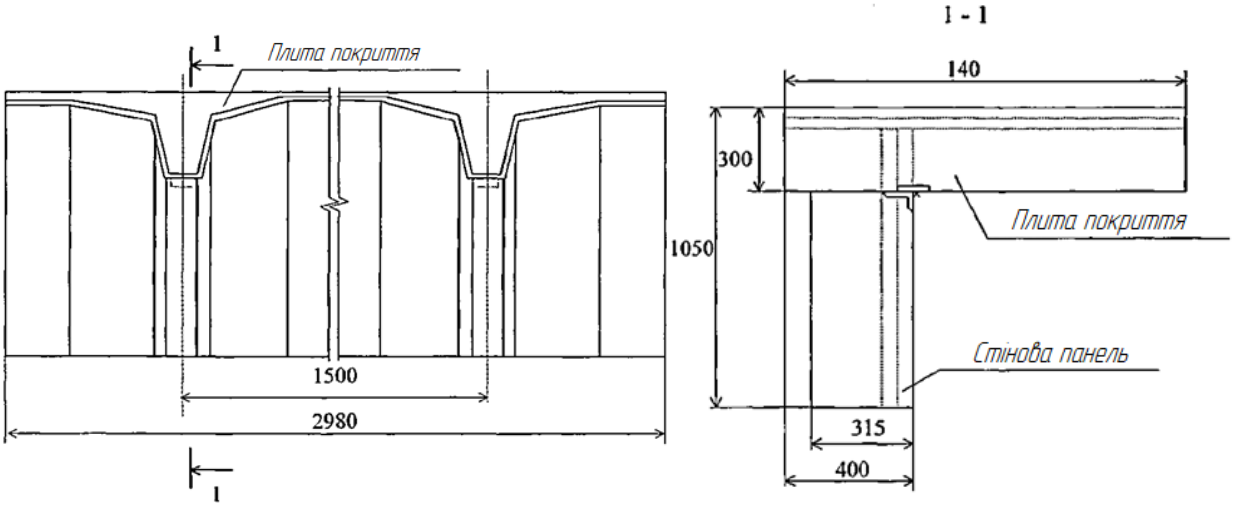


Рисунок 4.1 - Конструкція вузла з’єднання

Проведені аналіз досліджень показав, що найбільш відповідальним елементом збірного будинку є з'єднання стіни і покрівлі. Конструкція даного з'єднання є визначальною в забезпеченні просторової жорсткості і несучої здатності будинку.

У розглянутому конструктивному вирішені вузли з'єднання є однобічними шарнірами, тобто в одному напрямку стик працює як рамний вузол, а при впливі зусиль в іншому напрямку - як шарнір).

Аналіз зразків вузла з'єднання показало, що перевага віддається вузлу з більш простою конфігурацією опалубних форм, технологічності монтажу з контрольованим контактом з'єднувальних поверхонь, з меншим впливом неточності монтажу на несучу здатність конструкції і забезпеченням вільного доступу до поверхонь елементів, що з'єднуються. Крім того встановлено, що рамний вузол з'єднання покриття зі стіновою частково має піддатливість, величину якої запропоновано приймати по експериментально-отриманих залежності $C = f(\varphi)$.

4.2 Каркасні будинку зі збірних конструкцій

Сучасні конструктивні вирішення при проектуванні і монтажі каркасних будинків мають відповідати наступним критеріям:

– мінімально можлива номенклатура елементів перекриття, покриття і стінового огородження для одно і багатоповерхових будинків з різними об'ємно-планувальними вирішеннями на основі укрупненої сітки колон;

– виготовлення збірних елементів для найпоширеніших прольотів – 6 – 18м необхідно проводити в типовому армуванні;

– можливість використання плит в одно і багатоповерхових каркасних будинках і в будинках з неповним каркасом не тільки в перекритті і покритті, але і у якості несучих огороджуючих вертикальних конструкціях.

У результаті вивчення закордонного краще використовувати для влаштування стінової і покрівельної частин будинку однотипні серійні ребристі залізобетонні плити розміром 1,5 × 6 і 3 × 12 м.

У процесі формування таких плит за допомогою спеціальних вкладишів вони поділяються на два, зв'язаних між собою безперервною арматурою елемента, з яких шляхом «перелому» і влаштування розробленого стикового з'єднання утворюються Г-подібні просторові напіврами (рис. 4.2).

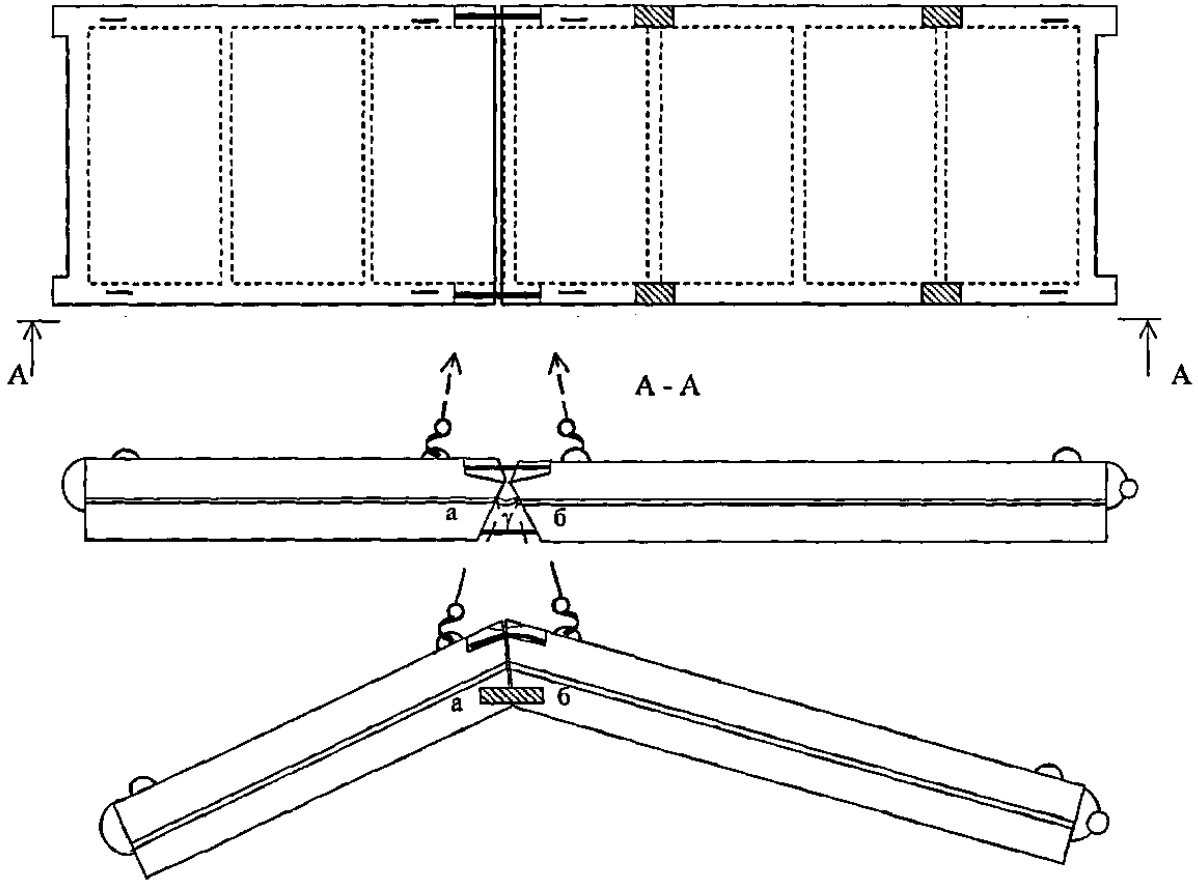


Рисунок 4.2 - Ребриста плита з вузлом, що дозволяє згин плити

З'єднувальні елементи виготовляються в одній опалубці, мають загальну безперервну арматуру і розділені між собою призматичним клиноподібним вкладишем, вершина якого розташована під верхньою робочою арматурою, а бічні площини нахилені одна до одної під заданим кутом. Запропонований спосіб стикування збірних елементів дозволяє компонувати рамно-аркові будинки різних геометричних параметрів практично з однотипних збірних елементів. Схема монтажу таких одноповерхових будинків промислового і сільськогосподарського

призначення показана на рис. 4.3.

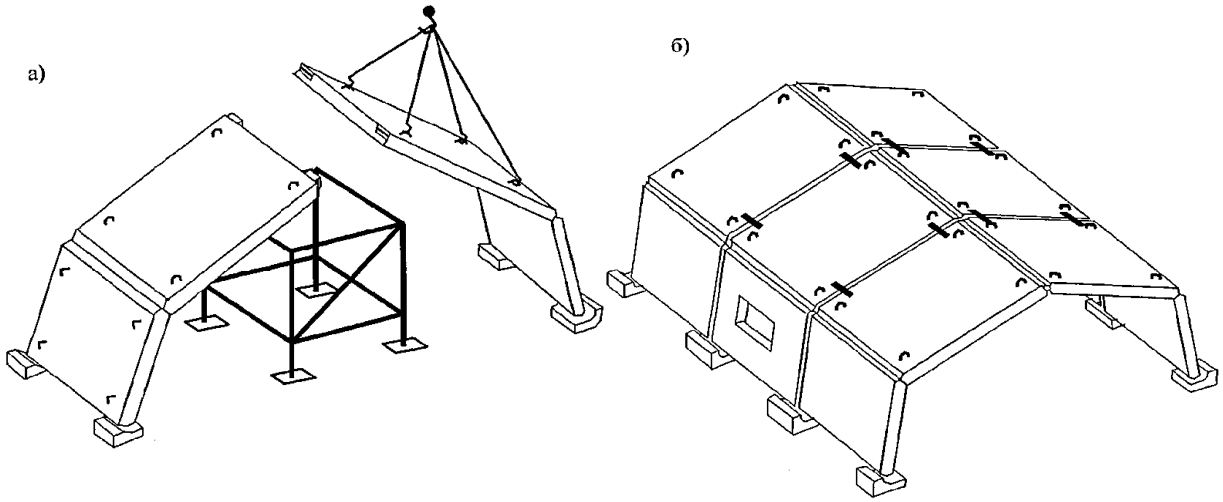


Рисунок 6.3 Схема монтажу (а) і загальний вид однопрогонового швидко монтуючого будинку зі збірних плит (б)

4.3 Несуча здатність та конструктивне вирішення вузлового з’єднання збірної конструкції

Основним елементом збірної залізобетонної конструкції є стикове з'єднання або так званий «вузол перегину». До стикового з'єднання збірної конструкції висувається цілий комплекс вимог, виконання яких повинне забезпечувати його надійність і експлуатаційну придатність.

У першу чергу вузлове з’єднання повинне забезпечувати необхідну геометрію конструкції і стійкість взаємного положення елементів.

Друга, не менш важлива вимога - несучу здатність з'єднання повинна бути не нижче несучої здатності перерізів з’єднувальних частин конструкції, а в деяких випадках і вище, оскільки в місцях перегину відбувається концентрація зусиль.

Жорсткість вузлового з’єднання повинна забезпечувати нормовані деформації конструкції.

Технологічні вимоги включають зручність виготовлення конструкції,

транспортабельність і технологічність утворення просторової збірної конструкції в будівельних умовах, а також її монтаж.

Однією з умов, що забезпечують виконання перерахованих вимог, є те, що з'єднувальні по похилих торцевих гранях суміжні залізобетонні елементи (рис. 4.4) виготовляються в загальній опалубці, мають загальну безперервну робочу арматуру A_s і A_{s1} розділені між собою призматичним клиноподібним вкладишем, вершина якого «О» розташовується на рівні центру ваги або нижче робочої арматури, а бічні грані « А » « Б » у місці перелому нахилені одна до одної під заданим кутом «γ».

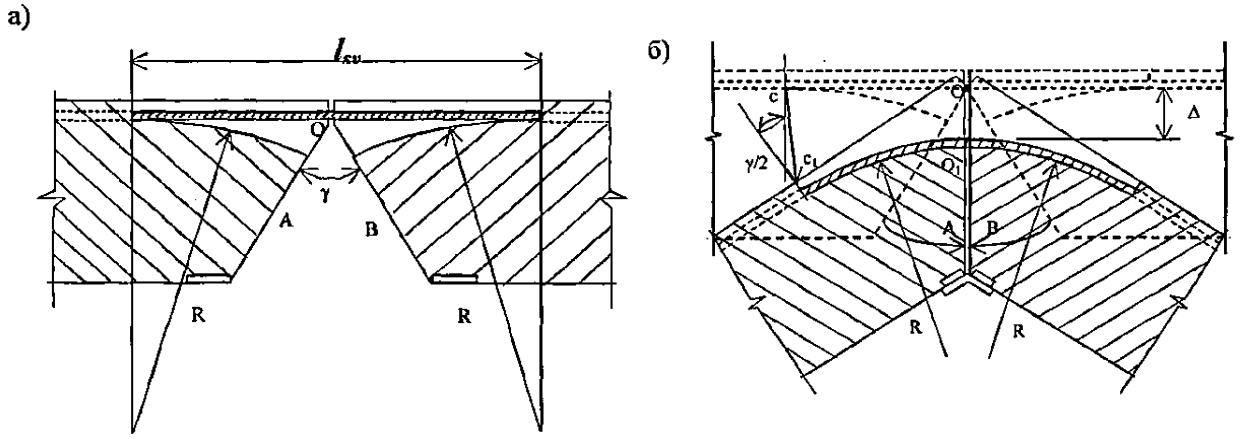


Рисунок 4.4 Метод виконання стикових з'єднань залізобетонних елементів

Розташовані в одній площині залізобетонні елементи повертають навколо умовної осі « О » до повного з'єднання площин « А » і « Б » похилих торцевих граней. При цьому робоча арматура згинається як стержень із затисненими кінцями і переміщається по вертикалі на величину «дельта» залежно від розташування центру обертання.

По обидві сторони від місця перелому з'єднувальні елементи мають у зоні розташування робочої арматур поздовжні пази із загальною довжиною sv l в яких арматура вільна від бетону. Довжина пазів приймається залежно від діаметра арматури. Основа кожної половини паза виконана по окружності певного радіуса R, що дозволяє незабетонованій в зоні стику арматурі у процесі перелому вільно переміщатися по вертикалі і не зазнавати додаткових поздовжніх зусиль.

Розрахунки по несучої здатності залізобетонного перерізу показав, що

несуча здатність сухого стику на 35% нижче суцільного перерізу. Це приводить до зниження несучої здатності рамної конструкції. Крім того, як показали розрахунки рамного блоку із плит 3×12м, розрахункова схема якої показана на рис. 4.5, для забезпечення несучої здатності перерізу стику у верхній зоні поздовжніх ребр плити необхідно розмістити не менше 4Ø25 А500. Конструктивно це рішення, не змінюючи геометрію поперечного перерізу плити, практично неможливо.

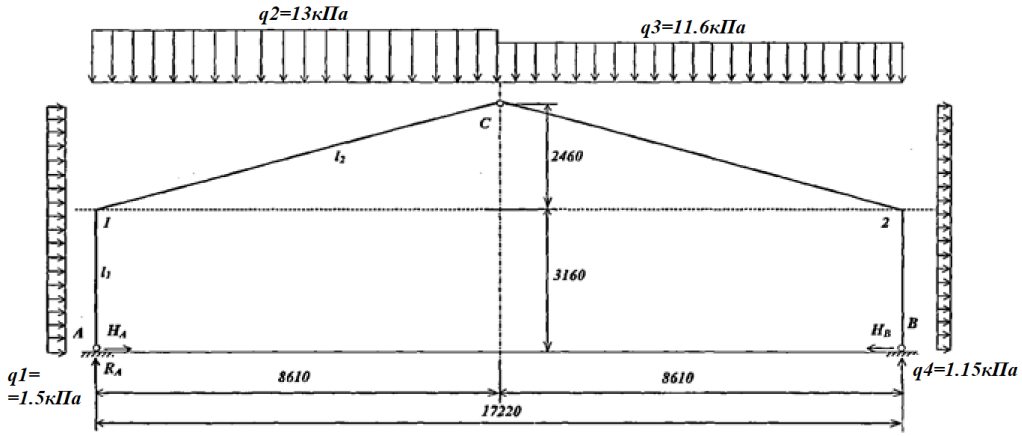


Рисунок 4.5 - Розрахункова схема рами з вертикальною стіновою конструкцією

Одним з варіантів забезпечення необхідної несучої здатності вузла перелому є влаштування металевої конструкції таврового перерізу, що приварюється до закладних деталей, як це показане на рис. 4.6,а. Тавровий переріз прийнятий для забезпечення стійкості стиснутої зони. Несуча здатність стику в цьому випадку підвищується за рахунок збільшення робочої висоти перерізу і підвищення несучої здатності стиснутої зони перерізу.

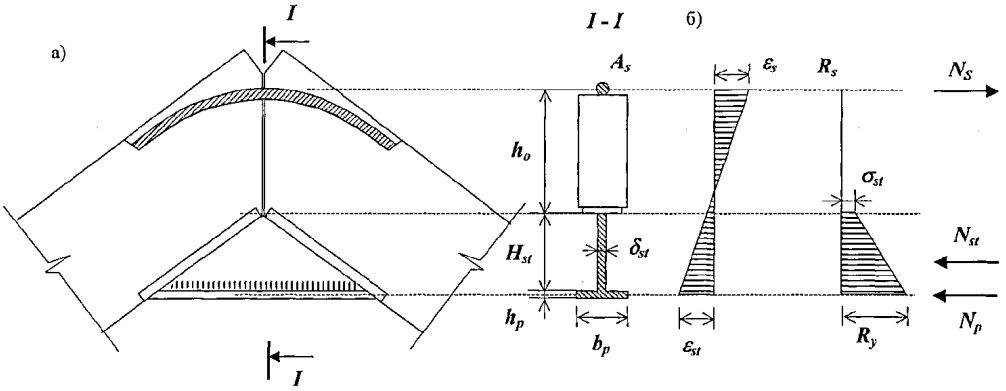


Рисунок 4.6 - Конструкція стику згинальної плити з металевим вкладишем (а) і розрахункова схема для оцінки несучої здатності стику (б)

Висоту металевого вкладиша доцільно приймати таким чином, щоб нейтральна вісь у граничній стадії розташовувалася на границі металевого вкладиша і бетону. Однак, якщо додержуватися гіпотези плоских перерізів, щоб напруження стиску відповідали розрахунковому опору сталі, висота металевого вкладиша повинна бути рівній робочій висоті плити в перерізі стику. У випадку меншої висоти металевого вкладиша, при напруженнях стиску на грані металевого вкладиша, рівних розрахунковому опору сталі, нейтральна вісь може проходити і у рівні бетонного перерізу стику (рис. 4.6 б). У цьому випадку доцільно зневажити напруженнями стиску в бетоні стику, внаслідок того, що відбувається обтиск бетону в стикові і напруження невеликі.

Умова рівноваги, у припущенні, що металевий вкладиш працює пружно і гіпотеза плоских перерізів буде мати вигляд:

$$H_{st}\delta_{st}\frac{R_y+\sigma_{st}}{2}+h_p\cdot b_p\cdot R_y=f_{yd}\cdot A_s+N \tag{4.1}$$

де *Hst , hp , δ st ,bp* – висота стінки і полички, товщина стінки і ширина полиці металевого вкладиша;

R_y, σ_{st} – розрахунковий опір стали і напруження в рівні верху металевого вкладиша.

Деформації стиску в рівні верху металевого вкладиша визначаються по залежності:

$$\varepsilon_{st}=\varepsilon_y-\frac{H_{st}}{h_0+H_{st}}\left(\varepsilon_{sr}+\varepsilon_y\right) \tag{4.2}$$

де , ε_{sr} ε_y – деформації, що відповідають розрахунковому опору сталі і арматури.

Напруження стиску в рівні верху металевого вкладиша

$$\sigma_{st}=E\cdot\varepsilon_{st}=E\left\{\varepsilon_y-\frac{H_{st}}{h_0+H_{st}}\left(\varepsilon_{sr}+\varepsilon_y\right)\right\}=E\left\{\frac{R_y}{E}-\frac{H_{st}}{h_0+H_{st}}\left(\frac{f_{yd}}{E}+\frac{R_y}{E}\right)\right\}=$$

$$=R_y-\frac{H_{st}}{h_0+H_{st}}-\left(f_{yd}-R_y\right) \tag{4.3}$$

де Е – модуль пружності сталі.

Необхідна кількість розтягнутої арматур визначиться з вираження

$$A_s = \left\{ H_{st}\delta_{st}\frac{R_y + \sigma_{st}}{2} + h_p \cdot b_p \cdot R_y - N \right\}\frac{1}{f_{yd}} \tag{4.4}$$

Умова несучої здатності складеного перерізу щодо центру ваги розтягнутої арматури відповідно до розрахункової схеми (рис. 6.6) для загального випадку запишеться

$$N_e \le H_{st}\delta_{st}\frac{R_y + \sigma_{st}}{2}\left(h_0 + H_{st} - \frac{1}{3}H_{st}\frac{R_y + 2\sigma_{st}}{R_y + \sigma_{st}} \right) + h_p \cdot \delta_p \cdot \sigma_{st}\left(h_0 + H_{st} + \frac{1}{2}h_p \right) \tag{4.5}$$

У випадку розташування нейтральної осі в рівні верху металевого вкладиша умова несучої здатності запишеться

$$N_e \le H_{st}\delta_{st}R_y\frac{1}{2}\left(h_0 + \frac{2}{3}H_{st} \right) + h_p b_p f_{yd}\left(h_0 + H_{st} + \frac{1}{2}h_p \right) \tag{4.6}$$

Провівши аналіз несучої здатності складеного перерізу стику на конкретному прикладі рамного блоку із плит 3 × 12м, представленого на рис. 4.5 та 4.6 з врахуванням двох поздовжніх ребр, рівні: H_{st} =24.4 ; h_p =1.02 см; δ_{st} = 1.2 см і b_p = 17 см. Робоча висота перерізу бетонного стику - h_0 = 49.0см.

Визначемо величини внутрішніх зусиль у розрахунковому перерізі рами у відповідності зі схемою на рис. 4.5.

Згинальний момент у вузлі перелому

$$M_2 = H_b \cdot l_1 + q_4 \cdot l_1^2 \cdot 0.5 = 295 \text{ кНм} \tag{4.7}$$

Значення поздовжнього зусилля у вузлі перелому відповідно $N_2 = R_b$ = 126кН

Ексцентриситет поздовжньої сили щодо центру ваги перерізу e_0 = 2.34м

Напруження в рівні верху металевого вкладиша з врахуванням що деформації

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{sr} = 0.002 \text{ рівні } \sigma_{st} = 2100 - \frac{23.0}{49.0 + 24.4}(3750 + 2100) = 23.2 \text{ Па} \tag{4.8}$$

Необхідна кількість арматури складе

$$A_s = \left(23.0 \cdot 1.2 \frac{2100 + 232}{2} + 1.02 \cdot 17 \cdot 2100 - 12600 \right) \frac{1}{3750} = 14.93 \text{ см}^2 \quad (4.9)$$

Приймаємо 4Ø22 А500 A_s = 15,2 см^2.

Наведена площа складеного перерізу стику відповідно до прийнятої розрахункової схеми в граничній стадії A_{red} = 59,8см^2

Статичний момент інерції приведеного перерізу відносно центра ваги розтягнутої арматури Sred = 2707,6 см^3.

Координата центру ваги перерізу стику

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{2707.6}{59.8} = 45.23 \text{ см} \quad (4.10)$$

Умова несучої здатності 351,8 < 445,3кНм виконується.

4.4 Оцінка деформативності вузлового з'єднання збірної конструкції

Переріз стику збірної конструкції сприймає, згідно з виконаними розрахунками, згинальний момент і поздовжню силу. Розтягувальні напруження в перерізі сприймаються тільки поздовжньою арматурою. Бетон в стику розтяг не сприймає. Відповідно до діючих норм жорсткість залізобетонного елемента на ділянці із тріщинами в розтягнутій зоні визначається на основі наступних положень:

– переріз після деформації залишаються плоским;

– напруження в бетоні стиснутої зони визначають як для пружного тіла;

– роботу розтягнутого бетону в перерізі з нормальною тріщиною не враховують;

– роботу розтягнутого бетону на ділянці між суміжними нормальними тріщинами враховують за допомогою коефіцієнта.

Для перерізу плити показаного на рис. 4.7а, умовно приведеного до прямокутного перерізу (оскільки в перерізі стику немає розтягнутого бетону) момент інерції щодо його центру ваги визначають відповідно до правил опору матеріалу суцільних пружних елементів по формулі

$$J_{red} = J_b + J_s\alpha_{s2} + J_s'\alpha_{s1} \tag{4.11}$$

де J_b ,J_s , J_s' – моменти інерції площ перерізу відповідно стиснутої зони бетону, розтягнутої і стиснутої арматури щодо центру ваги наведеного перерізу без врахування бетону розтягнутої зони;

$$\alpha_{s1} = \frac{E_{s1}}{E_b};\ \alpha_{s2} = \frac{E_{s2}}{E_b}\ - \tag{4.12}$$

– коефіцієнти приведення відповідно для стиснутої і розтягнутої арматури.

Положення нейтральної осі для позацентрово стиснутих перерізів відповідно до рис. 4.7 *б* визначиться з умов рівноваги поздовжніх сил і згинальних моментів, що діють у розглянутому перерізі.

Рівняння рівноваги поздовжніх сил має вигляд

$$N = \int_0^x \sigma_{by} \cdot b_y dy + A_s' \cdot \varepsilon_s' \cdot E_{s1} - A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s =$$
$$= \frac{\varepsilon_{b,\max} \cdot E_{b,red}}{x} \int_0^x b_y \cdot y dy + \frac{\varepsilon_{b,\max} \cdot E_{b,red}}{x} \alpha_{s1} A_s' (x - \alpha') - \frac{\varepsilon_{b,\max} \cdot E_{b,red}}{x} \alpha_{s2} (h_0 - x) \tag{4.13}$$

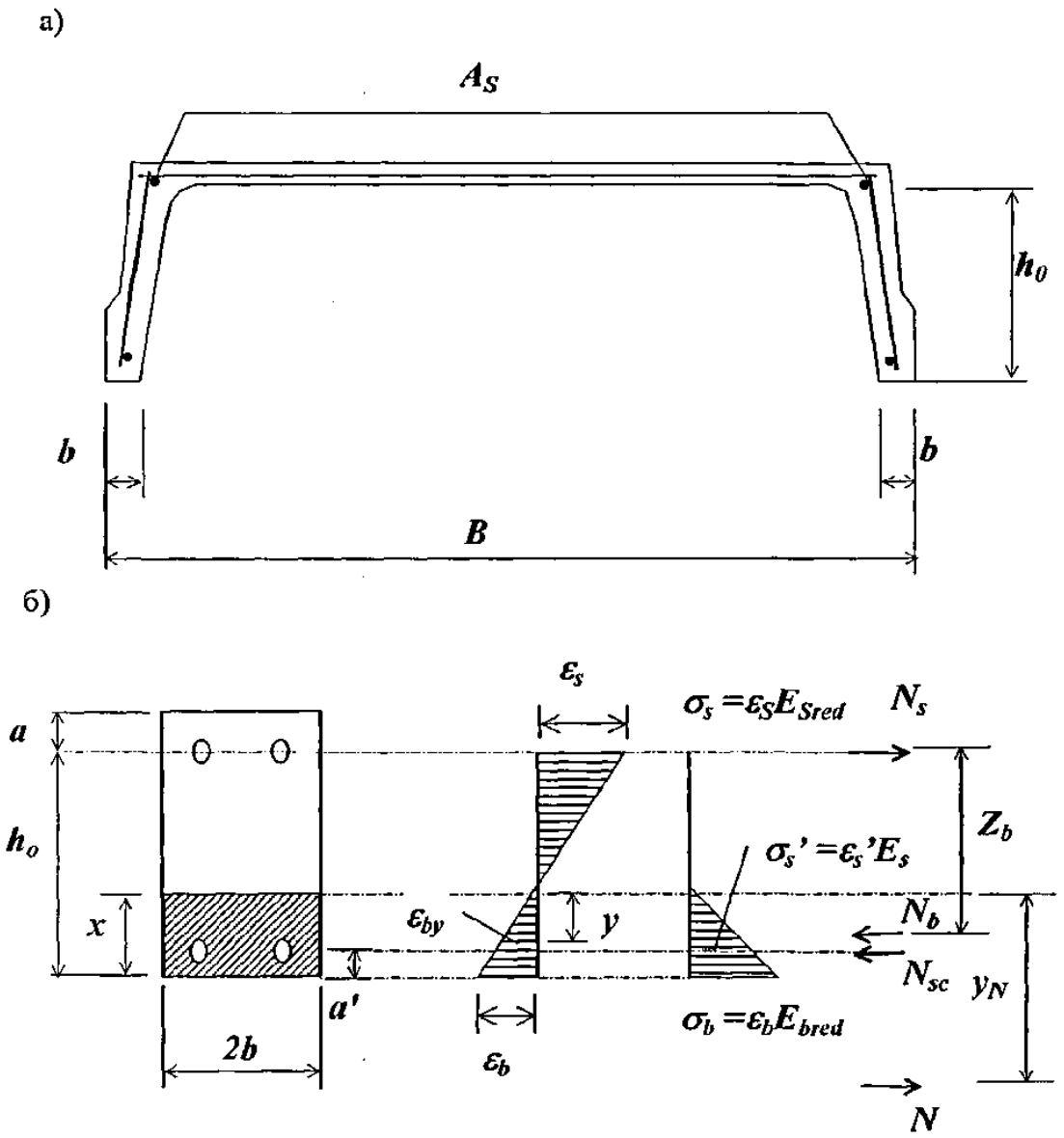


Рисунок 4.7 - Геометрія поперечного перерізу плити (а) і розрахункова схема (б)

Беручи до уваги, що в рівняння входять статичні моменти відповідно площа стиснутої зони бетону (S_{bo}), стиснутої (S'_{bo}) і розтягнутої (S_{s0}) арматури щодо нейтральної осі в остаточному виді рівняння рівноваги можна записати

$$N = \frac{\varepsilon_{b,max} \cdot E_{b,red}}{x}\left(S_{b0} + \alpha_{s1} \cdot S'_{s0} - \alpha_{s2} \cdot S_{s0}\right) \tag{4.14}$$

Рівняння рівноваги згинальних моментів щодо нейтральної осі має вигляд (рис. 4.7 б)

$$Ny_n = \int_0^x \sigma_{by} \cdot b_y \cdot dy + A_s' \cdot \varepsilon_s' \cdot E_s'(x - a') + A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s(h_0 - x) =$$

$$= \frac{\varepsilon_{b,\max} \cdot E_{b,red}}{x} \int_0^x b_y y^2 \cdot dy + \frac{\varepsilon_{b,\max} \cdot E_{b,red}}{x} \alpha_{s1} \cdot A_s'(x - \alpha')^2 + \frac{\varepsilon_{b,\max} \cdot E_{b,red}}{x} \alpha_{s2} \cdot A_s(h_0 - x)^2 =$$

$$\frac{\varepsilon_{b,\max} \cdot E_{b,red}}{x}(J_{b0} + \alpha_{s1} \cdot J_s' + \alpha_{s2} J_s) \tag{4.15}$$

де y_n – відстань від нейтральної осі до лінії прикладання поздовжнього зусилля.

Розділимо ліву і праву частини рівняння одержимо вираження виду

$$y_n = \frac{J_{b0} + \alpha_{s1} J_{s0}' + \alpha_{s2} J_{s0}}{S_{b0} + \alpha_{s1} S_{s0}' - \alpha_{s2} S_{s0}} \tag{4.16}$$

Рівняння зручно застосовувати при визначенні висоти стиснутої зони, оскільки в нього входять тільки геометричні і деформаційні характеристики перерізу.

Для випадку з одиночним армуванням, або при можливому неврахуванні стиснутої арматури, що і рекомендовано для перерізу стику збірної конструкції, вираження трохи спрощується і приймає вид

$$y_n = \frac{J_{b0} + \alpha_{s2} J_{s0}}{S_{b0} - \alpha_{s2} S_{s0}} \tag{4.17}$$

Аналітичний розв'язок рівняння досить трудомісткий і при практичному застосуванні супроводжується труднощами з обчисленням.

Податлевість стику слід враховувати диференційовано по стиснутій і розтягнутій зонах відповідно. Податлевість розтягнутої зони забезпечується за рахунок наступних факторів: зминанням бетону під розтягнутою арматурою вигнутої по радіусу R, що сприяє «випрямленню» арматури; відсутності зчеплення на розглянутій ділянці довжиною l_{sv} . Загальні деформації по лінії центру ваги розтягнутої арматури будуть рівні

$$\varepsilon_{tz} = \varepsilon_s + \Delta\varepsilon_{sr} \tag{4.18}$$

Вплив податливості на деформований стан перерізу показаний на схемі

рис. 4.9.

Фізичний зміст впливу податливості розтягнутої арматури полягає в збільшенні кута повороту перерізу від φ_0 до φ_1 і, як наслідок, зміна висоти стиснутої зони. Деформації податливості не супроводжуються зміною сумарних внутрішніх зусиль в розтягнутій і стиснутій зонах через їхню не значимість, тобто не порушується рівновага перерізу, а лише ростуть деформації. При зниженні висоти стиснутої зони для дотримання рівноваги повинні зрости напруження по крайній стиснутій грані.

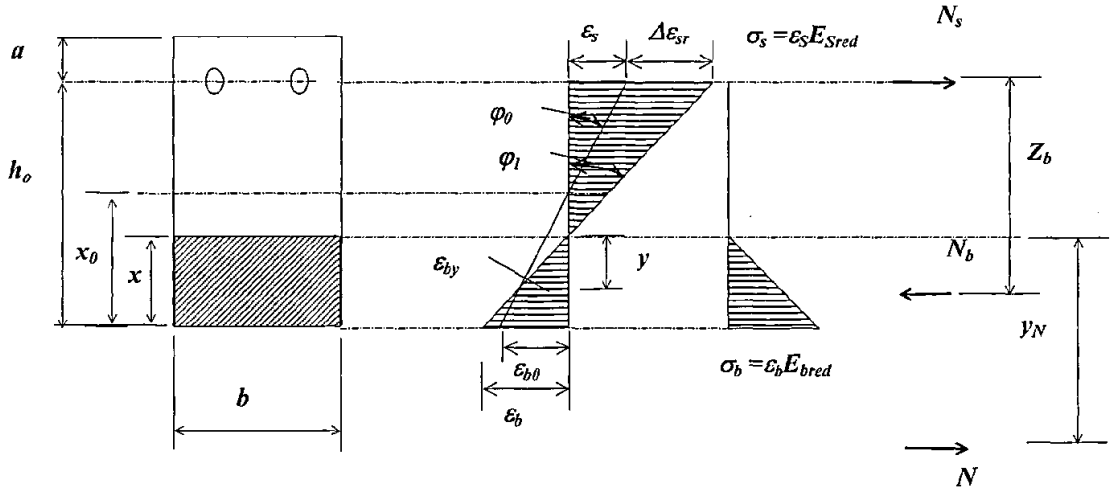


Рисунок 4.9 Розрахункова схема для визначення впливу податливості розтягнутої зони на висоту стиснутої зони бетону

Відповідно до гіпотези плоских перерізів (рис. 4.9) співвідношення між деформаціями в розтягнутої і стиснутої зонах має вигляд

$$\frac{\varepsilon_b}{x} = \frac{\varepsilon_s + \Delta\varepsilon_{sr}}{h_0 - x} \tag{4.19}$$

Деформації в розтягнутій арматурі

$$\varepsilon_s = \varepsilon_b \frac{h_0 - x}{x} - \Delta\varepsilon_{sr} \tag{4.20}$$

Рівняння рівноваги проекцій усіх сил на поздовжню вісь елемента має вигляд

$$N_b - N_s = N \tag{4.21}$$

В даній формулі поздовжнє зусилля в розтягнутій арматурі

$$N_s = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot v_s \cdot A_s = \alpha_s \cdot E_b \left(\varepsilon_b \frac{h_0 - x}{x} - \Delta\varepsilon_{sr} \right) = \alpha_s \cdot E_b \cdot v_b \frac{1}{x} S_s - \alpha_s \cdot E_b \cdot v \cdot A_s \frac{\Delta\varepsilon_{sr}}{\varepsilon_b} \quad (4.22)$$

зусилля в стиснутій зоні бетону

$$N_b = \int_0^x \sigma_{by} \cdot y \cdot dy = \int_0^x \varepsilon_{b,\max} \cdot E_b \cdot v \frac{y}{x} b_y \cdot dy = \varepsilon_{b,\max} \cdot E_b \cdot v \frac{1}{x} \int_0^x b_y \cdot y \cdot dy \quad (4.23)$$

Рівняння моментів усіх сил щодо нейтральної осі

$$N \cdot y_n = N_s (h_0 - x) + \int_0^x \sigma_{by} \cdot b_y \cdot y \cdot dy = \alpha_s \cdot E_b v \frac{1}{x} J_s - \alpha_s \cdot E_b \cdot v \cdot S_s \frac{\Delta\varepsilon_{sr}}{\varepsilon_b} + \varepsilon_b \cdot E_b \cdot v \frac{1}{x} J_{b0} \quad (4.24)$$

Розділивши відповідно ліві і праві частини рівняння рівноваги моментів сил на рівняння рівноваги проекцій внутрішніх сил на поздовжню вісь одержимо вираження виду

$$y_n = \frac{\varepsilon_b \cdot E_b \cdot v \frac{1}{x} J_{b0} + \alpha_s \cdot \varepsilon_b \cdot E_b \cdot v \frac{1}{x} J_s - \alpha_s \cdot \varepsilon_b \cdot E_b \cdot v \cdot S_s \frac{\Delta\varepsilon_{sr}}{\varepsilon_b}}{\varepsilon_b \cdot E_b \cdot v \frac{1}{x} S_b - \alpha_s \cdot \varepsilon_b \cdot E_b \cdot v \frac{1}{x} S_s + \alpha_s \cdot \varepsilon_b \cdot E_b \cdot v \cdot A_s \frac{\Delta\varepsilon_{sr}}{\varepsilon_b}} =$$

$$= \frac{J_b + \alpha_s \cdot J_s - \alpha_s \cdot S_s \cdot x \frac{\Delta\varepsilon_{sr}}{\varepsilon_b}}{S_b - \alpha_s \cdot S_s + \alpha_s \cdot A_s \cdot x \frac{\Delta\varepsilon_{sr}}{\varepsilon_b}} \quad (4.25)$$

Вирішуючи рівняння щодо висоти стиснутої зони одержимо кубічне рівняння виду

$$\frac{b \cdot x^3}{3} - x^2 \left(\frac{y_n \cdot b}{2} - \alpha_s \cdot A_s - \alpha_s \cdot A_s \frac{\Delta\varepsilon_{sr}}{\varepsilon_b} \right) -$$

$$-\alpha_s \cdot A_s \cdot x \left(2h_0 + y_n + h_0 \frac{\Delta\varepsilon_{sr}}{\varepsilon_b} + y_n \frac{\Delta\varepsilon_{sr}}{\varepsilon_b} \right) + \alpha_s \cdot A_s \cdot h_0 (h_0 + y_n) = 0 \quad (4.26)$$

4.5 Рекомендації з розрахунку і проєктування просторових рамних блоків

В даний час практично всі розрахункові операції по аналізі напряжено-деформованого стану будівельних конструкцій виконується за допомогою програмних комплексів, що реалізують, як правило, метод кінцевих елементів. Програми відрізняються між собою використовуваними в них типами і різновидами кінцевих елементів, способами введення і висновку даних, сервісними можливостями але більшість із них дозволяє розраховувати складні конструкції як єдині просторові системи. Використання в МКК дискретної просторової моделі що задається користувачем ступенем дискретизації будь-яких ділянок конструкції дозволяє проводити обчислення по розрахункових схемах, що максимально відображають роботу несучої системи реального будинку. Однак врахувати усіх факторів, що впливають на розрахункову схему будинку, створює велику трудомісткість опису і введення вихідних даних. У зв'язку із цим актуальним представляється розробки методики формування розрахункових моделей з мінімально можливою розбивкою на кінцеві елементи просторового рамного блоку, що враховують специфіку деформування залізобетону і піддатливість вузлових з’єднань збірної конструкції.

Деформативність несучої системи а, отже, і характер розподілу внутрішніх зусиль, як уже вказувалося, у значній мірі визначається податливістю вузлових з’єднань збірної конструкції. Піддатливість з’єднань у методі кінцевих елементів може бути враховано декількома способами. Перший спосіб – фундаментальний полягає у введенні спеціальних координатних функцій, що описують додаткові переміщення у вузловій області кінцевого елемента. Другий, найбільш практичний, заснований на використанні спеціальних елементів, що імітують податливі зв'язки.

Оскільки податлевість сильно залежить від напружено-деформованого

стану вузла, представляється доцільним максимально диференційовано призначати характеристики жорсткості кожного з’єднання. Для цього слід виконати більш часту розбивку на кінцеві елементи ділянок, що примикають до вузла.

У такий спосіб мінімально необхідна розбивка на кінцеві елементи просторової конструкції, з урахуванням податливості кожного з’єднання, у цілому збігається з розбивкою на конструктивні елементи.

У той же час у кожному збірному елементі виникають напруження, величина яких змінюється по його довжині або площі. Тому при розвитку фізичної нелінійності деформування характеристики жорсткості також змінюються в межах кожного елемента. Отже, для більш точного врахування деформацій напруження необхідна додаткова розбивка елементів.

Плоскі елементи ребристої плити при дії корисного навантаження перпендикулярно до поверхні деформуються з утворенням ділянок тріщеноутворення, отже, вони також вимагають додаткової розбивки. При цьому кінцеві елементи типу "оболонка", якими моделюється плита, мають найбільшу кількість ступенів волі, і невиправдане збільшення частоти їх розбивки приведе до помітного росту порядку канонічних рівнянь. Отже, додаткова розбивка плит перекриття на кінцеві елементи повинна бути по можливості більш рідшою.

Відзначимо, що вплив на напружено-деформований стан зміни жорсткості полички при їхньому вигині із площини значно менше, чим вплив зміни жорсткості при вигині поздовжніх ребр, а інші види деформацій (вигин і зсув у своїй площині, крутіння) в експлуатаційній стадії відбуваються практично пружно. Розрахунки окремої панелі на вигин і крутіння показали, що при розбивці на 4 елемента вже досягається достатня точність.

Стикове з'єднання в місці перегину плити моделювалося у вигляді двох зв'язків обмеженої довжини, що відповідно працюють на розтяг і стиск.

Для практичних розрахунків рекомендується враховувати розвиток непружних деформацій шляхом зниження модуля пружності.

Таким чином, розроблена методика формування розрахункової моделі просторових рамних блоків зі збірних конструкцій для розрахунків методом кінцевих елементів дозволяє з достатньою для практики точністю робити аналіз їх напружено-деформованого стану.

Одним з основних факторів, що впливають на розподіл внутрішніх зусиль в елементах рами, є співвідношення довжин стінової і покрівельної частин, а також їх кути нахилу відносно горизонталі. Оптимальним можна вважати таке співвідношення цих параметрів, коли при впливі різних розрахункових навантажень у перерізах елементів рами не виникає знакозмінних напружень, або це відбувається зі значною асиметрією в напрямку основного напружено деформованого стану.

Найбільш напруженою ділянкою рамного блоку є вузол перелому в місці переходу від стінової частини до покрівлі. При впливі розрахункових зовнішніх навантажень в умовному перерізі виникають найбільші згинальні моменти, а оскільки переріз є ослабленим, для забезпечення необхідної несучої здатності стику слід приділяти особлива увага.

Крім виконання умов по достатній надійності рамного блоку, необхідно дотримання вимог, запропонованих до внутрішнього об’єму будинку, виходячи з його призначення.

Ці вимоги охоплюють такі питання, як кути нахилу стінової і покрівельної частин, а також співвідношення їх лінійних розмірів.

Армування розрахункового перерізу повинне виконуватися з урахуванням конструктивних вимог і умов, які забезпечують технологічність утворення напіврами з лінійного елемента. До цих умов, у першу чергу, слід віднести те, що при згині плити не повинно бути допущена перенапруження робочої стержневої арматури. При вигині у верхньому стержні, виникають розтягуючі і стискаючі напруження. Тому при конструюванні вузла зламу слід передбачати максимально можливий радіус загину верхньої арматури.

4.6 Оцінка ефективності збірних конструкцій

Значна частина в загальному об’ємі допоміжних будинків цивільного, промислового і сільськогосподарського призначення становлять одноповерхові і багатопрогонові будинки з різними об'ємно-планувальними вирішеннями і поперечними габаритами.

Більшість одноповерхових будинків - проектують прямокутної форми в плані, з паралельно розташованими прольотами однакової ширини і висоти.

Будинки різного призначення шириною до 24 м виконують як із внутрішніми, так і без внутрішніх опор, а шириною 27 м і більше - зазвичай із внутрішніми опорами із кроком 6, 9 і 12 м.

Використання уніфікованих конструктивних схем каркасних будинків з рамним, стійково-ферменим, стояково-балковим і арковим каркасами дозволяє скоротити номенклатуру будівельних виробів і підвищити індустріалізацію будівництва. Однак, і в цьому випадку номенклатура будівельних конструкцій різноманітна і більша.

Ефективність проаналізованого конструктивного вирішення підтверджується декількома позиціями. У першу чергу слід виділити істотне скорочення складальних одиниць. Будинки збираються з однотипних напіврамних блоків (за винятком торцевого огородження). Наступним немаловажливим фактором є витрата матеріалів і трудомісткість виготовлення.

Витрата арматури на складні конструкції трохи вища ніж на типові ребристі плити. Це викликане в першу чергу іншою схемою роботи конструкції з необхідністю армування верхньої зони поздовжніх ребр плит і встановленням додаткової конструктивної арматур для забезпечення працездатності і цілісності вузла перелому, конькового з'єднання і контакту опорних зон з розпірними фундаментами.

У той же час загальна витрата матеріалів на готову конструкцію будинку

рамного (ангарного) типу невисокий. Це можна простежити на основі співставлення по витраті матеріалів – сталі і бетону з аналогом по конструктивному вирішенні – будинку аркового типу із залізобетонних напіврам, стінових панелей і плит покриття. Для порівняння був прийнятий блок прольотом 18м і довжиною 6м без утеплення покрівельної частини, результати порівняння показали що скорочення витрати металу сягає 13,4%, а бетону, у тому числі важкого і легкого 23,8%.

Оскільки будинки зі збірних конструкцій віднесені до категорії що швидко монтуються, то технологічність зведення є одним з визначальних показників. Проведений комплексний аналіз теоретичних і експериментальних досліджень показав, що дані конструктивні вирішення можна рекомендувати для будинків допоміжного призначення з невисокими вимогами до внутрішніх теплових умов - складські і виробничі приміщення в промисловості і сільському господарстві, гаражі.

Трудомісткість виготовлення збірної ребристої плити практично не зростає, внаслідок того, що виключається необхідність встановлювати попередньонапруженої арматури. Також додаються операції по встановлені розділових вкладишів при виготовленні плити. При монтажі необхідна установка або кондуктор для складання плити по заданій геометрії. Ця операція досить важлива для забезпечення точності монтажу конструкцій будинку.

Співставлення даного конструктивного вирішення у вартісному вираженні має трохи умовний характер. Проте, аналіз двох розглянутих варіантів за вартістю збірних залізобетонних конструкцій показує, що будинок зі згинальних конструкцій може бути більш економічний у порівнянні з аналогом на 8-10%.

ВИСНОВКИ

Теоретично обґрунтована можливість і виявлені умови створення вузлового з’єднання збірної конструкції, яка здатна при перегині забезпечувати: цілісність просторової конструкції без перенапруження з’єднувальних елементів і працездатність вузла при сприйнятті експлуатаційних навантажень.

Одним з перспективних напрямків розвитку збірних залізобетонних конструкцій є підвищення їх уніфікації і розширення функціонального призначення. У зв'язку із цим обґрунтована можливість, показана доцільність і виявлені умови створення конструктивних вирішень допоміжних будинків на основі згинальних збірних залізобетонних конструкцій. Технологія трансформації лінійних або площинних елементів у просторові конструкції в будівельних умовах відкриває нові можливості вдосконалення збірних залізобетонних конструкцій.

В згинальних конструкціях зі збірного залізобетону найбільш відповідальними елементами є вузли стикування або перегину, що забезпечують цілісність просторової конструкції без перенапруження з’єднувальних елементів і працездатність вузла при сприйнятті експлуатаційних навантажень. Проведений аналіз конструктивного вирішення вузла перелому ребристих плит забезпечує виготовлення напіврам з лінійних залізобетонних елементів без порушення цілісності, з’єднувальних бетонних поверхонь. При цьому верхня поздовжня арматури повинна згинатися по радіусу не менше 10d .

В технології виготовлення згинальних збірних конструкцій з типових ребристих плит основним елементом при виготовленні такої конструкції є роздільний вкладиш в поздовжніх ребрах плити, необхідний кут, що утворює форму між елементами конструкції. Для дотримання необхідних геометричних параметрів просторової конструкції рекомендується використовувати спеціальні кондуктори.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН А.3.1-5-2016. Державні будівельні норми. Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва. [Чинний від 2016-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2017. 67 с.

2. ДБН В.1.2-12-2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. [Чинний від 2012 р.-10 -04]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. 34 с.

3. ДБН В.1.2-12-2008 Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. [Чинний від з 01 01. 2009 р]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. 24 с.

4. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2017. 33 с.

5. ДБН В. 2.2-9:2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. [Чинний від 2019-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України. 2018. 40 с.

6. ДБН В.2.2-15:2019 Житлові будинки. Основні положення. [Чинні з 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України. 2019. 32 с.

7. ДБН Г.1-5-96 Нормативна база оснащення будівельних організацій (бригад) засобами механізації, інструментом і інвентарем. [Чинний від 1996-04-03] Вид. офіц. Київ: Держкоммістобудування України, 1997. 161 с.

8. ДБН IV-4-97. Збірник кошторисних цін на перевезення вантажів для будівництва. [Чинний від 1997-01-01]. Вид. офіц. Київ: Центр ціноутворення «Інпроект», 1996. 54 с.

9. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Київ: Мінрегіонбуд України. 2011. 130 с.

10. ДСТУ Б В.2.8-10-98. Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри, технічні вимоги. [Чинний від 1999-01-01]. Вид. офіц. Київ: Асоціація

«Будтехконструкція», 1998. 23 с.

11. ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної та робочої документації– [Чинний від 2009–01–24]. Вид. офіц. Київ : Держстандарт України, 2009. 70 с.

12. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об’єктів [Чинний з 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 42 с.

13. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва. [Чинний з 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 88 с.

14. ДСТУ 3008-2015 Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлення. [Чинний від 2017-07-01] Вид. офіц. Київ: ДП «Укр НДНЦ», 2016. 31 с.

15. ДСТУ 8302:2015 Бібліографічні посилання. Загальні положення та правила складання. [Чинний від 2016-07-01] Вид. офіц. Київ: ДП «Укр НДНЦ», 2016.20 с.

16. ДСТУ – Н Б. Д.1.1-5:2013. Настанова що до визначення розміру коштів на титульні тимчасові будівлі та споруди і інші витрати у вартості будівництва. [Чинні з 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 59 с.

17. ДСТУ – Н Б. Д.1.1-6:2013. Настанова що до розроблення ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи. [Чинні з 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 45 с.

18. ДСТУ Б А.3.1-13:2010 Номенклатура показників якості будівельної продукції. Основні положення. [Чинний від 2010-08-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 32 с.

19. ДСТУ 2272:2006 Пожежна безпека. Терміни та визначення основних понять. [Чинний від 2007-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2006. 41 с.

20. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. [Чинний від 2012-12-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України.2011. 32 с.

21. Бліхарський З. Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд:

навч. посібник. Львів : Вид-во Нац. ун-ту Львів. політехніка, 2008. 108 с.

22. Бичевий П.П., Мішук К. М. Реконструкція будівель і споруд : методичні вказівки. Запоріжжя : ЗДІА, 2016. 39 с.

23. Бичевий П.П., Мішук К. М. Прогресивні технології будівництва та реконструкції будівель і споруд: метод. вказівки до виконання практ. занять та контр. робіт, проведення самост. роботи для студ. ЗДІА спец. 192 "Будівництво та цивільна інженерія" ден. та заоч. форм навчання : методичні вказівки. Запоріжжя : ЗДІА, 2016. 42 с.

24. Гавриляк А.І., Базарник І.Б., Кінаш Р.І. Технічна експлуатація, реконструкція і модернізація будівель: навч. посібник для внз. Львів : Вид-во Нац. ун-ту "Львів. політехніка", 2006. 539 с.

25. Гуторов О.І., Лебединська О.І., Прозорова Н.В. «Логістика» навч. Посібник. Харк. нац. аграр. ун-т. Харків : Міськдрук. 2011. 322 с.

26. Данкевич Н. О., Шаровар М. К., Мальований І. В. Технологія будівельного виробництва: метод. вказівки до виконання курсового проекту для студ. ЗДІА напряму 6.06.0101 "Будівництво" ден. та заоч. форм навчання. Запоріжжя : ЗДІА, 2010. 57 с.

27. Данкевич Н.О. Технологія будівельного виробництва: методичні вказівки до виконання практичних та лабораторних занять, контрольної та самостійної роботи для студентів ЗДІА за напрямом 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форми навчання. Запоріжжя: ЗДІА, 2016. 65 с.

28. Ларіна Р.Р. Логістика: навч. Посібник. Дніпропетровськ: ВІК, 2005. 335с.

29. Організація будівництва : підручник / за редакцією С.А. Ушацького. Київ : Кондор, 2007. 521 с.

30. Павлов І.Д., Полтавець М.О. Організація, планування та системи управління в містобудівництві: навчально-методичний посібник для здобувачів вищої освіти «Магістра» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія». Запоріжжя, ЗНУ, 2019. 165 с.

31. Павлов І.Д., Пшегорлінська О.А. Технологія, організація та планування будівництва: навчально-методичний посібник для студентів ЗДІА спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форм навчання .Запоріз. держ. інж. акад. Запоріжжя: ЗДІА, 2018. 186 с.

32. Радкевич А.В., Павлов І. Д. Багатоцільові моделі організації капітального відновлення об'єктів: монографія. Дніпропетровськ, 2003. 225 с.

33. Притула С. Ф. Технологія будівельних процесів: навч. посібник. Київ: ІЗМН, 1996. 140 с.

34. Слєпцов О. С. Реконструкція громадських будівель і комплексів: підручник для внз. Київ: А+С, 2018. 272 с.

35. Савйовський В.В. Реконструкція будівель і споруд: навч. посібник. Київ: Ліра-К, 2018. 320 с.

36. Технологія будівельного виробництва: підручник / за ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. Київ: Вища школа, 2002. 430 с.

37. Технологія будівельного виробництва: підручник для студ. внз / за ред. Ярмоленко М. Г. 2-ге вид., перероб. і доп. Київ: Вища школа, 2005. 341 с.

38. Терех М.Д. Технологія реконструкції будівель та споруд: методичні вказівки до практичних занять, виконання розрахунково-графічних робіт та самостійної роботи для студентів спеціальності 8.092101 „Промислове та цивільне будівництво‖. Запоріжжя: Видавництво ЗДІА, 2006. 67 с.

39. Технологія монтажу будівельних конструкцій: навчальний посібник / за ред. В.К. Черненка. Київ : Горобець Г.С., 2010. 372 с.

40. Ушацький С. А. Організація зведення і реконструкції будівель та споруд: навч. посібник для студентів ВНЗ. Київ: Вища школа, 1992. 183 с.

41. Черненка В.К., Ярмоленка М.Г. Технологія будівельного виробництва: підручник. Київ: Вища школа, 2002. 430 с.

42. Черненко В.К., Методи монтажу будівельних конструкцій, Київ: Вища школа,. 2006. 430с.

43. Шаровар М.К. Технологія експлуатації та реконструкції міської забудови: навч.-метод. посібник. Запоріжжя : ЗДІА, 2011. 111 с.