

Факультет конструювання та дизайну

ПОГОДЖЕНО

Декан факультету

конструювання та дизайну

Іван РОГОВСЬКИЙ

(підпис)

(ПІБ)

“ ” 20__р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри

будівництва

Ігор ЯКОВЕНКО

(підпис)

(ПІБ)

“ ” 20__р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: Проектування лабораторного корпусу Інституту молекулярної біології і генетики НАН України в м. Києві

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма Магістр

Орієнтація освітньої програми Освітньо-наукова
(освітньо-професійна, освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

Професор кафедри будівництва,

д.т.н., професор

Микола МАР'ЄНКОВ

(підпис)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

Доцент кафедри будівництва,

доцент, к.т.н.

Євгеній БАКУЛІН

(підпис)

Виконав

Олександр КАРПУШИН

(підпис)

(ПІБ здобувача)

КИЇВ — 2026

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва

професор, д.т.н. Ігор

ЯКОВЕНКО

(наук. ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)

«__» _____ 2026 р.

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ ЗДОБУВАЧУ

КАРПУШИНУ ОЛЕКСАНДРУ ОЛЕКСІЙОВИЧУ

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма Магістр

Орієнтація освітньої програми Освітньо-наукова

(освітньо-професійна, освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи Проектування лабораторного

корпусу Інституту молекулярної біології і генетики НАН України в м.

Києві

затверджена наказом від 16.12.2024., № 2267 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру _____

(рік місяць число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: Згідно Державних

будівельних норм та Державних стандартів технічних умов

Перелік питань, що підлягають дослідженню (пояснювальна записка):

1. Аналітичний огляд;
2. Архітектурні рішення;
3. Розрахунки будівельних конструкцій;
4. Проектування фундаментів;
5. Технологічна карта;
6. Організація будівництва;
7. Економіка будівництва (розрахунки кошторисів);

8. Охорона праці та техніка безпеки в будівництві;
9. Наукове дослідження;
10. Список використаних джерел та посилань.

Перелік графічного матеріалу (креслення формат А1):

1. Архітектурно-будівельні креслення;
2. Конструювання будівельних конструкцій;
3. Конструювання фундаментів;
4. Технологічна карта будівельного процесу;
5. Будівельний генеральний план;
6. Календарний план-графік виконання робіт;
7. Наукове дослідження.

Дата видачі завдання «_____»_____20__р.

**Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи**

Доцент кафедри будівництва,
доцент, к.т.н.

(підпис)

Євгеній БАКУЛІН

До виконання прийняв

(підпис)

Олександр КАРПУШИН

(ПІБ здобувача)

ЗМІСТ

№	РОЗДІЛ	Стр.
1	2	3
	ВСТУП	5
1	АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД	12
1.1	Технологія збірно-монолітного будівництва	12
1.2	Основні переваги та недоліки збірно-монолітних будинків	13
1.3	Конструктивні особливості збірно-монолітних будинків	16
1.4	Швидкісний метод зведення збірно-монолітних конструкції системи «FILIGRAN TRÄGERSYSTEME GmbH»	19
1.5	Збірно-монолітні залізобетонні конструкції із застосуванням касетної опалубки	21
2	АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	25
2.1	Загальна характеристика об'єкта проектування	25
2.2	Генеральний план забудови	26
2.3	Об'ємно-планувальні рішення	27
2.4	Архітектурно-конструктивні рішення	34
2.5.	Інженерне забезпечення будівлі	35
2.6.	Техніко-економічні показники проектного об'єкта	35
3	РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	36
3.1	Статичний розрахунок каркасу будівлі	36
3.1.1	Побудова скінчено-елементної моделі	36
3.1.2	Характеристики конструктивних елементів	37
3.1.3.	Визначення навантажень та найбільш несприятливих їхніх комбінацій	38

3.1.4.	Результати розрахунку каркасу в ПК Structure “SCAD”	43
3.1.4.1	Переміщення	44
3.1.4.2	Зусилля	45
3.1.5	Визначення армування діафрагми жорсткості	50
3.1.6	Розрахунок ригеля (балки прогону)	50
3.1.7	Підбір типової збірної залізобетонної колони 300х300 мм	53
3.1.8	Розрахунок монолітної залізобетонної колони 600х600 мм	54
4	РОЗДІЛ ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ	57
4.1	Інженерно - геологічні умови	57
4.2	Розрахунок фундаментів проектуємої будівлі	58
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
4.3	Визначення глибини закладання фундаментної плити	62
4.4	Конструювання монолітної залізобетонної фундаментної плити	63
4.5	Розрахунок окремо стоячого фундаменту стаканого типу	64
4.6	Конструювання монолітної залізобетонної фундаментної плити	67
5	ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА	68
5.1	Область застосування	68
5.2	Земляні роботи	68
5.3	Підбір засобів механізації для розробки котловану	69
5.4	Визначення категорії складності ґрунту для розробки його механізованим способом	71
5.5	Визначення крутизни укосів розробляемого котловану	72
5.6	Визначення обсягів виконання робіт механізованим способом	72
5.7	Розробка графіку виконання робіт	73
5.8	Контроль якості виконання робіт	75
5.9	Проектні заходи з техніки безпеки при розробки котловану	76

6	РОЗДІЛ ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	78
6.1	Загальні положення	78
6.2	Технологічні розрахунки	79
6.3	Підбір монтажного крану	80
6.4	Підбір технологічно-монтажного крану	82
6.5	Геодезичне забезпечення будівництва	83
6.6	Проектування календарного план-графіку	85
6.7	Розрахунок потреби будівництва в ТБ і С	86
6.8	Проектування будівельного генерального плану	87
6.9	Заходи з пожежної безпеки будівельного майданчику	88
7	ЕКОНОМІКА БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	91
7.1	Розрахунок вартості залізобетонних виробів	91
7.2	Етапи складання кошторису на ЗБВ	91
8	РОЗДІЛ З ОХОРОНИ ПРАЦІ ТА ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ	93
8.1	Загальні положення	93
8.2	Вимоги безпеки перед початком роботи	95
8.3	Вимоги безпеки під час виконання роботи	97
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
9	НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ «ВИЗНАЧЕННЯ ЙМОВІРНОГО РИЗИКУ РУЙНУВАННЯ НА ОСНОВІ СПІВСТАВЛЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КАРКАСУ БУДІВЛІ ВІД ВАРІАЦІЙ ТЕХНОЛОГІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ»	99
9.1	Вступ	99
9.2	Шкала експертних оцінок ймовірності аварії об'єктів будівництва	100
9.3	Мета, цілі та задачі наукового дослідження	101
9.4	Визначення ймовірності ризику аварії на основі аналізу варіацій	102

	напружено-деформованого стану каркасу проектованого об'єкта	
9.4.1	Опис скінчено-елементної моделі каркасу проектованого об'єкта	103
9.4.2	Фізико-механічні властивості матеріалів конструкцій	104
9.4.3	Дія навантажень їх сполучень та комбінації	105
9.5.	Результати розрахунків виконаних в ПК «SCAD»	112
9.5.1	Вимушені переміщення від технологічних навантажень	112
9.5.2	Зусилля в конструктивних елементах каркасу від технологічних навантажень	113
9.6	Аналіз напружено-деформованого стану каркасу будівлі від різних варіацій технологічних навантажень	115
9.7	Висновки по результатам дослідження	116
10	ВИКОРИСТАНІ ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА	117
	ДОДАТОК №1 (приклад розрахунків кошторисів)	123

ВСТУП

Збірно-монолітне будівництво у вітчизняній та загальносвітовій практиці в останні роки займає значну частку у галузі будівництва. Запропоновано досить велику кількість конструкцій збірно-монолітних полегшених перекриттів, а також окремих конструктивних елементів. Використання полегшених перекриттів у громадських і житлових будівлях дозволяє істотно знизити витрату матеріалів і власну масу конструкцій і збільшити розмір тимчасових навантажень і прогонів, що перекриваються. Незважаючи на це, не можна сказати, що знайдено найефективніші конструктивні рішення, здатні максимально задовольнити вимоги споживачів, архітекторів та будівельників.

Збірно-монолітне будівництво сьогодні одне з найбільш перспективних в нашій країні, і обсяги будівель, побудованих за цією технологією, збільшуються з кожним роком. Перевага зведення будинків за технологією збірно-монолітного будівництва визначається за цілою низкою причин:

- Архітектори і проектувальники отримали гнучкість і свободу в прийнятті проектних рішень, з'явилася можливість їх урізноманітнення.
- Просторова рамна робота конструкцій дозволяє розподілити навантаження більш рівномірно по всій площі будівлі, в порівнянні з шарнірним обиранням плит за схемою збірного каркаса. Це дозволило значно знизити матеріаломісткість в порівнянні з конструкціями зі збірного залізобетону. Потреба в сталі в середньому зменшується на 7-20% і бетону приблизно на 15%, таким чином, знижується вартість будівництва в цілому.
- Завдяки зниженню навантажень від наземної частини будівлі, отримано також зменшення вартості пристрою фундаменту.
- Весь виробничий цикл переноситься на будівельний майданчик. При збірному будівництві вироби виготовляються на заводі, перевозяться на майданчик і монтуються. Зведення будівель здійснюється в більш короткі терміни. Будівельний процес спрощується, якщо можливо створити бетонний вузол безпосередньо на майданчику.

- Якісно виконана робота виключає необхідність мокрих процесів. Стіни і стелі практично готові до обробки.
- Будівництво забезпечує практично «безшовну» конструкцію. Завдяки цьому підвищуються показники тепло- і звуконепроникності.
- Якщо встановлений проектувальний термін експлуатації сучасних панельних будинків - 50 років, то побудованих за збірно-монолітною технологією - не менше 200.
- Завдяки своїм технологічним особливостям збірно-монолітні будинки стійкіші до дії техногенних та інших несприятливих чинників навколишнього середовища, вони більш сейсмостійкі.

З метою оптимізації будівництва із залізобетону забудовники застосовують сучасну технологію, яка об'єднує переваги монолітного та панельного будівництва. Вона отримала назву збірно-монолітна. Це прогресивний напрям у житловому будівництві, який дозволяє зводити будівлі з монолітним залізобетонним каркасом за мінімальних витрат часу і зусиль.

Збірно-монолітна технологія спорудження залізобетонного каркаса зі збірних або монолітних колон і збірних перекриттів, об'єднаних в єдину систему за допомогою монолітних ригелів – опорних, сполучних балок, стійок та інших конструкцій (рис. 1).

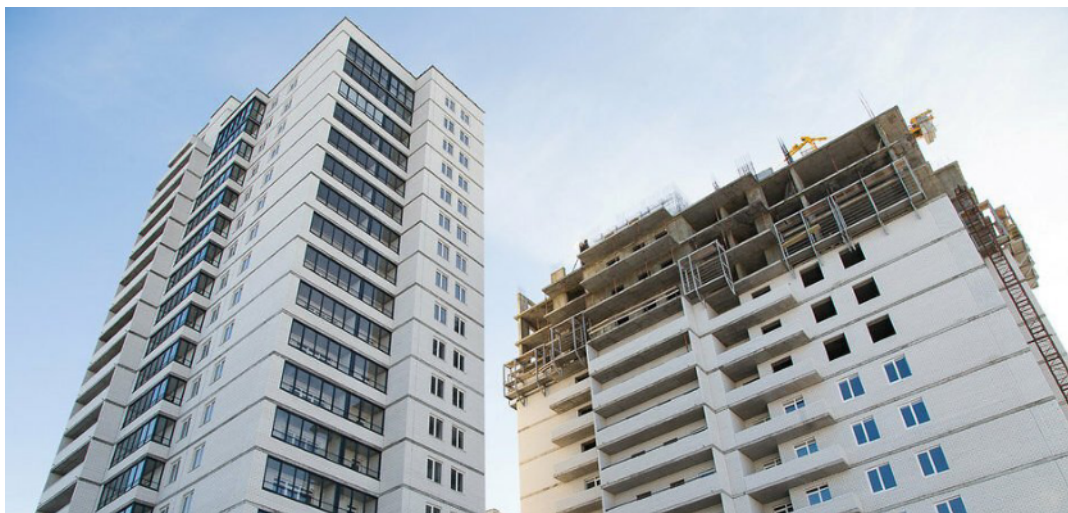


Рис. 1. Збірно-монолітна технологія зведення будівель

В збірно-монолітному будівництві зустрічаються дві основні технології зведення будинку із залізобетону. Переkritтя та частина конструкцій в такому будинку виготовлені в заводських умовах і використовуються на будівельному майданчику в готовому вигляді. Частина конструкцій зводиться методом лиття моноліту в опалубці. За рахунок жорсткого зв'язку збірних і монолітних конструкцій виходить стійкий, міцний каркас, що практично не поступається звичайному моноліту за експлуатаційними характеристиками.

Будівельні конструкції із збірних елементів заздалегідь виготовлених на спеціалізованих заводах і полігонах. Найпоширенішими збірними елементами є ребристі переkritтя, плоскі і просторові рами, оболонки деяких видів та ін. У збірних елементах розміщують основну арматуру, в монолітних - додаткову (сітки, каркаси). Іноді збірні елементи служать опалубкою для бетону. Перспективними є збірно-монолітні сталі-залізобетонні конструкції (підкранові балки) із збірних сталевих елементів і монолітних залізобетонних плит, які відзначаються високою просторовою жорсткістю і меншими (порівняно із збірними конструкціями) витратами сталі та бетону. Їх застосовують при значних динамічних (у т. ч. сейсмічних) навантаженнях, а також в разі необхідності розчленовувати конструкції, зважаючи на умови транспортування і монтажу.

Сьогодні актуальним стало питання про ефективність застосування плоского збірно-монолітного полегшеного переkritтя у зведенні багатоповерхових будівель з індивідуальними об'ємно-планувальними та архітектурними рішеннями. В умовах ринкової економіки різко зріс інтерес до питання раціонального використання ресурсів, а саме витрат бетону та арматури в будівництві, що безпосередньо пов'язане із залученням інвестицій. Як відомо, під час проектування будівель зі збірно-монолітного залізобетону, на відміну від збірного, з'являється велика свобода в прийнятті об'ємно-планувальних параметрів будівлі.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

ЗБІРНО-МОНОЛІТНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ ПРОГОНОВИХ БУДОВ

1.1. Технологія збірно-монолітного будівництва

З метою оптимізації будівництва із залізобетону забудовники застосовують сучасну технологію, яка об'єднує переваги монолітного та панельного будівництва. Вона отримала назву збірно-монолітна. Це прогресивний напрям у будівництві, який дозволяє зводити будівлі з монолітним залізобетонним каркасом за мінімальних витрат часу та трудоємкості. Будівлі із збірно-монолітним каркасом мають вигідну вартість і оптимальні експлуатаційні якості. Така особливість технології зробила її популярною. Збірно-монолітне будівництво за такою технологією спорудження залізобетонного каркаса із збірних або монолітних колон і збірних перекриттів, об'єднаних в єдину систему за допомогою монолітних ригелів – опорних, сполучних балок, стійок та інших конструкцій.

Збірно-монолітні конструкції - це будівельні конструкції, які поєднують заздалегідь виготовлені збірні елементи з монолітним бетоном, що заливається безпосередньо на будівельному майданчику. Це поєднання дозволяє створити міцну єдину систему, таку як, збірно-монолітні перекриття, де на заздалегідь встановлені балки та блоки заливається монолітна плита, створюючи міцне покриття.

В збірно-монолітному будівництві зустрічаються дві основні технології зведення будинку із залізобетону. Перекриття та частина конструкцій в такому будинку виготовлені в заводських умовах і використовуються на будівельному майданчику в готовому вигляді. Частина конструкцій зводиться методом лиття моноліту в опалубці.

За рахунок жорсткого зв'язку збірних і монолітних конструкцій виходить стійкий, міцний каркас, що практично не поступається звичайному моноліту за експлуатаційними характеристиками. Щоб побудувати збірно-монолітний каркас, його збирають з готових залізобетонних опор, колон і перекриттів. Спочатку встановлюють вертикальні опори, пов'язують їх за допомогою балок,

на які кладуть багатопустотні плити перекриття. Всі ці елементи пов'язують між собою за допомогою виведених арматурних випусків (рис. 1.1).



Рис. 1.1. Арматурні випуски збірних конструктивних елементів

Між плитами і балками залишається простір для встановлення ригелів. Ці сполучні елементи виконують за монолітною технологією – конструюють залізобетонний каркас, який заливають бетонною сумішшю. Моноліт жорстко пов'язує збірні елементи між собою. Бетон частково заповнює порожнини плит перекриття. За рахунок цього він забезпечує підвищену міцність конструкції. Таким чином споруджують поверх за поверхом – виходить суцільний залізобетонний каркас. Далі в ньому споруджують стіни, перегородки, огорожувальні конструкції.

1.2. Основні переваги та недоліки збірно-монолітних будинків

Збірно-монолітне будівництво вважається перспективним і вигідним напрямком в будівництві за рахунок наступних переваг:

1. Висока швидкість будівництва. Це одна з головних переваг каркасно-монолітної технології – оптимальні трудовитрати. Тут не доводиться зводити опалубки для колон і перекриттів, адже їх використовують на будмайданчику в готовому вигляді. Крім того, не доводиться чекати, поки моноліт застигне, адже

основні елементи будівлі виготовлені на заводі. За рахунок часткової збірки конструкції з цих залізобетонних виробів вдається скоротити терміни будівництва практично в два рази в порівнянні зі зведенням аналогічного монолітного каркасу;

2. *Можливість реалізації складних унікальних проектів.* На відміну від звичайного збірного залізобетонного будівництва ця технологія дає можливість зводити будинки з вільним плануванням. Тут нема обмежень по типовим проектним рішенням. Можливо створювати унікальні архітектурні форми. Деякі заводи ЗБВ надають готові конструкції із залізобетону, виготовлені за індивідуальними вимогами забудовника.

3. *Оптимальна вартість.* Мінімізація трудовитрат та зменшення витрат матеріальних ресурсів дає можливість зменшити кошторисні витрати на зведення об'єкта. Робочій бригаді не доводиться займатися збиранням і демонтажем опалубки – найбільша трудомісткі процеси в монолітному будівництві. За якістю конструкція не поступається дорогому залізобетонному моноліту – економія цілком доцільна.

4. *Полегшена конструкція.* На відміну від монолітного каркасу в цьому випадку для перекриттів використовують не цільну, повнотілу, а багатопустотну залізобетонну плиту. За рахунок наявності у всіх перекриттях поздовжніх отворів загальна вага будівлі значно менше. Під неї можна зводити менш масивний і дорогий фундамент.

5. *Конструкція не має точкових навантажень.* Вся вага каркаса рівномірно розподілена на фундаменти. За рахунок цього будувати за каркасно-монолітною технологією можна на рухливих ґрунтах.

6. *Каркас високої якості.* Збірно-монолітний каркас відрізняється високою міцністю і правильною геометрією. Всі його перекриття та колони ідеально рівні, адже виготовлені на заводі, пройшли контроль якості. Тут виключені дефекти, обумовлені неякісним складанням опалубки.

7. *Невелика товщина несучих конструкцій.* Забезпечує збільшення корисного простору. Така корисна площа може бути більше на 10%, ніж в аналогічних будинках, побудованих за традиційною технологією.

8. Відсутність усадки каркасу. Несучу конструкцію монолітно-каркасного будинку збирають з готових залізобетонних виробів, які практично не усаджуються. Тобто не виникають усадочні деформації каркасу.

9. Каркас будівлі витримує землетрус до 8 балів.

10. Будинки розраховані на термін служби до 100 років.

Збірно-монолітна технологія будівництва з залізобетону все ж має і свої мінуси. До недоліки збірно-монолітних будинків можливо віднести:

1. Складність реалізації проекту. Збірно-монолітна технологія вимагає високої кваліфікації будівельників, як від робочих, так і від інженерно-технічних працівників.

2. Точність та строга послідовність виконання технологічних процесів та операцій. Не чітке або не точне виконання технологічної послідовності веде до значного зниження якості подальших монтажних робіт із зведення каркасу.

3. Ускладнення технологічних процесів. Технологічний процес ускладнюється тим, що заливку бетону потрібно проводити безперервно. Це мінімізує кількість швів та стиків, що впливає на міцність каркасу.

4. Залежність будівництва від погодних умов. На будмайданчику використовують бетонну суміш. Якщо температура повітря опускається нижче +5°C, в нього потрібно додавати спеціальні присадки або підігрівати – це збільшує витрати на будівництво в зимовий час року.

5. Необхідність утеплення, звукоізоляції і додаткової вентиляції. Бетон добре проводить тепло і звук. Тому конструкція з нього повинна бути додатково утеплена і звукоізольована. Якщо стіни будинку виконані з бетону, з'являється необхідність примусової вентиляції.

6. Відсутність можливості перенесення комунікацій. Вся інженерія в моноліті повинна бути прокладена заздалегідь, а перемістити її після завершення будівництва не фактично не можливо.

Збірно-монолітні конструкції - ідеальне рішення як для масового, так і індивідуального будівництва. Легкі, зручні, довговічні, вони широко використовуються в країнах Європи вже багато років для будівництва різних

типів будівель. Вони можуть ефективно замінити традиційні пустотні плити чи важкий моноліт. В Україні безпосередньо такими конструкція займається компанії «Астафе», яка багато років займає лідируючі позиції на будівельному ринку.

1.3. Конструктивні особливості збірно-монолітних будинків

Особливості та переваги конструктивних рішень збірно-монолітних будинків впливають з аналізу їх конструктивних схем, поперечних перерізів, схем розміщення елементів прогонів, планувальних кроків в порівнянні з відомими типовими і нетиповими конструктивними рішеннями.

Розрахунки і проектування збірно-монолітні конструкції регламентується та здійснюється згідно вимог Державного Стандарту України ДСТУ Б В.2.6-154:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Збірно-монолітні конструкції. Правила проектування» які були розроблені ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК).

Необхідність прискорення темпів зведення будівель, з врахуванням вже існуючої забудови, а також в місцевостях із складним рельєфом викликає складні умови проектування і зведення об'єктів різного функціонального призначення. До таких умов відноситься: складний план або профіль споруди; змінність ширина габаритів; нетипові величини прогонів, які можуть мінятись не у відповідності з прийнятою при проектуванні модульною системою; обмежена конструктивна висота прогонової будови; підвищені навантаження; підвищені архітектурні вимоги; мінімізація термінів зведення та інші. Вирішення цих проблем може бути перехід до застосування збірно-монолітних нерозрізних конструкцій прогонових будов.

На даний час найбільш опрацьоване та найбільш застосовуємо конструктивне рішення з влаштування збірно-монолітних перекриттів прогонових будівель наведено на рис 1.2.

До складу конструкції такого перекриття входить два основних елемента. Це блок вкладиш ПБЗ 24 з двома наскрізними камерами і балка-каркас.

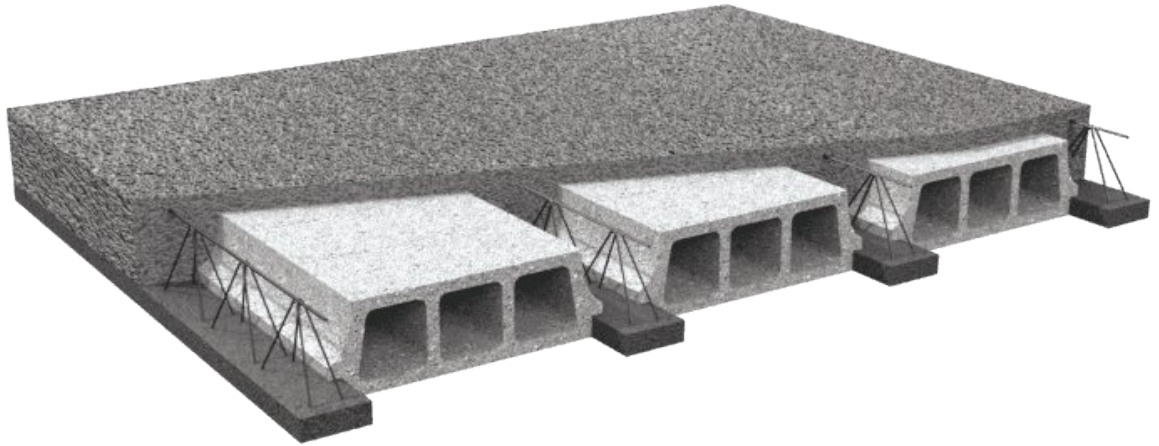


Рис. 1.2. Надійне збірно-монолітне перекриття прогонової будівлі. Виконується без дорогої опалубки і крану

Блок вкладиш виготовлюється з вібропресованого бетону. Блок важить 14-17 кг, його вільно монтує один робітник, причому насухо. Балка-каркас БК - просторова діагональна арматура, яка вкладена в бетонну полку. При монтажі елементів виникає ребриста монолітна залізобетонна конструкція. Головний елемент конструкції - жорсткий арматурний просторовий каркас (рис 1.2). Опорна частина перекриттів - це фактично суцільний монолітний пояс який влаштовується не тільки по протилежних опор, а і по опорах іншого напрямку. Враховуючи що в конструкції перекриття передбачені ребра жорсткості, які спирається по контуру перекриття, фактично диск перекриття працює в двох головних напрямках.

Такі перекриття розраховані на навантаження від $2,0 \text{ кН/м}^2$ до $10,0 \text{ кН/м}^2$, з прольотною базою до 9,6 м, висота перекриття становить до 350 мм. При збільшені прольотної бази до 12,0 м висота перекриття становить 450 мм.

Межа вогнестійкості конструкції таких перекриттів (по проведенням випробуванням) становить не менш 60 хв.

Такі перекриття мають прекрасні звукоізоляційні та теплотехнічні властивості, а в їх отворах без проблем розміщуються комунікації, в тому числі електропроводка. Їх вага досить невелика. Збірка перекриттів може здійснюватися без використання крана і вантажопідйомної техніки. Всього два робітника здатні укласти залізобетонні балки, а на них - вкладиші, а потім на

отримані підстави (незнімну опалубку) заливати бетон. 2-3 робітники за робочий день можуть зібрати 60-100 м² збірної частини перекриття, на наступний день прийняти бетон. Таке конструктивно-технологічне рішення застосовується для виготовлення перемичок і сходових маршів. Витрати часу на 1м² перекриття з бетонуванням становлять від 0,6 до 1,1 години.

Серед інших переваг - висока швидкість і точність монтажу, точність рівнів, гарна адгезія до оздоблювальних матеріалів, сухий монтаж. Є можливість формувати люки та отвори. Також варто відмітити високу несучу здатність, хороші показники по теплопровідності і звукоізоляції.

В Європі подібні конструкції успішно застосовуються в широкому діапазоні вже давно. Польська компанія ZEK заснована в 1988 р., розробляє сучасні збірно-монолітних конструкцій для цивільного і промислового будівництва. В Польщі вже почалося масове виробництво виготовлені балок, пустотілих блоків (вкладиші) для серійних збірно-монолітних перекриттів FERT, CERAM, TERIVA, EF-45. Ці конструкції відрізнялися від традиційних насамперед простотою монтажу – 1,0 м. пог. балки важить не більше 17 кг, а вкладиша 16,5 - 20,0 кг в залежності від товщини перекриття. Отже, дані перекриття набагато легше аналогічної продукції домобудівних комбінатів.

Цікавий останній досвід польської компанії «Ergobud», що дозволяє скоротити витрату сталі. Арматурні вироби це просторові каркаси, які більш доцільно виробляти на автоматичних лініях з автоматичним зварюванням. Тоді забезпечується висока якість та значне зниження витрат на арматурні вироби.

Автоматичні технологічні лінії з виготовлення просторових арматурних каркасів (арматурних ферм) марки KJ для збірно-монолітних перекриттів, які дозволили істотно економити арматурну сталь.

Слід зазначити що виробництво арматурних каркасів (арматурних ферм) на обладнанні італійської компанії AWM – виготовлення холоднодеформовану сталеву арматуру задовольняє вимогам стандарту DIN-488. Холодне деформування підвищує межу плинності арматурної сталі з 350МПа до 500 МПа.

На даний час активно розвивається і виробництво плит (панелей) PSKJ, які є незнімною опалубкою для збірно-монолітних перекриттів із суцільною

монолітною частиною. Головна арматура плити PSKJ - це зварені сітки і просторові каркаси (ферми) типу KJ, виконані зі сталі з підвищеними характеристиками міцності типу St3S-b-500 і St3Y-b-500 (Технічне свідоцтво №АТ-15-2498/97). Таке конструктивне рішення дало приблизно 30% економії витрати стали і значно знизило трудомісткість процесу армування плити в порівнянні з іншими подібними конструктивними рішеннями. Перекриття марки PSKJ є комплексною конструкцією, що складається з тонкої залізобетонної плити заводського виготовлення, яка служить незнімною опалубкою, і шару монолітного бетону, що заливається на зазначену плиту в проектному положенні. Крім того, реальна несуча здатність, прогини і розкриття тріщин в разі даного виробу виявилися навіть на 20% краще розрахункових. Завдання зниження ваги і підвищення ізоляційних характеристик перекриттів з плитами незнімної опалубки вирішена за рахунок використання стіропорових вкладишів в перекриттях марки PSKJ- S з максимальним прольотом 7,5 м. Ці вкладиші можуть монтуватися в заводських умовах або на будівництві.

В плані вдосконалення збірно-монолітних перекриттів варшавською компанією «Ergobud» розроблені конструктивні рішення влаштування приопорних сіток для зовнішніх і внутрішніх стін в рівні перекриттів (вінці). Розроблені елементи часторебристих перекриттів типу TERIVA (балки і пустотні блоки-вкладиші), а також плити для перекриттів типу PSKJ, 2K і Filigran. Всі вироби компанії отримали міжнародний сертифікат, який дає право позначати їх знаком безпеки який визначається організацією ЦЕБЕТ.

В Україні вже розроблені стандарти СТБ 1326-2002 «Балки залізобетонні для збірно-монолітних перекриттів. Технічні умови» і СТБ 1327-2002 «Блоки бетонні пустотні для збірно-монолітних перекриттів. Технічні умови», серія Б 1.146.1-1.02.

1.4. Швидкісний метод зведення збірно-монолітних конструкцій системи «FILIGRAN TRÄGERSYSTEME GmbH»

Для швидкого методу монтажу використовується незнімна опалубка плит перекриття (1.3).

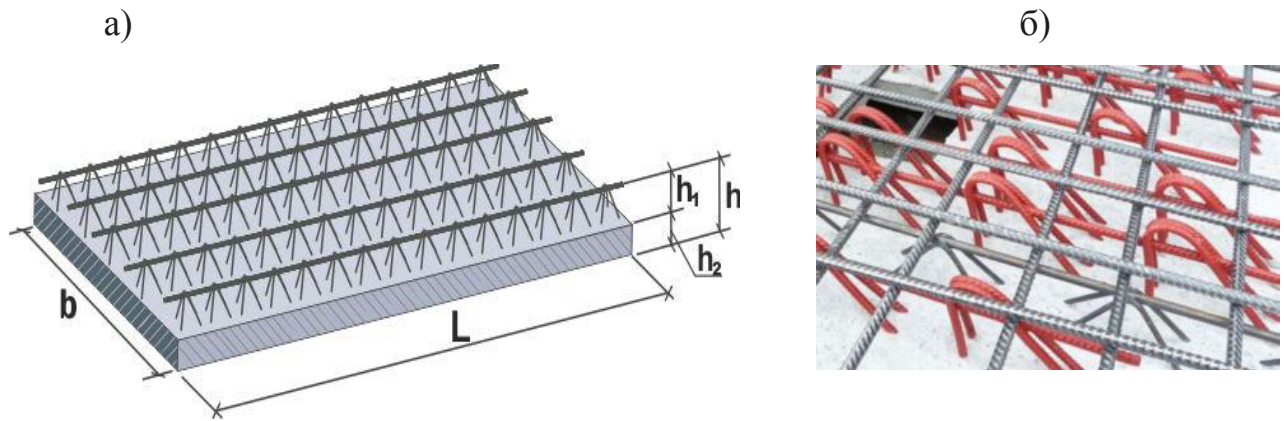


Рис. 1.3. Плита незнімна опалубки: а – плита незнімної опалубки, проектні параметри; б - трикутні арматурні каркаси для розподілу сіток армування

Для укладання елементів плит перекриття потрібна рівна опорна поверхня. Тому поверхня конструкцій (стіни, балки), на які укладаються плити незнімної опалубки, потребують попереднього вирівнювання. Оптимальна довжина опорних ділянок, на які укладаються плити знаходиться в межах 3,5 - 4,5 см. Зміна довжини опорної ділянки має узгоджуватися з проектом. Збірно-монолітні залізобетонна опалубка встановлюються безпосередньо на вивірені за відмітками підпірні бруси (рис. 1.4).

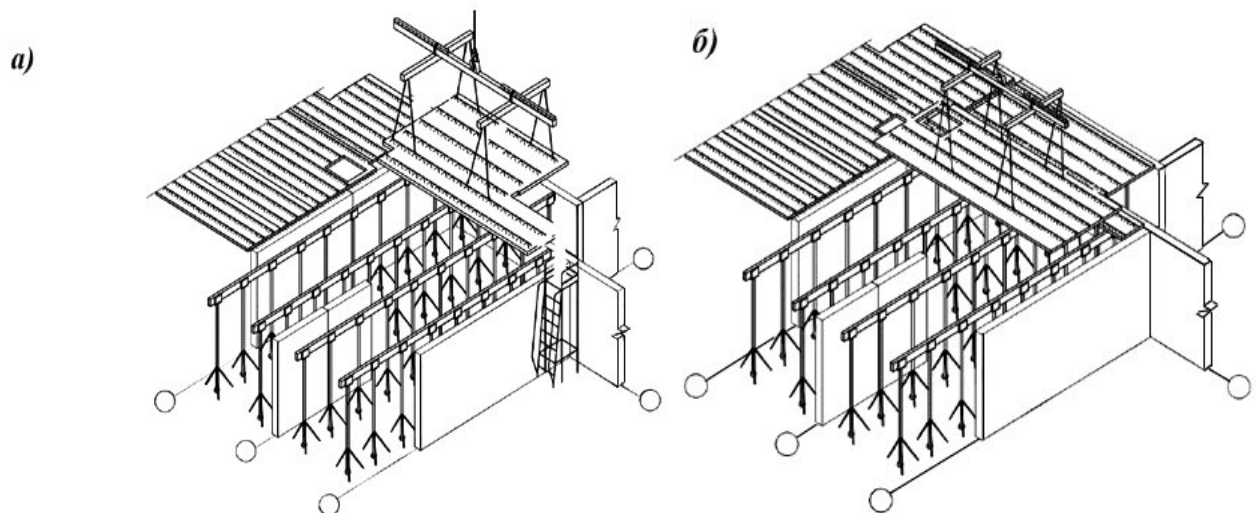


Рис. 1.4. Монтаж плит незнімної опалубки: а - із застосуванням універсального монтажного майданчика; б - із змонтованої частини перекриттів

Перший елемент монтують з монтажних майданчиків (див. а)), наступні – зі змонтованої частини перекриття (див. б)) та з монтажних майданчиків, встановлених з того боку, де елементи перекриття ще не змонтовані.

При укладанні та вивірянні необхідно забезпечити проектне положення збірного елемента в плані. Параметричні показники незнімної опалубки наведені в табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Показники незнімної опалубки для влаштування перекриттів

Товщина готового перекриття (h) варіюється в залежності від величини прольоту та навантаження	від 12 см до 30 см
Висота просторового каркасу (h1)	7,9,11,13,15,18,20 см
Товщина плити (h2) варіюється в залежності від необхідної товщини бетонного покриття, кількості несучої арматури, а також від вимог пожежної безпеки та антикорозійного захисту	від 40 мм до 70 мм
Стандартна довжина елемента плити перекриття (L)	від 7,5 м
Максимальна довжина елемента плити перекриття (L)	12,0 м
Стандартна ширина (b)	2,4 м

1.5. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції із застосуванням касетної опалубки

Переваги застосування незнімної (Касетної) залізобетонної опалубки (рис. 1.5):

- будучи частиною монолітного перекриття, виконує функцію незнімної опалубки, що дозволяє запаралелити роботи з монтажу перекриттів та оздоблення приміщень, не чекаючи набору міцності конструкцій перекриття, якби дані роботи проводилися в традиційній технології монолітного залізобетону;



Рис. 1.5. Загальний вид збірно-монолітних конструкції із застосуванням касетної опалубки

- надає авторам проектів необмежені можливості при проектуванні об'єктів із застосуванням різноманітних архітектурно-мистецьких та конструктивних рішень;
- переносить трудомісткі будівельні процеси на високоефективне заводське виробництво (наприклад, виконання всіх отворів, спеціальних (фасонних) плит, розкосів та інших виробів та конструкцій виконується на заводі);
- скорочує терміни монтажу будівель у 1,5–2 рази, тим самим наближаючи термін повернення інвестицій;
- зменшує кількість персоналу під час монтажних робіт;
- відсутня необхідність підготовки, обслуговування, транспортування та чищення опалубних систем;
- забезпечує високу якість поверхонь конструкцій (стін та стель), які не вимагають додаткових витрат при підготовці під обробку;
- оптимальне ущільнення бетону за рахунок використання вібропристроїв;
- решітчаста арматурна балка, застосування якої обумовлено технологією, може одночасно служити опорою верхньої арматури перекриття;
- арматурні роботи будівельному майданчику мінімальні, т.к. основне армування закладено у конструкціях;
- при товщині 5 см маса перекриття становить лише 125,0 кг/м².

Німецька фірма «FILIGRAN TRÄGERSYSTEME GmbH» розробила збірно-монолітну будівельну систему, яка повністю адаптована до стандартів України та має повний комплект правової та нормативної документації. Рекомендована до застосування та розширення області використання як у житловому, так і у цивільному будівництві на Україні. Зазначена будівельна система розроблена як для багатоповерхових, так і малоповерхових будівель, де перекриття можуть мати різні геометричні форми. Система має безумовні переваги:

- відкриває нові можливості для об'ємно-планувальних та архітектурних рішень;

- на великих об'єктах, у тому числі спортивних спорудах, застосування збірно-монолітних конструкцій на стадії будівництва підвищує статичні та міцнісні характеристики;
- знижує тривалості зведення каркасів будівлі більш ніж на 40%;
- знижує трудовитрати при зведенні збірно-монолітних перекриттів у 2,48;
- зменшує обсягів робіт на будівельному об'єкті за рахунок поставки більшої частини конструктивної системи заводського виготовлення;
- забезпечує високу якість лицьових поверхонь.

Технологічна лінія розроблена німецькою фірмою «FILIGRAN TRÄGERSYSTEME GmbH» з виготовлення збірно-монолітних конструкцій повністю автоматизована (рис. 1.6).



Рис. 1.6. Загальний вигляд багатофункціональної автоматизованої лінії: розробник фірма «FILIGRAN TRÄGERSYSTEME GmbH»

Лінія складається з багатофункціональної інтегрованої системи MFSR, що дозволяє автоматично змінювати різні конфігурації опалубку на піддони, утворювати потрібну формувальну площі. Область застосування опалубного робота практично необмежена. Армуюча техніка фірми Filzmoser забезпечує повний автоматизований цикл від заготівлі пруткової арматури до укладання її на піддон. Автоматичний бетоноукладач із гвинтовими шнековими дозаторами забезпечує ідеально точну подачу та укладання різних бетонних або силікатобетонних сумішей на поверхню піддону. Сучасне комп'ютеризоване

управління дозволяє оператору наочно відображати на екрані всі процеси розрахунків та управління бетоноукладачем. Автоматичний завантажувально-розвантажувальний пристрій дозволяє виймати будь-які піддони з виробами в заданому періоді часу. Представлені в системі САПР характеристики виробів поміщаються в головний комп'ютер автоматизованої системи австрійської фірми SAA, в якому програмується вся підготовча робота та управління виробництвом, а також управління всіма установками конвеєрної лінії оптимальними виробничими завданнями. Дані САПР автоматично надходять через головний комп'ютер компанії SAA до опалубного робота MFSR, арматурних верстатів та армуючого робота MFA, бетоноукладача, завантажувального пристрою та камер теплової обробки бетону/силікатобетону. В основі автоматизації лінії лежить система управління АСУ SAA LEIT 2000. Вся установка конвеєра відповідає вимогам міжнародних стандартів 2006\42\EG.

Подальше впровадження системи FILIGRAN TRÄGERSYSTEME GmbH® в Україні забезпечить:

- 1) об'ємної пластики фасадів: збірно-монолітна конструктивна система забезпечує створення різних фасадних архітектурних рішень – не лише площинних, а й об'ємних типу еркерів та ін.;
- 2) різних видів обробки в заводських умовах: встановлена на піддоні матриця забезпечить розкладку бетонних та клінкерних плиток, застосування кольорового шару бетону, створення необхідних архітектурних рішень;
- 3) для забезпечення вимог до теплозахисту всередині подвійної стіни у заводських умовах встановлюється теплозахисний шар із утеплювача, товщина якого відповідає кліматичним умовам місця будівництва.

2. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Загальна характеристика об'єкта проектування

Будівля лабораторного корпусу інституту молекулярної біології і генетики НАН України спроектована відповідно до завдання на проектування згідно функціональному призначенню в м. Києві.

Будівля відноситься до II групи капітальності, II-го класу будівель, основні конструкції та матеріали використані в проектних рішеннях класу «НГ».

Згідно ДБН В.1.2-14-2009: клас будівлі по відповідальності – III, клас за наслідками заподіяної шкоди в разі відмова - ССЗ, категорія складності III.

Відповідно до ДБН В.1.2-2:2006: вітровий район будівництва – I, тип місцевості – IV, нормативне снігове навантаження -1750 Па, нормативне вітрове навантаження – 410 Па.

Категорія будівлі по вибухопожежної та пожежної небезпеки Б, В (в залежності від функціонального призначення приміщення), II-го ступеню вогнестійкості, категорії «Д».

Згідно вимог ДСП 173-96 «Державні санітарні правила планування та забудови» розміщення лабораторного корпусу інституту молекулярної біології і генетики передбачено з влаштуванням санітарно - захисної зони.

Корпус спроектовано згідно вимог ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія», що передбачає заходи, які забезпечують виконання санітарно-гігієнічних та екологічних вимог щодо охорони здоров'я людей та навколишнього природного середовища.

Будівля спроектована за каркасною конструктивною системою, як повний каркас, за рамно-в'язевою конструктивною схемою, змінної поверховості 6 – 7 поверхів, найвища точка 27,6 м.

Рельєф будівельної ділянки спокійний, глибина промерзання ґрунту 0,8 м, ґрунти по відношенню до залізобетонних конструкцій не агресивні. Поверхневі води з'являються в міжсезоння.

Проектні рішення прийняті відповідно до діючих норм і правил та положень з безпечної експлуатація.

2.2. Генеральний план забудови

Генеральний план забудови (рис. 2.1) розроблено відповідно існуючого розташування проектуємої будівлі, існуючих транспортних мереж, доріг, під'їздів, переходів, оточуючих споруд та інженерних комунікацій згідно до вимог ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій».

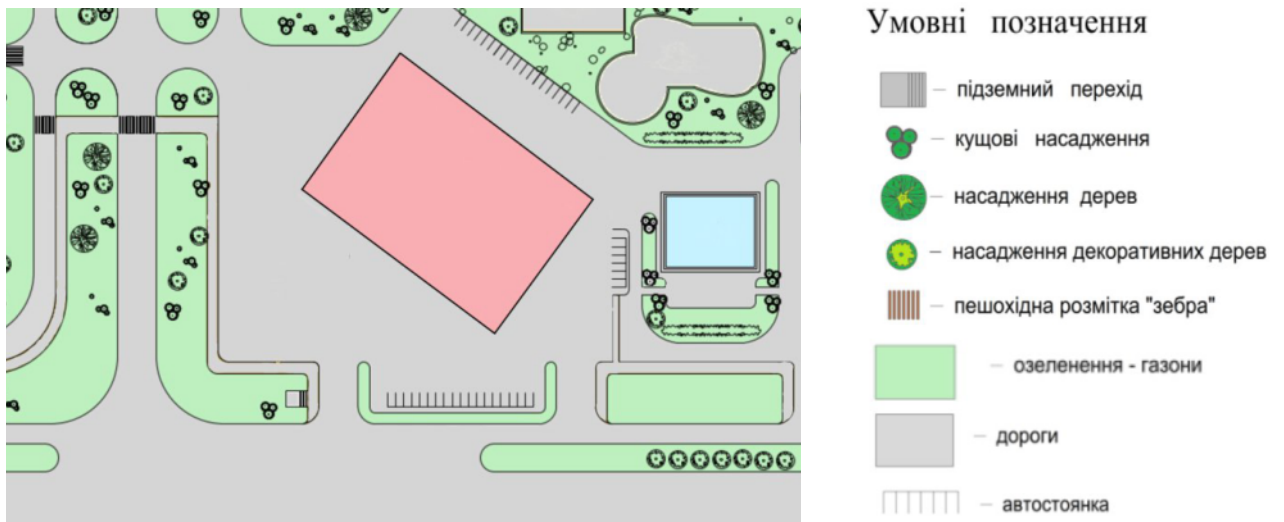


Рис. 2.1. Креслення розпланування території забудови

Заходи з інженерного захисту території. Передбачено:

- відведення поверхових вод з території забудови по спланованим ухилам в міську лівневу каналізацію.
- влаштування по периметру будівлі стійкої водонепроникної відмостки з дотриманням необхідної ширини (не менш 1,2 м) і відповідного ухилу $i = 0,02\%$;
- влаштування герметичних конструкцій каналів водо несучих мереж, що виключає проникнення та суфозію ґрунтової основи;
- влаштування попереджуючих датчиків на підземних водо несучих мережах про витік води, що дає можливість постійного експлуатаційного контролю стану цих мереж ;

Автомобільні дороги і проїзди. Запроектовано:

- конструкції дорожнього покриття, призначені для проїзду пожежної техніки і розраховані на відповідне навантаження.
- дорожні покриття та проїзди виконуються із двошарового асфальтобетону;

- тротуари та вимощення з покриттям бетонною плиткою;
- майданчики з можливістю проїзду із асфальтобетону;
- проїзди відокремлюються від тротуару та газону бетонним бордюром;
- тротуар відокремлюється від газону бетонним бордюром;
- висота бордюру у місцях перетину тротуарів із проїжджою частиною 0,015 м.

Благоустрій території. Передбачено проектом:

- влаштування пішохідних зон, вимощення, майданчиків відпочинку;
- установка малих архітектурних форм;
- зовнішнє освітлення території;
- озеленення території з висадкою дерев та чагарників;
- улаштуванням газонів та квітників.

2.3. Об'ємно-планувальні рішення

Будівля великих розмірів і середньої складності з технологічним процесом, який не здійснює великого впливу на оточуюче архітектурне середовище але впливає на об'ємно-планувальні рішення (потреба в збільшенні внутрішнього простору). В основі зазначеного об'єкту лежить використання уніфікованих об'ємно-планувальних і конструктивних рішень збірних індустріальних уніфікованих залізобетонних каркасів. Уніфікація здійснена на основі методики відкритої системи типізації, що базується на єдиному підході до правил призначення основних параметрів будинків, розташуванню координаційних осей та дотримування правил прив'язки до них несучих і огорожуючих конструкцій.

Об'ємно-планувальне рішення спроектовано відповідно функціональному призначенню будівлі як лабораторний корпус.

За відносну відмітку $\pm 0,000$ прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 103,000 по генплану.

За будівельною системою будівля каркасно-панельна прямокутної форми з головними габаритними розмірами 96,0 x 60,0 м. Сітка колон не регулярна відповідно до модульної системи збірних каркасних будівель становить: 3,0 x 6,0; 6,0 x 6,0; 6,0 x 9,0 м.

В місцях перехідних галерей та коридорів сітка колон становить 3,0 x 6,0 м. Відповідно у прогонах «А»-«Е», «М»-«N» та «Н»-«І» - 3,0 м, а прогонах «Е»-«Н» та «І»-«М» - 6,0 м. Планувальні кроки будівлі «1'»-«1», «2»-«3», «4»-«5», «6»-«8», «10»-«12», «14»-«16», «17»-«18», «19»-«20», «21»-«21'» становлять 3,0 м, а у планувальних кроках «1»-«2», «3»-«4», «5»-«6», «8»-«10», «12»-«14», «16»-«17», «18»-«19», «20»-«21» становить 6,0 м. У прогонах «J»-«N» по планувальних кроках «1»-«3» та «19»-«21» розташовані підвальні приміщення з заглибленням на 3,6 м.

Будівля має змінну поверховість від шести до семи поверхів. Висота поверхів становить 3,6 м. Загальна висота будівлі семиповерхової частини становить 27,6 м.

Для міжповерхового сполучення передбачено чотири сходових клітин у прогонах «А»-«В» в планувальному кроці «1»-«2» та прогоні «М»-«N» в планувальному кроці «20»-«21». Перехідні галереї передбачені на третьому та п'ятому поверхах.

В корпусі передбачені пасажирські ліфти. Крім того, для виконання технологічних функцій по вертикалі, передбачено чотири вантажопідйомних ліфтів вантажопідйомністю 1200 кг, $V=1,6$ м/сек із станцією керування у верхній частині ліфтової шахти без машинного приміщення. Ліфти працюють у режимі «Пожежа» (режим забезпечує повернення кабіни ліфта на основну завантажувальну зупинку – І-ший поверх).

Вхідні портали об'єднанні загальною галереєю яка складається з колонад (по осях «1'» та «2'»).

Для виконання вантажно-навантажувальних процесів передбачені заїзди в будівлю транспортних засобів. По осі «1» та «21» у планувальних кроках «1»-«2» та «20»-«21» розташовані заїзні ворота.

Для виконання вантажно-навантажувальних робіт у приміщення лабораторій передбачено використання електрокарів.

Планувальні рішення першого поверху (рис. 2.2) експлікації приміщень (табл. 2.1).

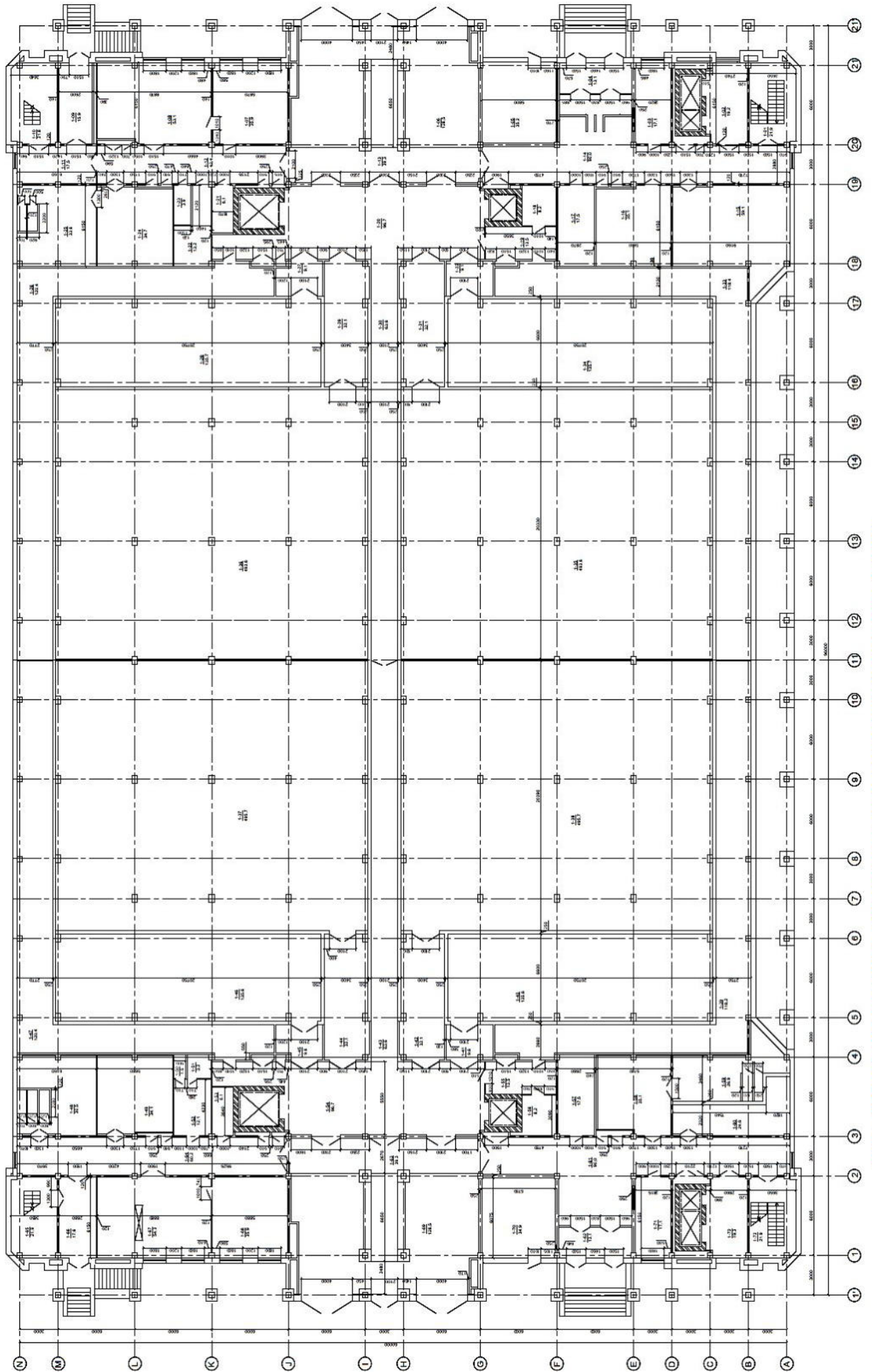


Рис. 2.2. Планувальне рішення першого поверху на поз. 0.000

Таблиця 2.1

Експлікація приміщень перший поверх на відмітці 0.000			
№ п.п.	Позначення	Назва приміщень	Площа кв.м.
1	2	3	4
1	1-01	Сходова клітка	21.9
2	1-02	Ліфт хол	19.2
3	1-03	Приміщення загону охорони	17.1
4	1-04	Тамбур	13,1
5	1-05	Трансформаторна підстанція (ТП-10)	35.2
6	1-06	Тамбур-шлюз	128.5
7	1-07	Майстерня	35.9
8	1-08	Зарядка електричних приладів	53.1
9	1-09	Коридор	15.9
10	1-10	Сходова клітка	21.8
11	1-11	Коридор	17.5
12	1-12	Коридор	42.4
13	1-13	Коридор	39.3
14	1-14	Коридор	90.0
15	1-15	Приміщення для вентустановок	59.1
16	1-16	Приміщення для вентустановок	35.1
17	1-17	Кладова	17.5
18	1-18	Щитова охорони	8.2
19	1-19	Пост охорони	13.5
20	1-20	Перегрузочний блок	96.7
21	1-21	Місце установки ПС ПК ЕС ЕМ	6.1
22	1-22	Побутова кімната	13.2
23	1-23	Інженерно-технічне приміщення	3.9
24	1-24	Приміщення для вентустановок	34.7
25	1-25	Приміщення для вентустановок	33.6
26	1-26	Коридор	120.4
27	1-27	Тамбур	9.1
28	1-28	Приміщення тимчасового зберігання	135.7
29	1-29	Перекладова	32.1
30	1-30	Коридор	63.6
31	1-31	Перекладова	32.1
32	1-32	Тамбур	9.1
33	1-33	Коридор	118.4
34	1-34	Приміщення тимчасового зберігання	135.7
35	1-35	Лабораторний бокс №4	493.6
36	1-36	Лабораторний бокс №2	493.6
37	1-37	Лабораторний бокс №1	495.7
38	1-38	Лабораторний бокс №3	495.7

39	1-39	Коридор	118.2
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
40	1-40	Приміщення тимчасового зберігання	135.6
41	1-41	Тамбур	9.6
42	1-42	Передкладова	32.1
43	1-43	Коридор	63.6
44	1-44	Передкладова	32.1
45	1-45	Тамбур	9.6
46	1-46	Приміщення тимчасового зберігання	135.6
47	1-47	Коридор	120.4
48	1-48	Приміщення для вентустановок	30.5
49	1-49	Приміщення для вентустановок	34.1
50	1-50	Чоловіча душова	1.6
51	1-51	Санвузол	3.2
52	1-52	Побутова кімната	12.1
53	1-53	Місце установки ПС ПК ЕС ЕМ	6.1
54	1-54	Перегрузочний блок	96.7
55	1-55	Пост охорони	13.5
56	1-56	Щитова охорони	8.2
57	1-57	Кладова	17.5
58	1-58	Приміщення для вентустановок	35.1
59	1-59	Приміщення для вентустановок	26.9
60	1-60	Інженерно-технічне приміщення	24.6
61	1-61	Коридор	90.0
62	1-62	Тамбур	13.1
63	1-63	Коридор	39.3
64	1-64	Коридор	60.2
65	1-65	Сходова клітка	21.9
66	1-66	Коридор	17.6
67	1-67	Зарядка електричних приладів	54.3
68	1-68	Майстерня	35.9
69	1-69	Тамбур-шлюз	128.5
70	1-70	Трансформаторна підстанція (ТП-10)	34.9
71	1-71	Приміщення загону охорони	17.1
72	1-72	Ліфт хол	19.3
73	1-73	Сходова клітка	21.9
Всього перший поверх			5 028,2

2.4. Архітектурно-конструктивні рішення

Архітектурно-конструктивні рішення були прийняті з умов уніфікації основних будівельних параметрів та нормативних навантажень на міжповерхові перекриття. Проектом передбачається, що будівля зводиться по індустріальній

будівельній системі із уніфікованих збірних конструктивних елементів у збірно-монолітному виконанні.

Конструктивними рішенням є несучий залізобетонний каркас із змінною сіткою колон за рамно-в'язевою конструктивною схемою. Основним несучим остовом будівлі є залізобетонний каркас який сприймає всі основні навантаження та впливи, а зовнішні стіни виконують теплоізоляційну функції.

Просторова жорсткість каркасу забезпечується сумісною роботою вертикальних конструктивних елементів (колон, діафрагм жорсткості, сходів, ліфтових шахт) та дисками перекриттів поверхів. Така сумісна робота вертикальних конструкцій і перекриттів забезпечують статичну незмінність каркасу - жорсткість та стійкість.

В зв'язку з тим, що в осях «5» - «17» (лабораторні бокси) проектом передбачені нормативні навантаження на перекриття 2500 кгс/кв.м, то за конструктивними рішеннями, прийняті монолітні залізобетонні колони перетином 600 x 600 мм з влаштуванням по ним монолітних залізобетонних перекриттів товщиною 200 мм. В осях «1» - «4» та «19» - «21» (адміністративно-побутова частина корпусу) передбачені типові збірні залізобетонні колони перетином 300 x 300 мм та типові збірні плити перекриття марки ПТ по ригелях і прогонах.

Під адміністративно-побутову частину запроектовані збірні залізобетонні фундаменти «стаканого» типу глибиною закладання – 2,3 м. Під лабораторні бокси запроектовано монолітну залізобетонну плиту товщиною 1500 мм, з подвійним армуванням, глибиною закладання – 2,3 м.

Під самонесучі зовнішні стінові панельні та цегляні стіни запроектовані фундаментні балки та збірні фундаментні блоки ФБС.

Збірні залізобетонні сходи передбачені для внутрішнього користування та для евакуації працівників в разі виникнення пожежі. Вони спроектовані відповідно нормам з пожежної безпеки. В проекті передбачено чотири сходових клітини типу «Л-1» (рис. 2.1), які пов'язують всі поверхи із першим поверхом та виходом на покрівлю. Збірні сходові клітини мають центральну прив'язку до

координаційних осей із спиранням на ригелі каркасу. Сходові клітки мають виходи назовні через вестибюль першого поверху.

Зовнішніми огорожуючими конструкціями є стінові керамзитобетонні панелі (350 мм, $\gamma = 1200 \text{ кг/м}^3$) розташовані по всій висоті будівлі та окремими місцями цегляна кладка. Стінові панелі є навісними самонесучими зі з'єднанням за допомогою закладних деталей з колонами каркасу. Стіни фасаду, що контактують з ґрунтом обклеюються «Уніфлексом» по ТУ 5774-001-17925162-99 у два шари.

Внутрішніми огорожуючими конструкціями являються цегляні стіни та перегородки товщиною 120, 250, 380 та 510 мм виконані з цегли марки М75 на цементно-піщаному розчині марки М50. Стіни та перегородки армуються сітками класу Вр-1 з коміркою 50х50 мм.

По покриттю будівлі виконана пароізоляція та шар сітки для захисту від блискавки, утеплювач керамзит товщиною 200 мм, $\gamma = 500 \text{ кг/м}^3$, цементно-піщана стяжка (М100 - 30 мм), 4 шари гідроізола з еластичним покрівельним прошарком 15 мм і захисним шаром гравію фракції 5-10 мм втопленого в бітумну мастику. Відвід атмосферних опадів здійснюється – внутрішнім водостоком.

Віконні отвори заповнюються вікнами з ПВХ профілю із двокамерними склопакетами, згідно вимогам енергозбереження (нормативний опір теплопередачі $0,48 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C/Вт}$). Габаритні розміри віконних отворів забезпечують рівномірність природного освітлення яке передбачено у всіх приміщеннях із постійним перебуванням людей.

Вхідні та тамбурні двері утеплені (опір теплопередачі $0,52 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C/Вт}$).

Для заїзду вантажного транспорту в будівлю по першому поверху передбачені ролетні ворота з механічним і ручним відкриванням. Ворота типові марки OERMANN SPU з габаритними розмірами 4,0 х 3,2 м.

Тип і конструктивне рішення підлог прийняте з урахуванням функціонального призначення приміщень. Гідроізоляція підлог першого поверху обмазувальна по бетонній підготовці мастикою «Кальмафлекс» по ТУ 5716-001-18332866-03.

По периметру будівлі влаштована вимощення 1200 мм.

Оздоблення фасаду будівлі виконується згідно затвердженого паспорту опорядження фасадів.

Таблиця 2.2

Розміри внутрішніх поверхонь огорожуючих та несучих конструкцій

№ п.п.	Найменування конструкцій та елементів будівель	Площа, кв.м.
1	2	3
1	Загальна площа перекриттів: лабораторних приміщень службово-побутових приміщень	31 138,6 21 186,0 9 952,6
2	Площа стін керамзитобетонних	30 222,6
3	Розгорнута поверхня колон: а) 400х400 б) 400х600	9 913,1 6 370,7 3 542,4
4	Розгорнута поверхня: - залізобетонні ригелі перекриття - залізобетонні сходи та площадки - внутрішніх та зовнішніх дверей - воріт - вікон	19 363,2 504,0 2 314,9 64,0 1 598,1

2.5. Інженерне забезпечення будівлі

Згідно вимог ДБН В.2.5-75-2013 проектом передбачено влаштування повного комплексу інженерних систем та мереж. Підключення до енергетичних ресурсів споживання здійснюється централізовано до міських інженерних мереж і комунікацій відповідно технічним умовам.

Електропостачання. Забезпечується від внутрішньої трансформаторної підстанції ПТ-0,4/10 КВ, яка підключається до міських електромереж по кільцевій схемі з подвійним вводом згідно технічних умов. Для введення, обліку та розподілу електроенергії в ТП передбачено обліковий ящик ЛВУ5-210 та розподільчі щити ЩРн.

Теплопостачання. Централізоване від міських теплофікаційних мереж з параметри теплоносія 60/35 °С. При підключенні влаштовуються абонентські вводи та тепловпункт з установкою елеваторного вузла рамки управління.

Внутрішня система опалення передбачена двотрубна з нижнім та верхнім розведенням.

Водопостачання. Забезпечується централізовано від міських мереж холодного і гарячого водопостачання відповідно до технічних умов на підключення. Тиск у внутрішній системі господарсько-питного водопроводу забезпечується внутрішньою насосною станцією. Загальна витрата холодної води становлять 0,35 л/с, витрати гарячої води становлять 0,10 л/с. Внутрішні системи господарсько-питного водопостачання спроектовані із поліпропіленових труб марки PP-R.

Водовідведення. Відведення стічних вод передбачено централізовано через міські каналізаційні мережі. Внутрішня каналізаційна система виконується з вінілпластових трубопроводів, зовнішні трубопроводи з растрових чугунних труб прокладаються підземно з влаштуванням оглядових колодязів Ø1500 мм.

Пожежогасіння. Згідно вимог ДБН В.2.5-56-2014 «Системи протипожежного захисту» проектом передбачається внутрішні та зовнішні системи пожежогасінню:

- внутрішнє пожежогасіння забезпечується окремою водопровідною системою з пожежними кранами та витратами води - 10 л/с;
- зовнішнє пожежогасіння забезпечується зовнішньою кільцевою водопровідною системою високого тиску та витратами води 20 л/с.

2.6. Техніко-економічні показники проектного об'єкта

Таблиця 2.3

Техніко-економічні показники

№ п.п.	Найменування	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Площа забудови	кв.м.	6208,0
2	Загальний будівельний об'єм	куб.м.	114404,9
3	Корисна площа будівлі	кв.м.	31779,2
4	Щільність забудови ділянки будівництва	%	47,0

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Статичний розрахунок каркасу будівлі

Для статичного розрахунку каркасу будівлі була використана інтегрована система (ПК) Structure CAD “SCAD” (версія 7.31), яка орієнтована на вирішення широкого класу задач та аналізу поведінки конструкцій при різноманітних навантаженнях та їхніх комбінацій.

3.1.1. Побудова скінчено-елементної моделі

За конструктивними рішеннями передбачено влаштування залізобетонного каркасу будівлі. Колони каркасу вирішені в збірно-монолітному варіанті. Колони каркасу будівлі в осях «1»-«4» та «19»-«21» типові збірні перетином 300х300 мм. Колони в осях «5»-«17» монолітні залізобетонні 600х600 мм. До колон каркасу будинку ригелі кріпляться жорстко. Просторову жорсткість та стійкість каркасу забезпечують диски перекриття. Крім того, для забезпечення просторової жорсткості та стійкості каркасу передбачені залізобетонні діафрагми жорсткості. Сходові клітини розглядаються, як додаткова жорсткість. Колони та ригелі моделювалися елементами просторового стержня СЕ типу 5 (рис. 3.1).

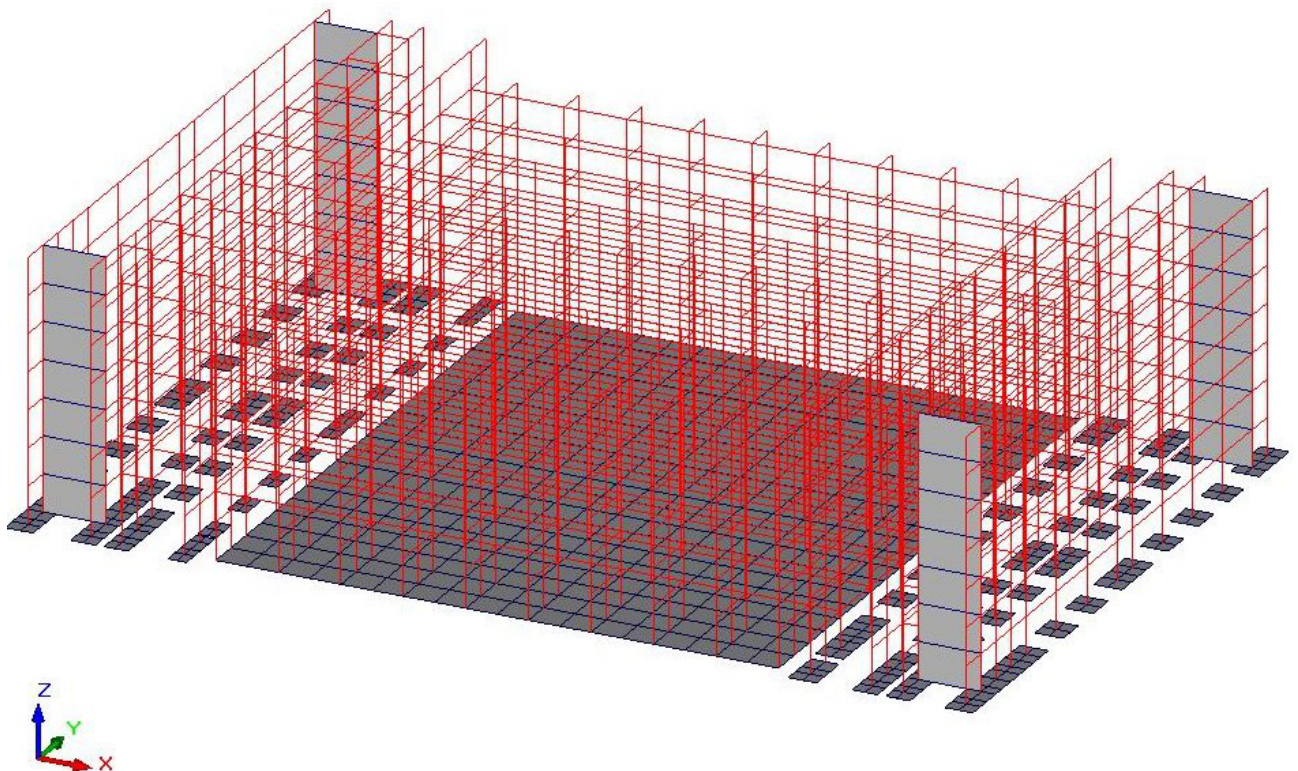


Рис. 3.1. Конструктивна модель каркасу будівлі

Диски перекриття моделювалися фермовими елементами СЕ типу 4. Загальний вигляд розрахункової скінчено-елементної моделі каркасу будівлі (рис. 3.2).

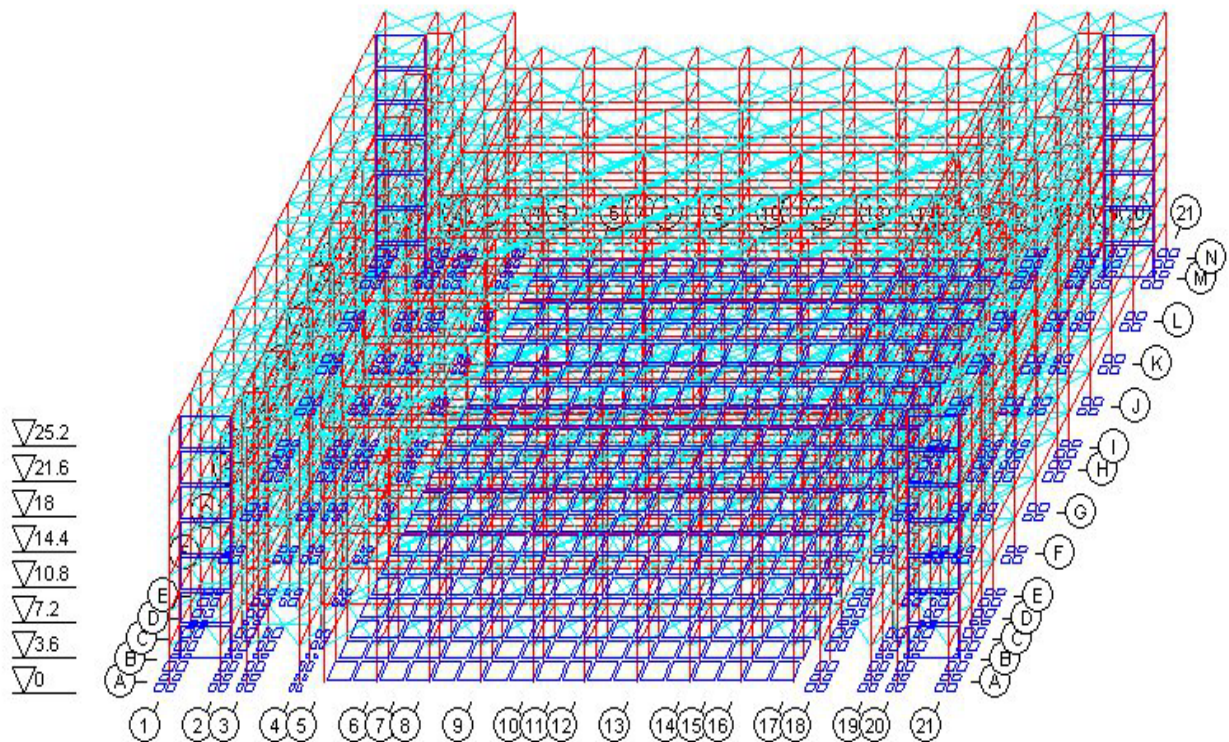


Рис. 3.2. Загальний вигляд розрахункової скінчено-елементної моделі каркасу (кліром відображено типи жорсткості прийнятих елементів)

За кінематичним аналізом загальна розрахункова скінчено-елементна модель містить 2290 вузлів та 2210 скінченних елементів.

3.1.2. Характеристики конструктивних елементів

За конструктивними рішеннями всі конструктивні елементи каркасу будівлі запроектовані у збірно - монолітному виконанні. Для всіх конструктивних елементів (збірних та монолітних) прийнято бетон важкий класу С25/30, щільністю $r_0 = 2,5 \text{ т/м}^3$, модуль пружності $E = 30,0 \text{ мПа}$. Робоча арматура прийнята класу А400С, $E_s = 200000 \text{ мПа}$, конструктивна арматура класу А240С, $E_s = 210000 \text{ мПа}$. Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,2$.

Геометричні характеристики конструктивних елементів каркасу (табл. 3.1).

Таблиця 3.1

Приведені геометричні характеристики конструктивних елементів

Тип	Геометричні характеристики							
	b (см)	h (см)	EF (т)	EI _y (т.м ²)	EI _z (т.м ²)	GKR (т.м ²)	GF _y (т)	GF _z (т)
1	2	3	4	5	6	7	9	10
1	40	40	489600	6528	6528	4387	163200	163200
6	60	40	734400	9792	22032	9574	244800	244800
2	40	40	1034280	27694	30200	10677	344760	344760

3.1.3. Визначення навантажень та найбільш несприятливих їхніх комбінацій

Навантаження на каркас будівлі визначались згідно норм розрахунку та проектування. Розрахунки проводились на власну вагу конструкцій, корисне (нормативне) навантаження, снігові та вітрові навантаження. Окремі завантаження та їхні відповідні комбінації цих завантажень включали:

1. Постійні навантаження - власна вага конструкцій;
2. Корисні навантаження;
3. Тимчасові навантаження – вітрові та снігові навантаження.

Збір навантажень наведено рис. 3.3 – 3.11.

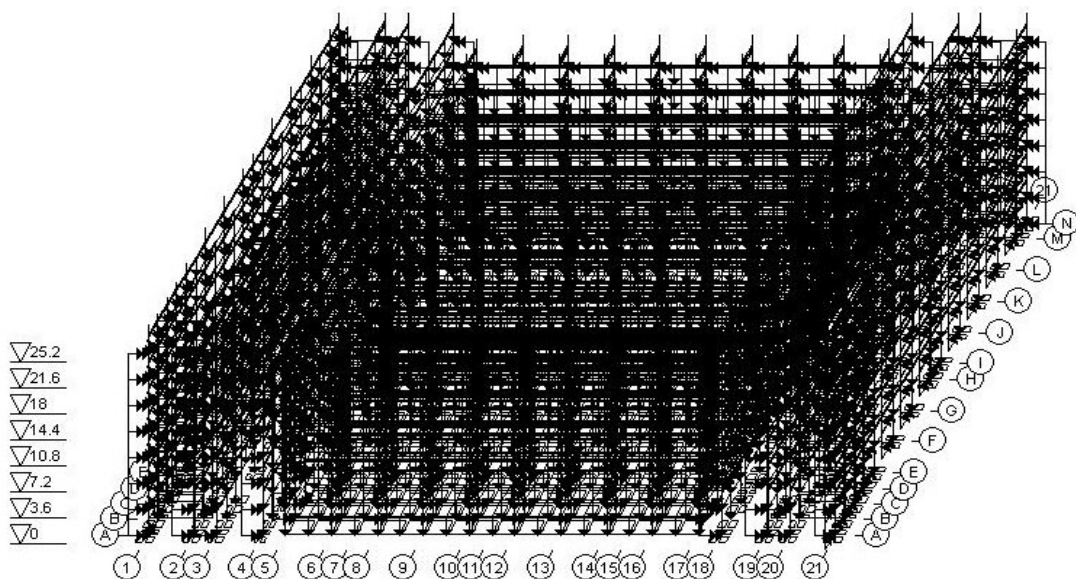


Рис. 3.3. Постійне навантаження. Визначається автоматично (власна вага конструкцій каркасу)

Вага навісних стінових панелей моделюється у вигляді рівномірно розподіленого навантаження на зовнішні колони (рис. 3.4).

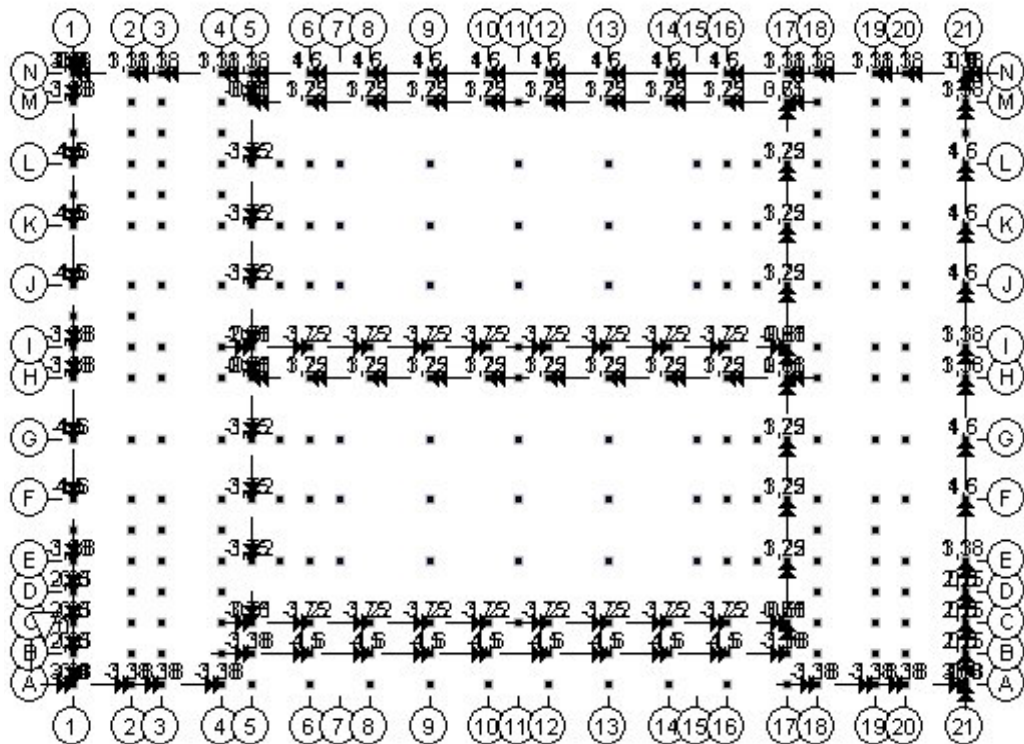


Рис. 3.4. Постійне навантаження від стінових панелей

Зовнішні стінові панелі:

$$\begin{aligned}
 q_n &= 2.5 \times 0,3 \times 3 = 2.25 \text{ т/п.м.}; & M &= 2.25 \times 0,35 = 0.8 \text{ т.м./п.м.} \\
 q_n &= 2.5 \times 0,3 \times 4.5 = 3.38 \text{ т/п.м.}; & M &= 3.38 \times 0,35 = 1,18 \text{ т.м./п.м.} \\
 q_n &= 2.5 \times 0,3 \times 6 = 4.5 \text{ т/п.м.}; & M &= 4,5 \times 0,35 = 1,6 \text{ т.м./п.м.} \\
 q_n &= 2.5 \times 0,3 \times 9 = 6.75 \text{ т/п.м.}; & M &= 6.75 \times 0,35 = 2.36 \text{ т.м./п.м.}
 \end{aligned}$$

Навантаження від внутрішніх стінових панелей складає:

$$\begin{aligned}
 q_n &= 2.5 \times 0,25 \times 3 = 1.88 \text{ т/п.м.}; & M &= 1.88 \times 0,325 = 0.611 \text{ т.м./п.м.} \\
 q_n &= 2.5 \times 0,25 \times 4.5 = 2.81 \text{ т/п.м.}; & M &= 2.81 \times 0,325 = 0,91 \text{ т.м./п.м.} \\
 q_n &= 2.5 \times 0,25 \times 6 = 3.75 \text{ т/п.м.}; & M &= 3.75 \times 0,325 = 1,22 \text{ т.м./п.м.} \\
 q_n &= 2.5 \times 0,25 \times 9 = 5.63 \text{ т/п.м.}; & M &= 5.63 \times 0,325 = 1.83 \text{ т.м./п.м.}
 \end{aligned}$$

Навантаження від внутрішніх цегляних стін (рис. 3.5).

$$q_n = 1,8 \times 0,12 \times 3,6 = 0,71 \text{ т/п.м.}$$

$$q_n = 1,8 \times 0,25 \times 3,6 = 1,62 \text{ т/п.м.}$$

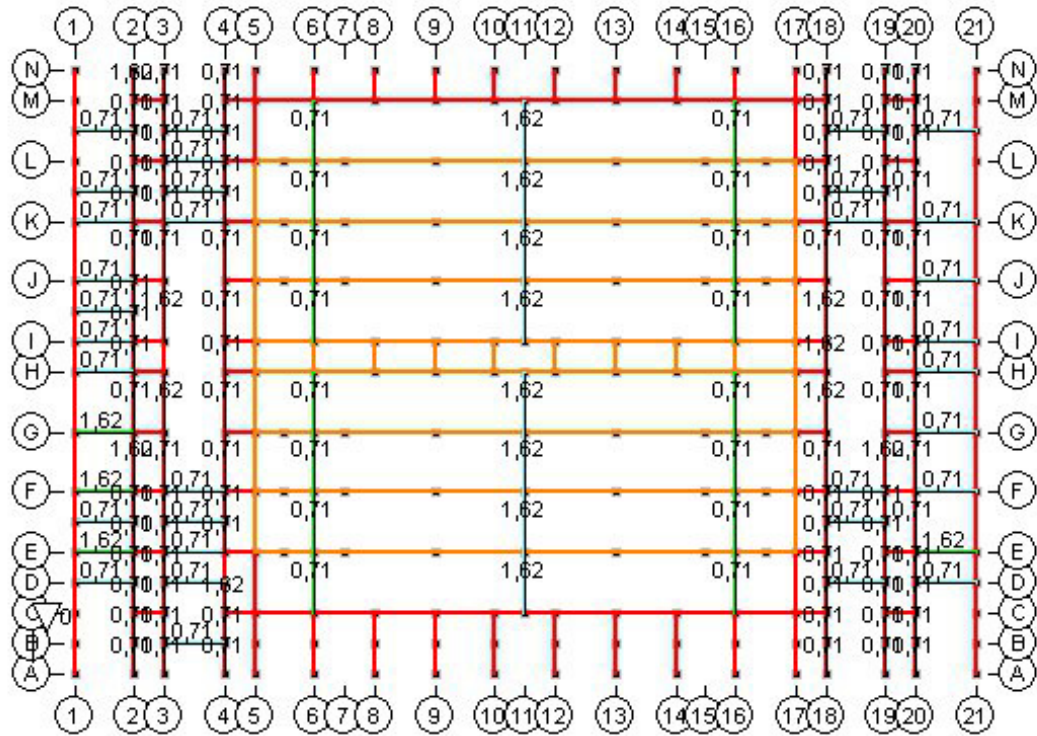


Рис. 3.5. Постійне навантаження (q_n від перегородок)

Навантаження від плит перекриття рівномірно розподілене, передається на ригелі та балки, за нормативами становить – $0,3 \text{ т/м}^2$ (рис. 3.6).

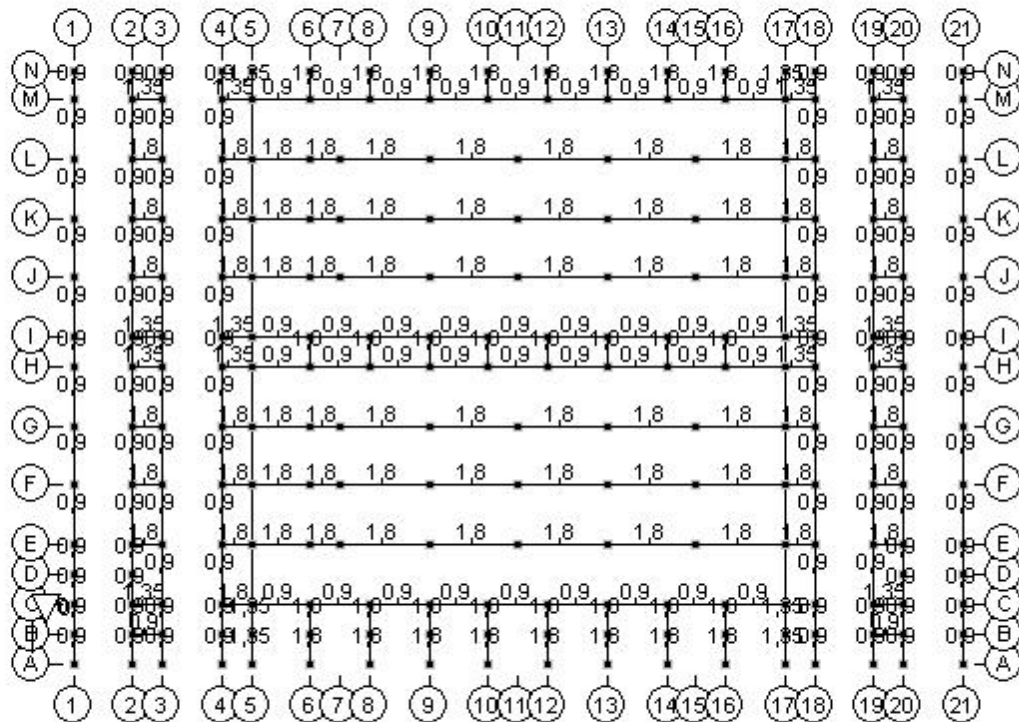


Рис. 3.6. Постійне навантаження від плит перекриття.

Вага покрівлі за нормативними даними становить $0,135 \text{ т/м}^2$ (рис. 3.7).

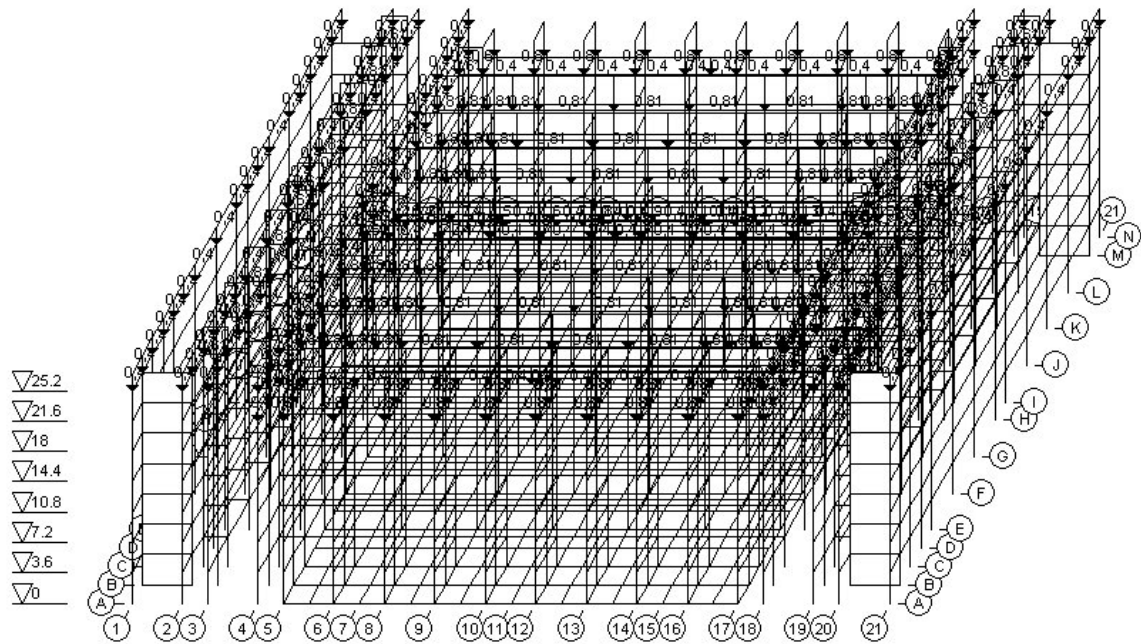


Рис. 3.7. Постійне навантаження від покрівлі

Навантаження від сходових маршів - рівномірно розподілене, що передається на ригелі і складає $0,93 \text{ т/п.м}$ (рис. 3.8).

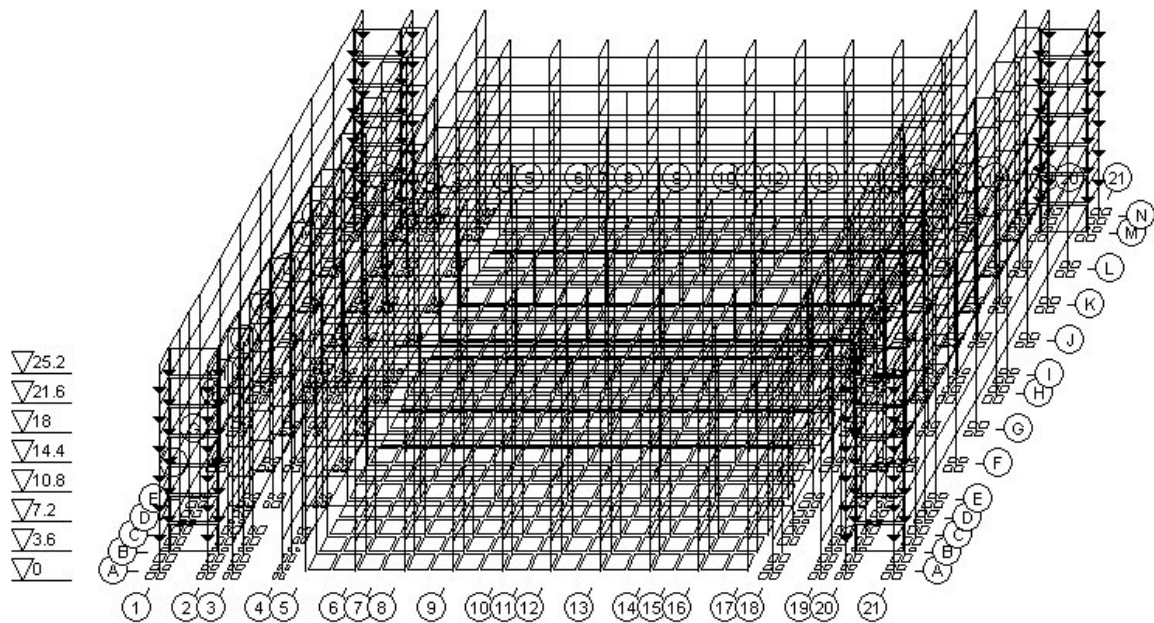


Рис. 3.8. Постійне навантаження (навантаження від сходових маршів)

Нормативні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на ригелі та плити перекриття для будівель складського складає $0,3 \text{ т/м}^2$.

Тимчасові навантаження на перекриття від обладнання, людей, зберігаємих матеріалів (рис. 3.9).

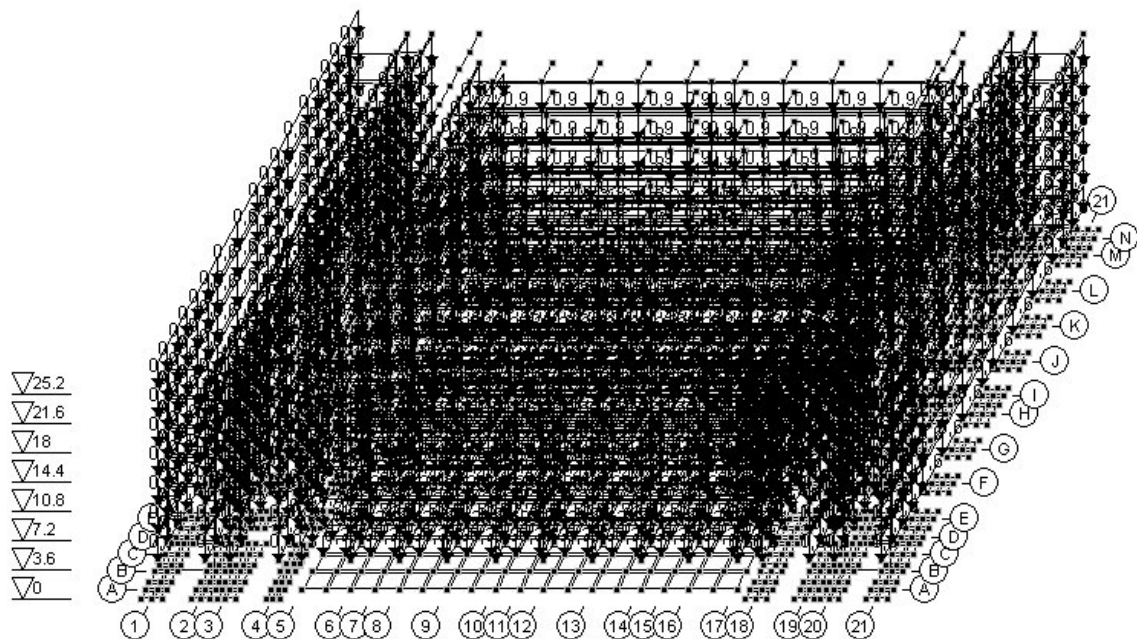


Рис. 3.9. Рівномірно розподілені тимчасові навантаження

Вітрове навантаження моделюється рівномірно розподіленим навантаженням на ригелі. В якості найбільш несприятливого навантаження вибраний напрямок вітру по довгій стороні будівлі (рис. 3.10).

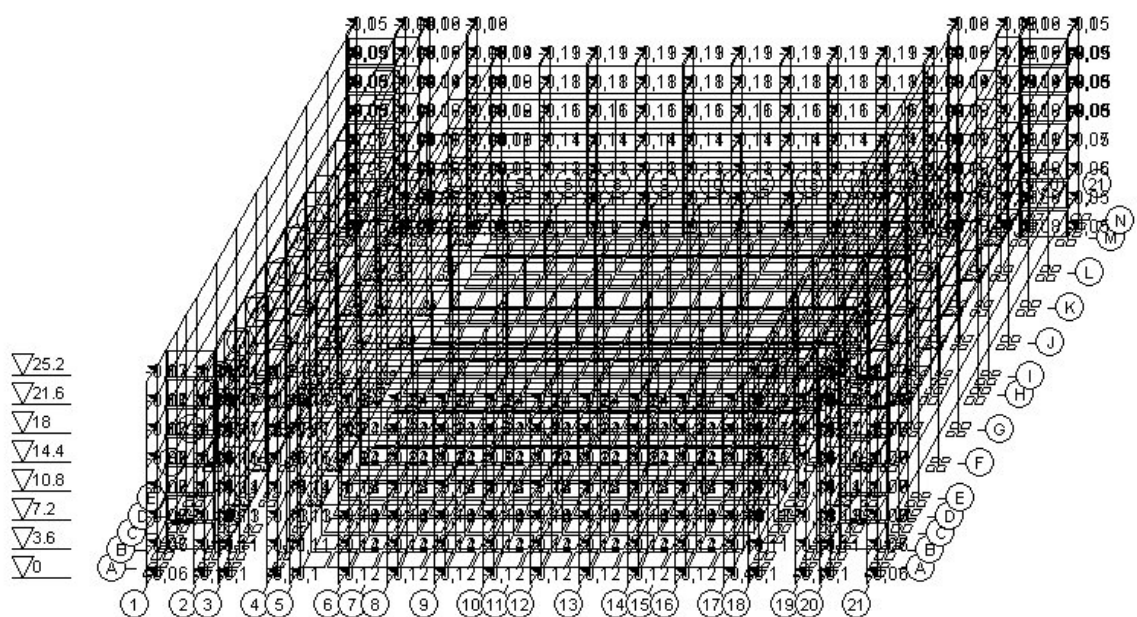


Рис. 3.10. Вітрове навантаження

Повне нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття: $s = s_0 M$

s_0 – нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі, для II снігового району дорівнює $0,084 \text{ т/м}^2$ (рис. 3.11).

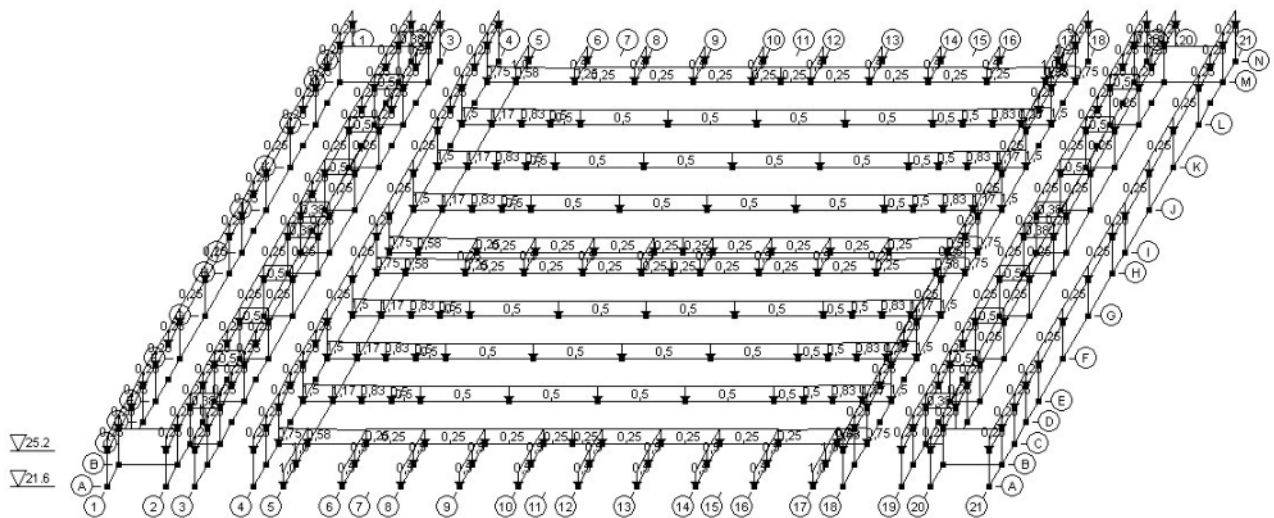


Рис. 3.11. Снігове навантаження

Крім того, розрахунок проводився на комбінації завантажень (табл. 3.2).

Таблиця 3.2

Комбінації	
Номер	Найменування
1	постійні + тимчасові+технологічні навантаження
2	постійні + тимчасові+ технологічні навантаження +снігові
3	постійні + тимчасові+технологічні навантаження + вітрові
4	постійні + тимчасові+технологічні навантаження + вітрові + снігові

3.1.4. Результати розрахунку каркасу в ПК Structure “SCAD”

В результаті розрахунку були отримані переміщення вузлів розрахункової моделі за напрямком осей основної системи координат, зусилля та напруження відносно власних (місцевих) осей скінченних елементів. Для кожного скінченного елемента по кожному завантаженню та комбінації завантажень були вираховані зусилля M_x , M_y , M_{xy} , N , Q_y , Q_z .

Враховуючи складність представлення великого об'єму інформації, результати розрахунку для основних несучих конструкцій представлені у вигляді епюр зусиль та проведений відбір найбільш навантажених елементів конструкцій споруди.

3.1.4.1. Переміщення

Переміщення вузлів конструктивних елементів каркасу будівлі (рис. 3.12 -3.13).

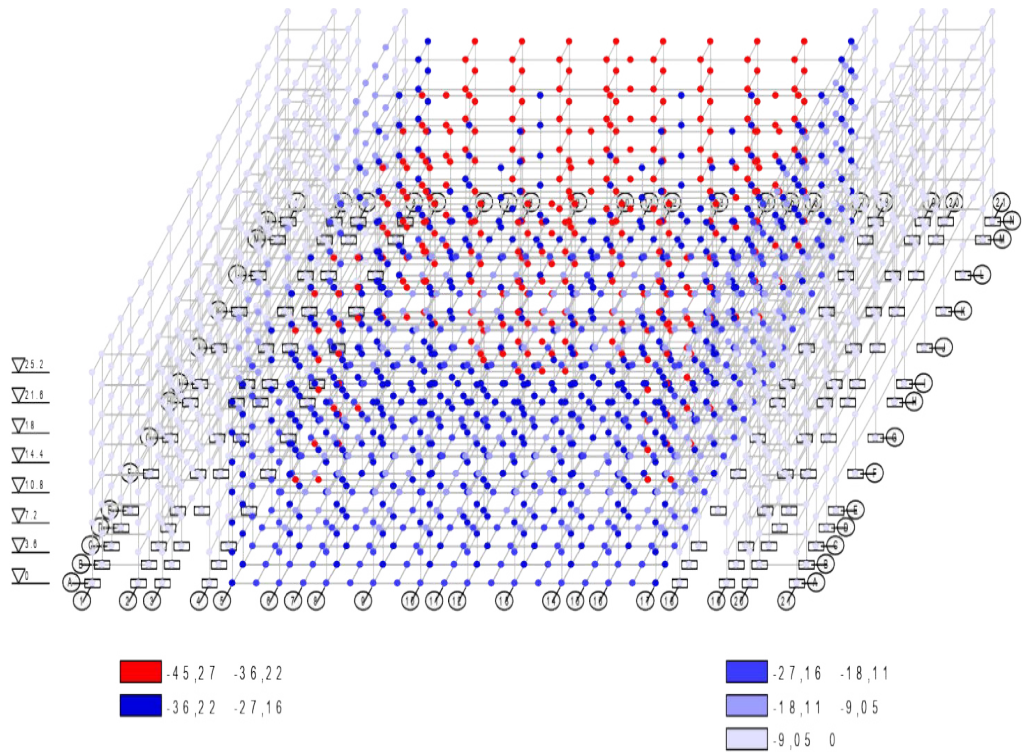


Рис. 3.12. Переміщення вузлів (мм) по осі Z

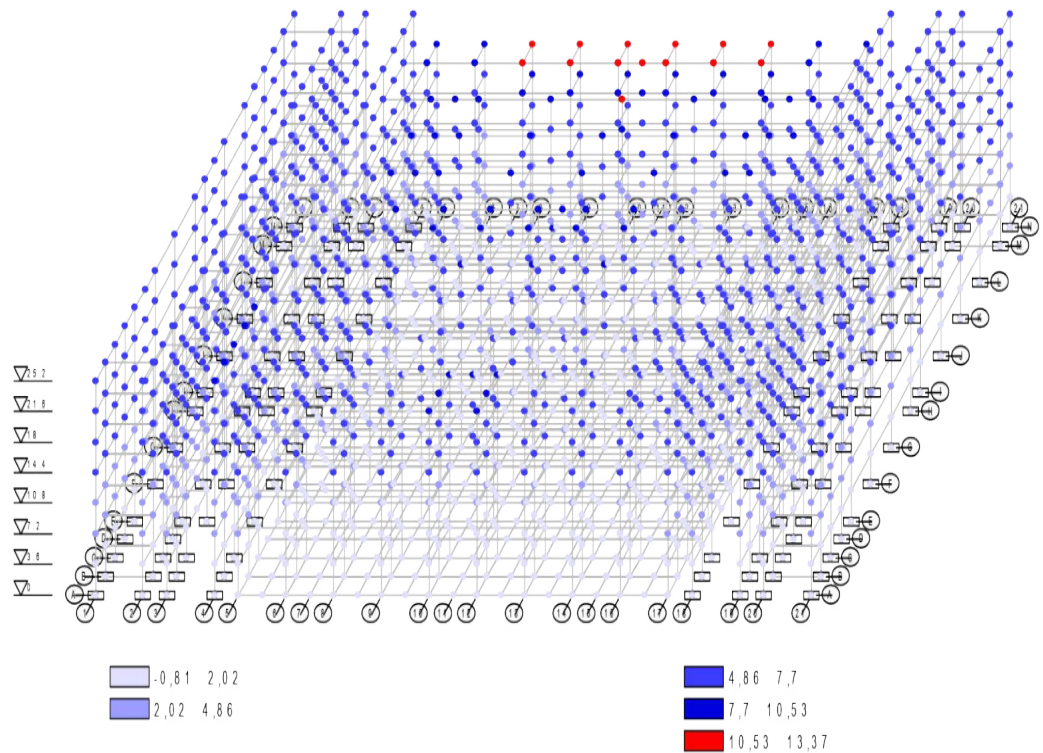


Рис. 3.13. Переміщення вузлів (мм) по осі Y

3.1.4.2. Зусилля

Зусилля в конструкціях каркасу будівлі (рис. 3.14 – 3.15).

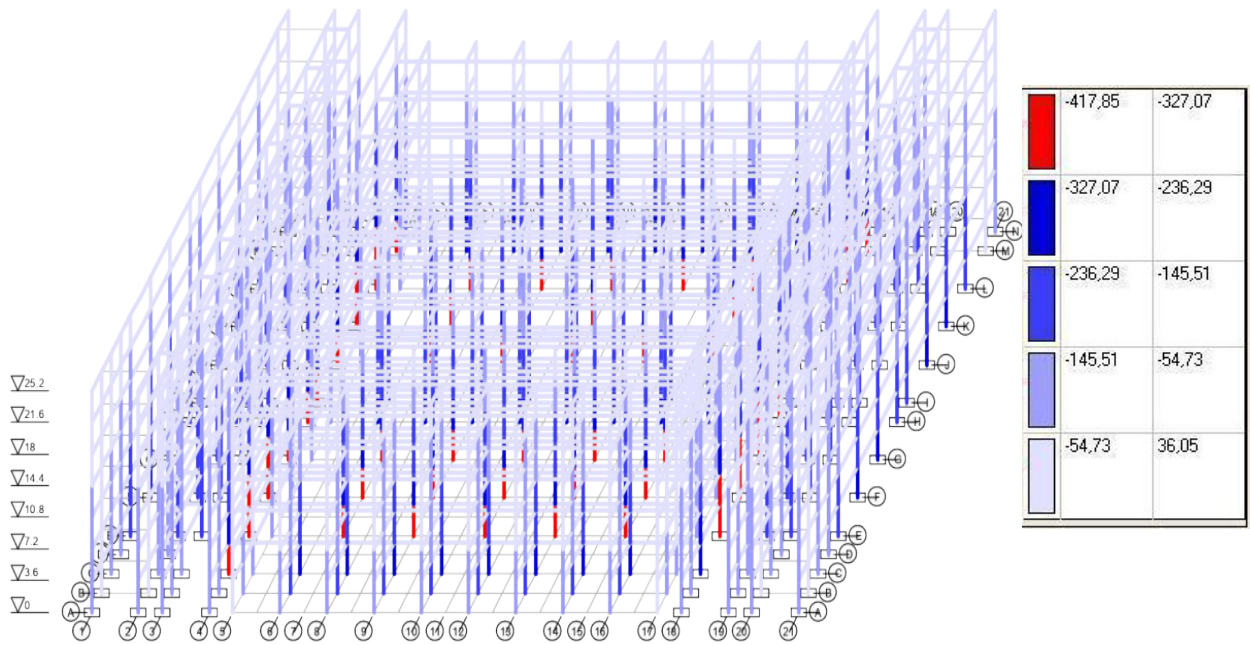


Рис. 3.14. Поздовжні зусилля N

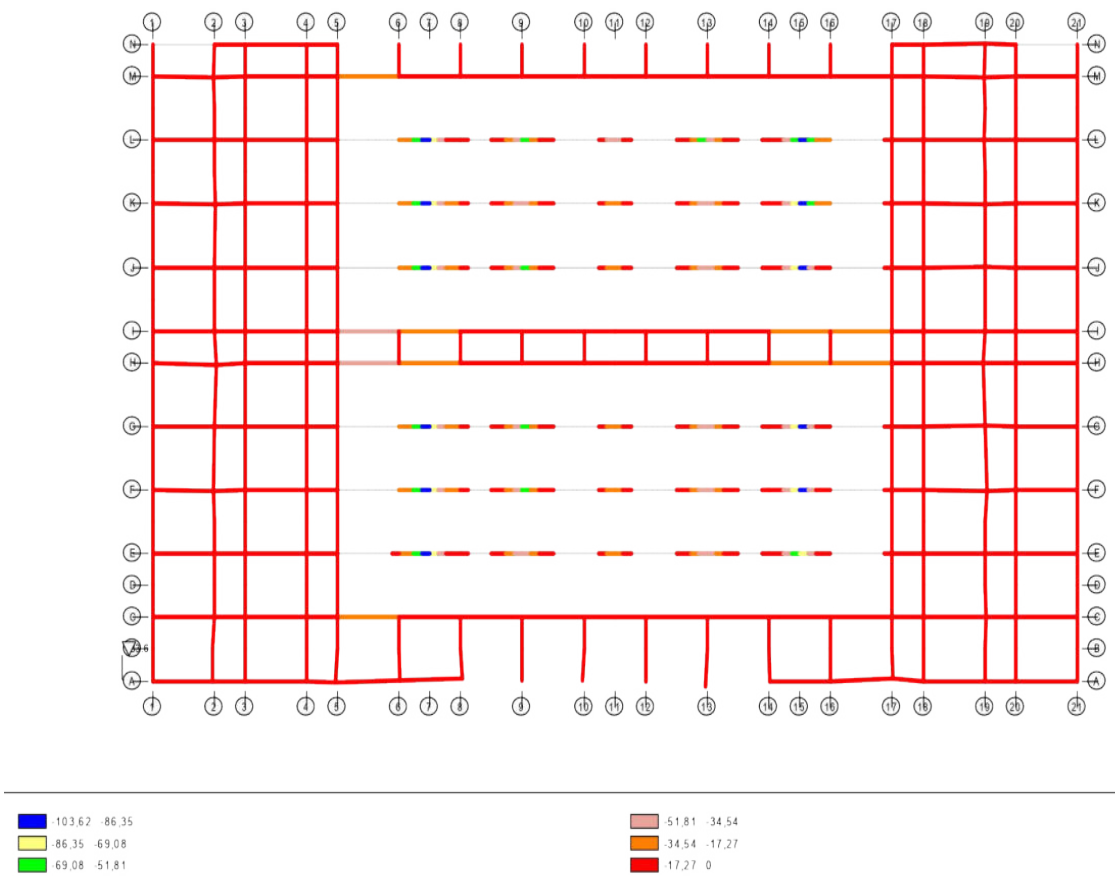


Рис. 3.15. Момент MY в ригелях (балках) на рівні 3,6 м.

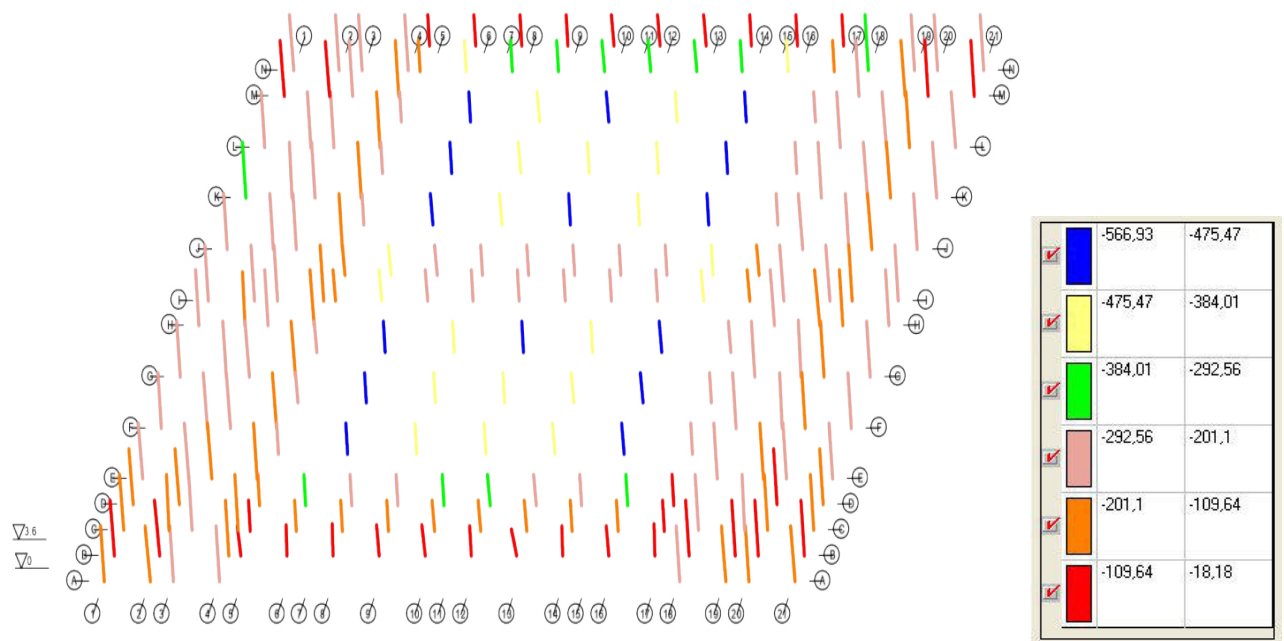


Рис. 3.16. Поздовжнє зусилля N в колонах на рівні 0,000 м.

В результаті аналізу всіх можливих несприятливих комбінацій навантажень була проведена вибірка найбільш навантажених конструктивних елементів каркасу будівлі. Максимальні зусилля в конструкціях каркасу наведені в табл. 3.3 – 3.5.

Таблиця 3.3

Максимальні зусилля в елементах збірних колон 300x300 мм

Номер елемента	Номер завант	Зусилля та напруження ілюстрація рис 3.17					
		N	Mk	My	Qz	Mz	Qy
59	1	-387,36	0,04	-13,42	10,58	-0,62	-0,42
60	1	-390,33	0,01	-13,58	10,74	-0,31	-0,16
65	1	-391,33	0,04	-13,40	10,66	-0,52	-0,43
66	1	-397,79	0,04	-13,08	10,45	-0,22	-0,20
173	1	-377,15	-0,03	13,36	-10,50	-0,57	-0,38
174	1	-389,97	-0,01	13,63	-10,77	-0,27	-0,14
176	1	-351,56	-0,03	13,07	-10,44	0,84	0,75
179	1	-391,04	-0,04	13,47	-10,70	-0,49	-0,42
180	1	-384,20	-0,04	13,18	-10,50	-0,18	-0,18

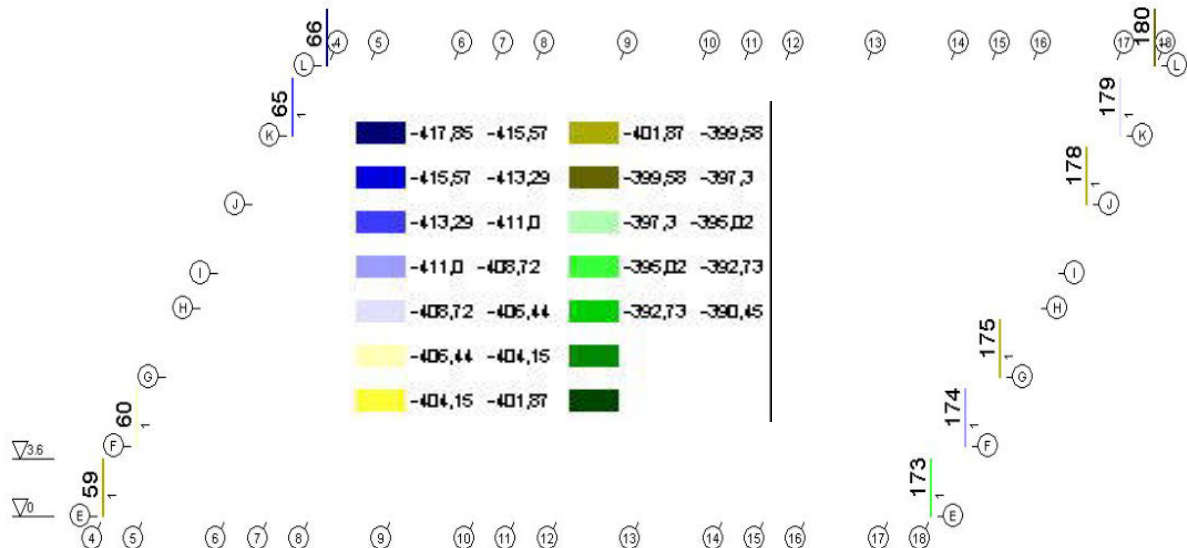


Рис. 3.17. Максимальні зусилля в збірних колонах 300х300 мм на позначки 0,000 м

Таблиця 3.4

Максимальні зусилля в ригелях (балках) від комбінації навантажень

Номер елемента	Номер комб.	Зусилля та напруження ілюстрація рис 3.18					
		N	Mk	My	Qy	Mz	Qy
330	2	4,27	-0,41	-64,69	47,10	-0,01	-0,74
1178	2	0,99	-0,05	-65,72	48,85	-0,01	0,03
1184	4	1,31	-0,10	-66,82	49,62	0,01	0,02
1190	4	0,66	0,11	-65,17	48,42	-0,06	-0,04
1222	2	1,85	0,06	-64,11	47,43	-0,04	-0,03
1234	2	1,17	-1,06	-65,55	48,89	-0,28	-0,36

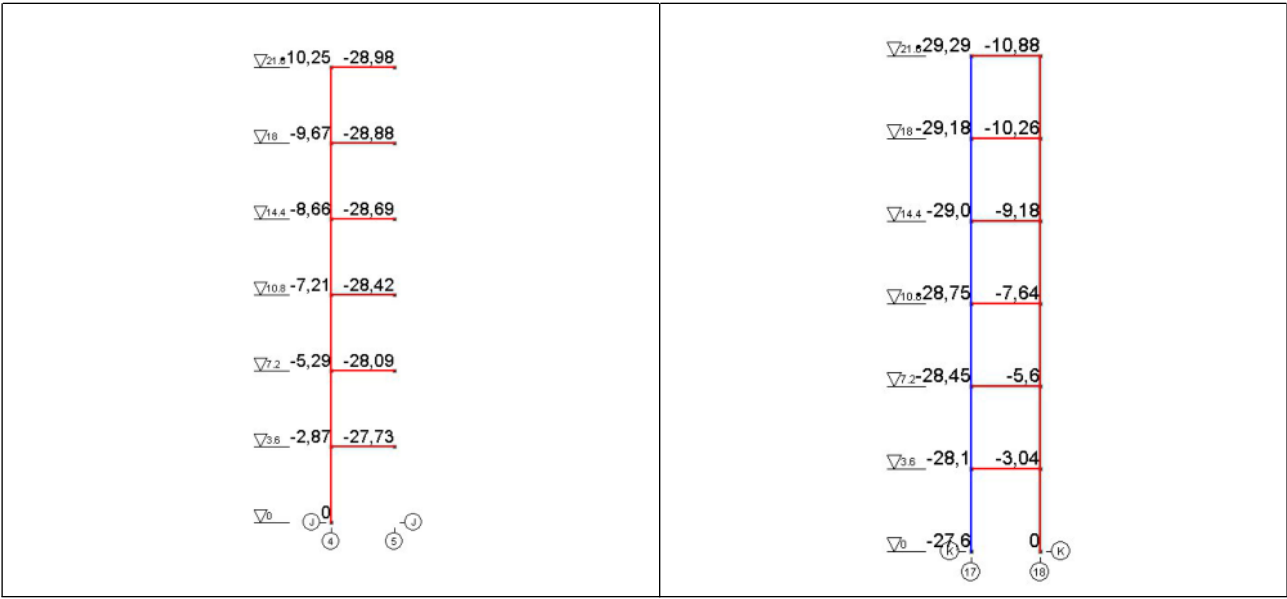


Рис. 3.18. Максимальні зусилля в ригелях (балках) від комбінації навантажень

Таблиця 3.5

Максимальні зусилля в монолітних колонах 600х600 мм

Номер елемента	Номер завантаж	Зусилля та напруження ілюстрація рис 3.19					
		N	Mk	My	Qz	Mz	Qy
90	1	-323,01	0,00	-0,29	-1,11	6,08	2,16
91	1	-323,79	0,00	-0,66	-1,06	5,66	2,02
92	1	-324,08	0,00	0,28	-1,49	8,96	3,74
117	1	-336,99	0	-0,07	0,04	-3,03	-1,72
118	1	-336,26	0	-0,05	0,03	2,15	0,37
119	1	-337,02	0	-0,04	0,02	2,55	0,58
120	1	-337,08	0	-0,01	0,00	4,96	1,52
121	1	-336,30	0	0,00	-0,00	5,31	1,70
122	1	-337,03	0	0,01	-0,00	10,93	4,52
143	1	-322,41	0,00	0,52	0,98	-0,65	-0,66
144	1	-323,48	0,00	0,81	0,96	3,31	0,95
145	1	-323,08	- 4E-06	0,22	1,16	3,28	0,98
149	1	-323,82	- 3,7E-05	0,66	1,06	5,63	2,02

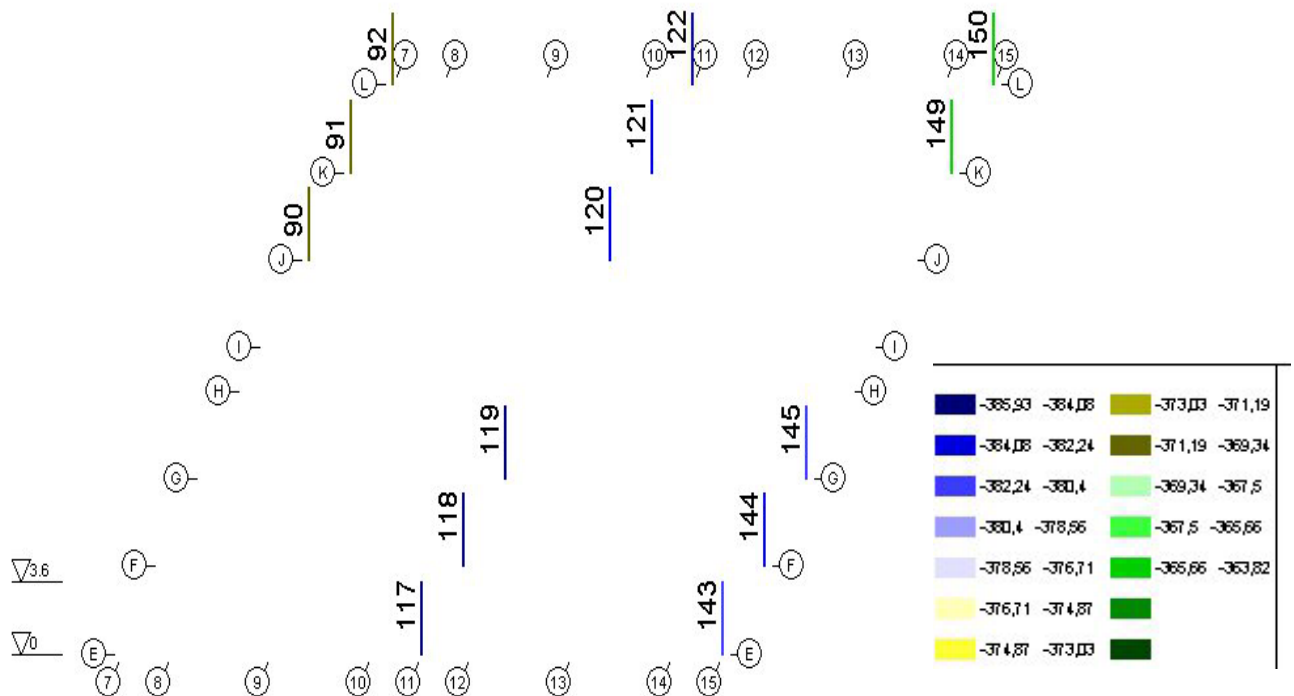


Рис. 3.19. Максимальні зусилля в монолітних колонах 600х600 мм
на позначки 0,000

3.1.5. Визначення армування діафрагми жорсткості

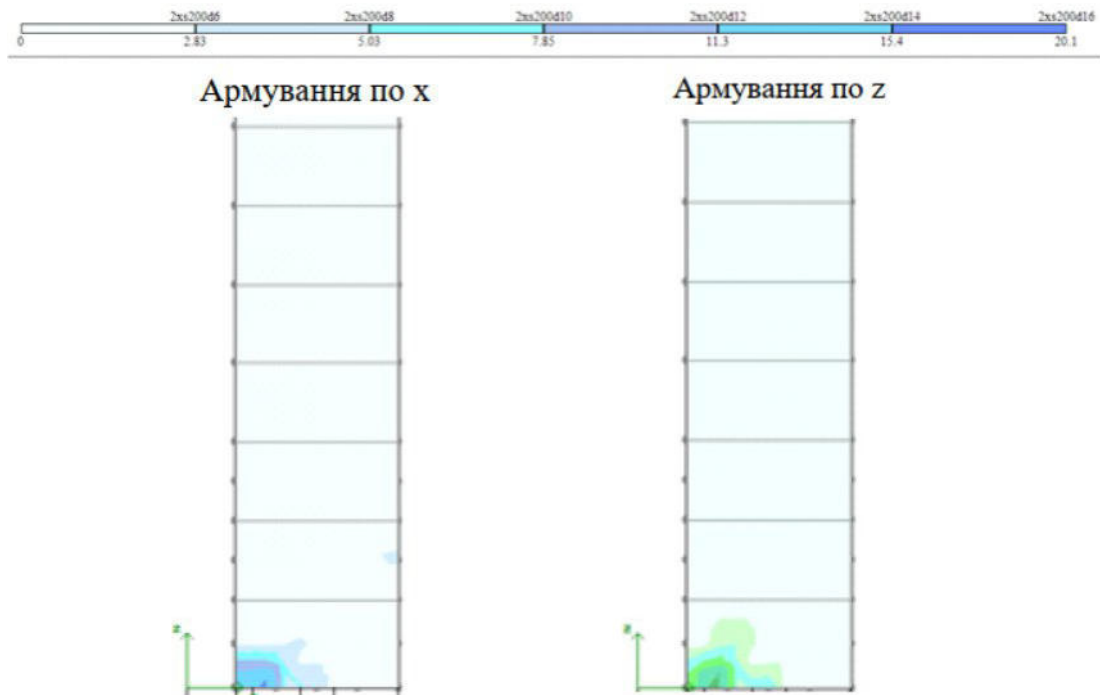


Рис. 3.20. Армування діафрагми жорсткості по семи поверхах

Конструювання діафрагми жорсткості на один поверх (рис. 3. 21).

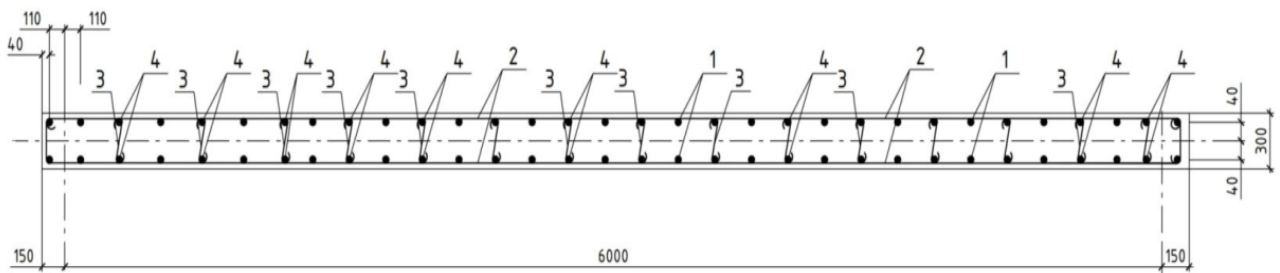


Рис. 3.21. Розкладка арматури: 1- Арматура $\varnothing 12$ A400C, з кроком 200 мм; 2- Арматура $\varnothing 8$ A240C з кроком 200 мм; 3 - Хомути арматурні $\varnothing 6$ A240C з кроком 200 мм; 4 - Арматура $\varnothing 12$ A400C з кроком 200 мм.

3.1.6. Розрахунок ригеля (балки прогону)

Протокол визначення армування монолітної залізобетонної балки (ригеля) наведено у табличній формі (табл. 3.6).

Таблиця 3.6

ПРОТОКОЛ РОЗРАХУНКУ

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ								
Клас бетону					C25/30			
Вид бетону					Важкий			
Розрахунковий опір бетону на стиск					1730			
Модуль пружності бетону					3.31e+006			
Клас повздовжньої арматури (вздовж X)					A400C			
Розрахунковий опір подовжньої арматури на розтягування					37500			
Модуль пружності арматури					2e+007			
Клас поперечної арматури					A240C			
Розрахунковий опір поперечної арматури на розтягування					18000			
Модуль пружності арматури					2.1e+007			
Об'ємна вага т/м3					2.5			
Ширина розкриття короткочасних тріщин, см					0,4			
Ширина розкриття довготривалих тріщин, см					0,3			
Захисний шар від нижньої грані перерізу, см					3			
Захисний шар від верхньої грані перерізу, см					3			
Захисний шар від бокових грані перерізу, см					3			
ПРОЛЬОТИ								
№	Ширина, м	Висота, м	L в осях, м	L в світлі, м	Ліва опора	Права опора	Кількість перерізів	
1	0.3	0.72	7.27	6.62	1	2	23	
2	0.3	0.72	2.13	1.48	2	3	22	
ОПОРИ								
Номер	Ширина, м	Відстань до осі, м	Вид	Опирання	Піддатливість			
1	1	0.5	стіна	жорстке	Немає			
2	0.3	0.15	колона	жорстке	Немає			
3	1	0.5	стіна	жорстке	Немає			
НАВАНТАЖЕННЯ								
Прольот	Навантаження		Завантаження	Вид	P ₁	a ₁	P ₂	a ₂
1, 2	1		постійне	P	2.2	0	0	0
1, 2	2		короткочасне	P	1.6	0	0	0
1, 2	3		довготривале	P	1.2	0	0	0
КОЕФІЦІЄНТИ ПОЄДНАННЯ ЗУСИЛЬ								
	Постійне	Довготривале	Короткочасне	Вітер1		Вітер2		
Надійності	1.1	1.2	1.2	1.4		1.4		
Тривалості	1	1	0.35	0		0		
1 основне	1	1	1	1		1		
2 основне	1	0.95	0.9	0.9		0.9		

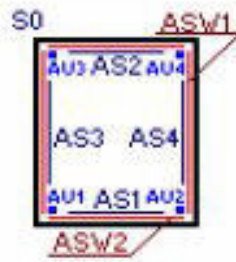


Рис. 3.22. Армування балки прогонової

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ								
Прольот № 1								
Переріз №			1		12		23	
Привязка, М			0.00		3.44		6.62	
Огинаючі								
Момент, Тс*М			-10.65		12.60		-8.38	
			-25.21		5.32		-19.68	
Поперечна сила, Тс			21.96		0.03		-8.63	
			9.31		-0.03		-20.27	
Переміщення, Мм			0.00		-0.55		-0.01	
			0.00		-1.14		-0.03	
Арматура повздовжня								
Нижня, См**2			0.00		5.18		0.00	
Верхня, См**2			10.80		0.00		8.42	
Бокова, См**2			0.00		0.00		0.00	
Арматура поперечна, См**2			1.64		0.00		1.40	
КОНСТРУЮВАННЯ								
Каркас в'заний								
Нижня					Верхня		Бокова	
1-го ряду		2-го ряду						
Діаметр крайн. стерж.	Діаметр середн. стерж.	К-сть. середн. стерж.	Діаметр середн. стерж.	К-сть. середн. стерж.	Діаметр середн. стерж.	К-сть. середн. стерж.	Діаметр середн. стерж.	К-сть. середн. стерж.
16.00	16.00	2	16.00	2	16.00	2		
Поперечна арматура: Діаметр 10.00 мм, Крок 0.15 М, К-сть. 2								
Опорні стержні								
Опора №		Діаметр			Кількість		Довжина	
1		16.00			3		1782.00	
2		16.00			3		2444.00	

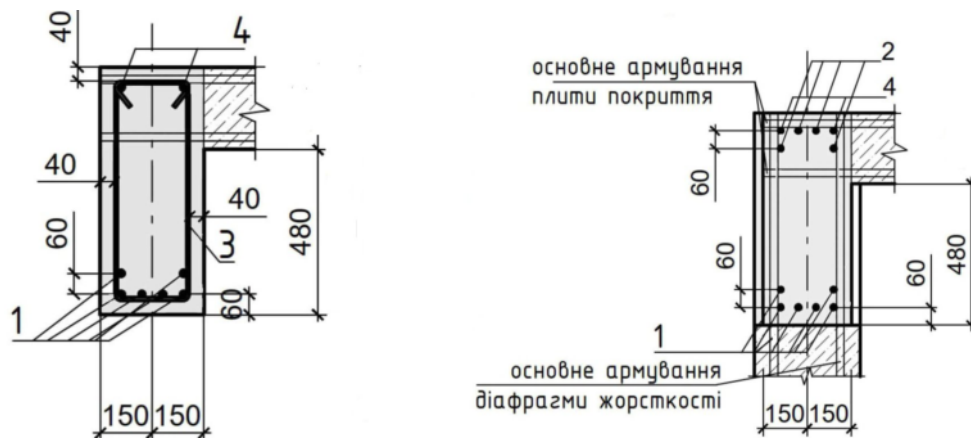


Рис. 3.23. Розкладка арматури прогонової балки (ригеля): 1 - Ø16 A400C; 2 - Ø16 A400C; 3 - Ø10 A400C; 4 - Ø16 A400C

3.1.7. Підбір типової збірної залізобетонної колони 300x300 мм

Найбільш навантажена колона першого поверху. Розглядаймо її як умовно центрально-стиснений елемент із випадковим ексцентриситетом. Ексцентриситет повздовжнього зусилля від розрахункового навантаження:

$$e_N = \frac{3,1}{762} = 0,41 \cdot 10^{-2} \text{ м.}$$

Примикання до міжповерхового перекриття жорстке з'єднання.

Закріплення в фундаменті жорстке заземлення.

Попередньо, відповідно до каталогу типових збірних колон приймаємо армування колони (рис. 3.24):

- повздовжня арматура 4Ø20 A500C ($R_s=450\text{МПа}$, $R_{sc}=400\text{МПа}$, $E_s=200 \cdot 10^3 \text{ МПа}$),
площа одного стержня $a_s=3,14 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$, загальна площа повздовжньої арматури $A_s=1,26 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$;
- поперекова арматура хомути Ø8 A240C.

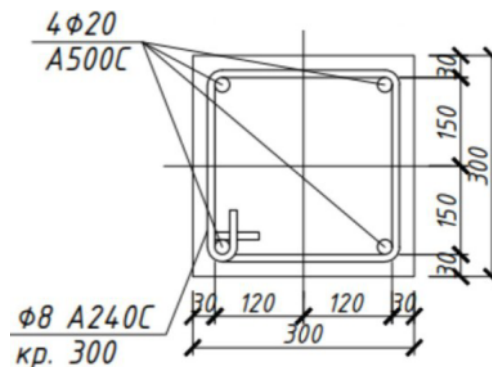


Рис. 3.24. Прийняте армування типової колони

Перевіряємо гнучкість колони:

$$\frac{l_0}{i} = \frac{1,96}{0,087} = 22,53 > 14, \quad \frac{l_0}{b} = \frac{1,96}{0,3} = 6,54 > 4.$$

Визначаємо умовну критичну силу:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_d} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 32,5 \cdot 10^3}{1,96^2} \left[\frac{0,65 \cdot 10^{-3}}{1,75} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,265} + 0,1 \right) + 6,15 \cdot 2,71 \cdot 10^{-5} \right] = 17,10 \text{ МН}.$$

Коефіцієнт, що враховує повздовжній вигин колони:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{0,762}{17,10}} = 1,05.$$

Ексцентриситет дії повздовжньої сили з урахуванням вигину колони:

$$e_1 = e_c \eta + \frac{h_{01} - h_{03}}{2} = 1,41 \cdot 10^{-2} \cdot 1,05 + \frac{0,27 - 0,03}{2} = 0,135 \text{ м}.$$

Момент, що утворюється в найбільш напружених перетинах колони:

$$M_1 = N_1 \cdot e_1 = 762 \times 0,135 = 102,87 \text{ кНм}.$$

Момент, що сприймається перерізом колони в граничному стані:

$$M_c = b x_u R_b \left(h_{01} - \frac{x_u}{2} \right) + \sum n_{si} a_{si} \sigma_{si} (h_{01} - h_{0i}) =$$

$$= 0,30 \times 0,43 \times 17 \left(0,27 - \frac{0,43}{2} \right) + 2 \times 3,14 \times 10^{-4} \times 400 (0,27 - 0,15)$$

$$+ 2 \times 3,14 \times 10^{-4} \times 400 (0,27 - 0,03) =$$

$$211,05 \text{ кНм} > N_1 \cdot e_1 = 102,87 \text{ кНм}.$$

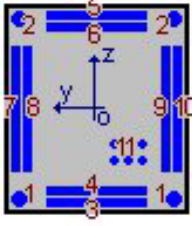
Міцність перерізу колони забезпечена.

Підбираємо по каталогу типових рішень збірних колон серії 1.241.вип.5 геометричні параметри необхідної нам колони.

3.1.8. Розрахунок монолітної залізобетонної колони 600х600 мм

Протокол визначення та перевірки армування монолітної залізобетонної колони 600х600 мм у табличній формі (табл. 3.7).

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ									
Напруження - Мра									
ДБН В.2.6.-98:2009 БЕТОН Клас бетону - C25/30 $f_{ck_prism}=22$; $f_{ctk}=1.8$; $E_{cm}=32500$; АРМАТУРА Клас повздожньої арматури X - A400C $f_{yk} = 400$; $E_s = 210000$; Клас поперечної арматури - A240C $f_{yk} = 240$; $E_s = 210000$; Максимальний діаметр 32.00 мм									
КОЕФІЦІЄНТИ УМОВ РОБОТИ БЕТОНА І АРМАТУРИ									
Коефіцієнти роботи бетона Коефіцієнт ALF_{Acc} обліку тривалості дії навантажень (стиск): 1.00 Коефіцієнт ALF_{Act} обліку тривалості дії навантажень (розтягування) : 1.00 Коефіцієнт γ_{c2} для БК обліку руйнувань бетонних конструкцій: 1.00 Коефіцієнт γ_{c3} для БК и ЖБК у вертикальному положенні: 1.00 Коефіцієнт роботи арматури Розрахунок сейсміки ДБН В.1.1-12:2014 Коефіцієнт з таблиці 6.13 п.2: 1.00 Розрахунок сейсміки ДБН В.1.1-12:2014 Коефіцієнт з таблиці 6.13 п.3 : 1.00									
Елемент 1									
Елемент N= 1 Довжина 3.6 (м) Розрахункова довжина L_Y - 3.6 , L_Z - 3.2 (м) Перетин- прямокутник $B(D)= 60.0$, $H(D1)= 60.0$, $B1= 0.0$, $H1= 0.0$, $B2= 0.0$, $H2= 0.0$ (см) Відстань до центру тяжкості арматури: знизу = 3 зверху = 3 збоку = 3 (см)									
ЗУСИЛЛЯ, ПОЄДНАННЯ									
RSU	Seis	N	Mkp	My	Qz	Mz	Qy		
N, Qy, Qz - т; Mkp, My, Mz - тм									
Елемент: 1 Перетин: 1 РСУ									
B		-395.000		0.100	-0.066	2.470	2.130		
ЗАВДАНЕ АРМУВАННЯ									
Тип	Кільк.,	Y	Z	Y	Z	Y	Z	Y	Z
Перетин: 1 CY=25.0, CZ=25.0									

9.Пр.бок1ряд	1x16	12.0	5.0									
7.Лів.бок 1ряд	1x16	22.0	5.0									
5.Верхні 1ряд	1x16	5.0	12.0									
3.Нижні 1ряд	1x16	5.0	22.0									
1.Углові низ	2x20	22.0	22.0	12.0	22.0							
2.Углові верх	2x20	22.0	12.0	12.0	12.0							
Поперечна арматура												
Вертикальна: кількість зрізів =2; діаметр зовнішній =10, внутрішній =10; шаг =0.2												
Горизонтальна: діаметр =10; шаг=0.2												
												
Одиниці вимірювання: діаметр - мм; координати - см; шаг - м												
АРМАТУРА Режим: Перевірка завданої арматури												
AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	Asw1	Asw2	Тр.кр	Тр.дл
Перетин: 1;						Перетин проходить. Коефіцієнт запасу 1.075.						

В таблиці результатів армування:

AU1 - арматура кутова нижня (ліворуч) [см²];

AU2 - арматура кутова нижня (праворуч) [см²];

AU3 - арматура кутова верхня (ліворуч) [см²];

AU4 - арматура кутова верхня (праворуч) [см²];

AS1 - арматура нижня [см²];

AS2 - арматура верхня [см²];

AS3 - арматура кутова (ліворуч) [см²];

AS4 - арматура кутова (праворуч) [см²];

% - процент армування;

Asw1 - арматура поперечна вертикальна [см²/м];

Asw2 - арматура поперечна горизонтальна [см²/м];

Т.кр - ширина нетривалого розкриття тріщин [мм];

Т.дл - ширина тривалого розкриття тріщин [мм].

* (1*, 2*, 3*) - арматура от кручення.

* (1*, 2*, 3*) Поперечна арматура - площа перетину замкнутого зовнішнього контуру.

Для норм СП 63.13330.2012 арматура від кручення видається для кожної грані перетину.

(Підібрана арматура від кручення не входить у результати повної арматури.)

СТРОКА 1 – повна, арматура, підібрана по I и II групам граничних станів,

СТРОКА 2 - арматура, підібрана по I групі граничних станів

СТРОКА 3 (4, 5) - арматура от кручення (для стрижнів и відмічена знаком '*')

** - Стержень змінного перетину

CY, CZ - Координати центра, відносно якого розставлені арматурні стрижні.

Конструювання монолітної залізобетонної колони 600х600 мм (рис. 3.25).

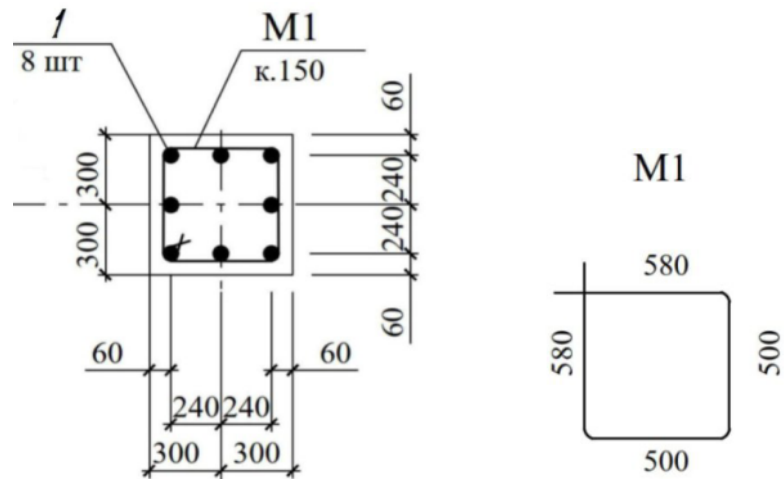


Рис. 3.25. Армування монолітної колони 600х600 мм: 1 - арматура $\varnothing 16$ A400C; 2 - хомути з арматури $\varnothing 6$ A240C, крок 200 мм

4. РОЗДІЛ ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

4.1. Інженерно - геологічні умови

Інженерно-геологічними вишукуваннями були проведені роботи з розвідки геологічної будови майданчику будівництва - бурінням свердловин (рис. 4.1).

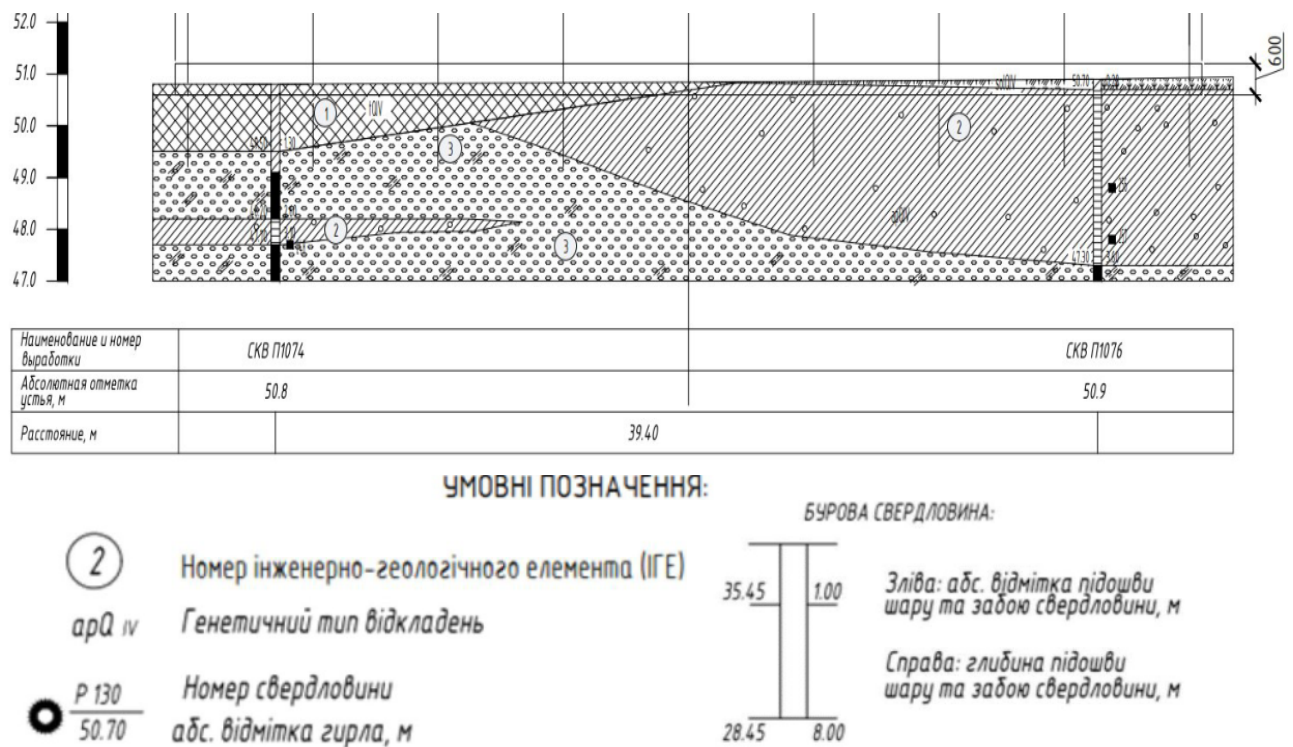


Рис. 4.1. Інженерно-геологічний розріз майданчику будівництва

Згідно вимог ДСТУ Б В.2.1-17 і ДСТУ Б В.2.1-4 проведені лабораторні дослідження зразків порід ґрунтових прошарків відібраних із свердловин. По результатам проведених лабораторних досліджень були визначені їх фізико-механічні властивості (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

Фізико-механічні характеристики ґрунтових прошарків

Номер ІГЕ та найменування ґрунту	По несучим спроможностям			По деформації			Е мПа
	γ_I кН/м ³	С _I кПа	ϕ_I град.	γ_{II} кН/м ³	С _{II} кПа	ϕ_{II} град.	
ІГЕ 2 – пісок озерно-льодовиковий	18,4	-	32	18,4	1	36	35
ІГЕ 3 – суглинок моренний	21,3	21	20	21,3	31	24	30
ІГЕ 4 – супісок моренний	20,7	14	21	20,7	21	25	32

Ґрунтово-рослинний шар непридатний для проведення будівельних робіт, тому і нерозглядається як ґрунтова основа.

В звіті з інженерно-геологічних вишукувань відзначено:

1. Рельєф ділянки плоский без перепаду висот по абсолютним позначкам у Балтійській висотній системі координат;
2. Згідно ДБН В.2.1-10-2009 глибина зимового промерзання ґрунту:
 - для піску дрібного - 95 см;
 - для суглинку - 80 см;
3. Водонесний горизонт на глибині 16,0 м не виявлено;
4. Відповідно ДБН В.1.1-12:2014 сейсмічність району за шкалою ДСТУ Б.В.1.1-28 для ґрунтових умов – 6 балів (карта ЗСР-2004-А, В);
5. По ДСТУ Б Д.2.2-1:2012 категорія ґрунту за трудністю розробки одноківшовим екскаватором - II.

По результатам інженерно-геологічних вишукувань рекомендовано:

1. Природною основою під фундаменти будівлі найкраще використати ґрунтовий прошарок ІґЕ-2 з модулем деформації $E=35,0$ МПа. Фундаменти не глибокого закладання.
2. В конструктивному плані фундаментом будівлі при значних навантаженнях може служити монолітна залізобетонна плита, а під збірні залізобетонні колони каркасу - окремо стоячі залізобетонні фундаменти стаканого типу.

4.2. Розрахунок фундаментів проектуємої будівлі

Розрахунок фундаментів виконано у (ПК) Structure CAD «SCAD» (версія 7.31) з використанням під програми «КРОСС» для розрахунок коефіцієнтів постелі будівель і споруд на пружній основі та програмному комплексі «ЗАПРОС» для розрахунку елементів основ та фундаментів.

Розрахунок виконувався у відповідності з вимогами ДБН В.2.1-10-2018 по схемі лінійно пружного півпростору. Розрахунок виконано з урахуванням роботи ґрунтової основи за допомогою системи «Ґрунт» яка призначена для створення моделі ґрунту за даними інженерно-геологічних вишукувань.

Вихідними даними для побудови моделі ґрунтової основи були:

- фізико-механічні характеристики шарів інженерно-геологічних елементів;
- параметричні данні проєктованих фундаментів будівелі;
- навантаження, які передаються фундаментами на ґрунтову основу.

Всі напруження та деформації визначались для лінійно-деформованого півпростору. Деформаційні властивості середовища визначені модулем деформації та коефіцієнтом Пуассона. Характеристики ґрунтових прошарків наведено у табл. 4.2. Модель розрахункової схеми ґрунтових прошарків наведено на рис. 4.3.

Таблиця 4.2

Характеристики ґрунтів

№ ІГЕ	Найменування ґрунту	Позначення	Природна вологість(долі)	Природна вологість (долі)	Коефіцієнт пористості	Модуль деформації (т/м ²)	Коефіцієнт Пуассона	Питома вага ґрунту (т/м ³)
ІГЕ2	Пісок озерно-льодовиковий		0,05	0,05	0,61	1000,0	0,30	1,62
ІГЕ3	Суглинок морений		0,18	0,18	0,65	2900,0	0,30	1,93
ІГЕ4	Супісок морений		0,15	0,15	0,75	1000,0	0,30	1,81

За даними інженерно-геологічних вишукувань всі ґрунтові прошарки не набухаючі при зволожені та малопросадкові від дії навантажень.

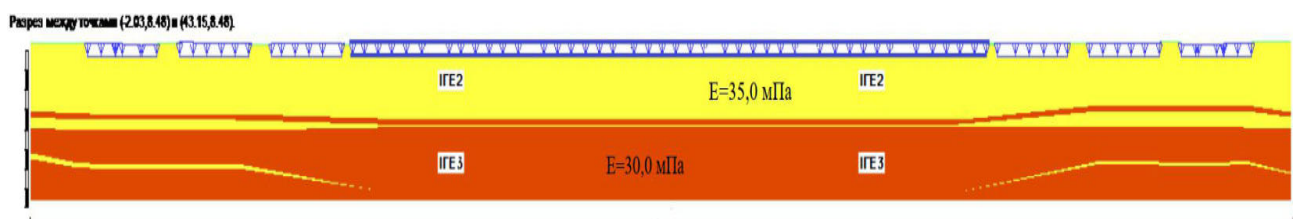


Рис. 4.3. Розрахункова схема ґрунтового масиву

Враховуючи рекомендації інженерно-геологічних вишукувань і те, що навантаження на фундаментну плиту в осях «5» - «17» буде становити 2,5 т/м² проєктом прийнято монолітну залізобетону фундаментну плиту з метою запобігання нерівномірних просадок. Під колони каркасу будівлі в осях «1» - «4»

та «19» - «21» проектними рішеннями прийняті окремо стоячі фундаменти стаканного типу. Розрахункова модель фундаментів будівлі з кліровим відображення типів жорсткості елементів (рис. 4.4).

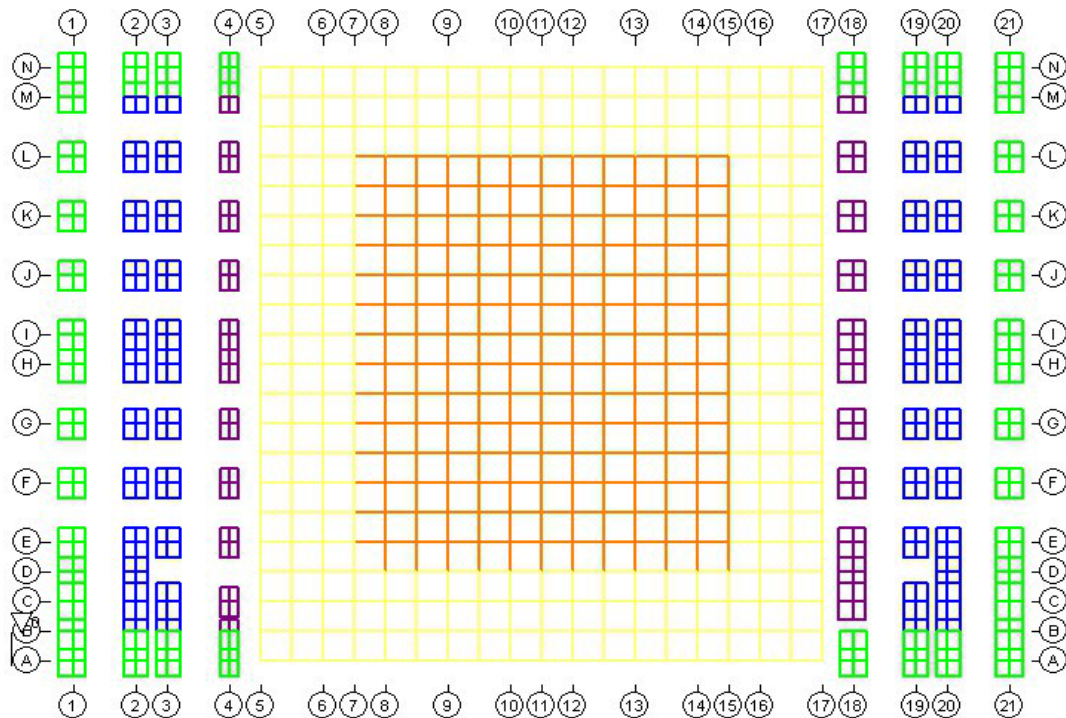


Рис. 4.4. Загальний вид СЕ моделі фундаментів з кліровим відображення типів жорсткості елементів

Навантаження на ґрунтову основу було модульовано окремими вертикальними завантаженнями (завантаження №1, 2, 3, 4) та двома статичними завантаженнями: вітрове та снігове короточасної дії (завантаження №5, 6). Сумарні найбільш несприятливі навантаження представлені на рис. 4.5.

Суммирование нагрузок

Список узлов: 1-14 17-19 21-23 25 28 29 31-36 38 40 42-45 47-51 53-64 604-848 15138-

Список элементов: 1 6 11 16 21 26 31 36 41 46 51 56 61 62 67 72-77 82 87 88 93 98-101 106-

Выбор загрузки: ☒ Загрузка ☐ РСН № загр. 1

Единицы: м, т

Суммарные нагрузки

	Объемные	Пластины	Стержни	Узлы	Всего
Σ P X	0	0	0	0	0
Σ P Y	0	0	0	0	0
Σ P Z	0	412.071	14.9292	0	427
Σ M X	0	0	0	0	0
Σ M Y	0	0	0	0	0
Σ M Z	0	0	0	0	0

Координаты центров сил

	Cx x	Cx y	Cx z	Px
Cy x				
Cz x	20.87919	Cz y	8.69756	Cz z
			-2.51836	Pz

Определяющий момент

Контрольная точка A

	X	Y	Z
	0	0	0

Момент относительно A

	Mx	My	Mz
	3713.857666	-8915.414063	0

☐ Указать курсором

Вычислить

Рис. 4.5. Сумарні найбільш несприятливі навантаження на фундаменти будівлі

В зв'язку з великим обсягом інформаційних даних результати розрахунку представлені у вигляді ізополів.

Згідно додатку Е, ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти споруд» при розрахунку фундаментів в ПК “SCAD” за деформаціями ґрунтових основ (відповідно до п.7.7.1) були визначені розрахункові значення опору ґрунту R_z (рис. 4.6).

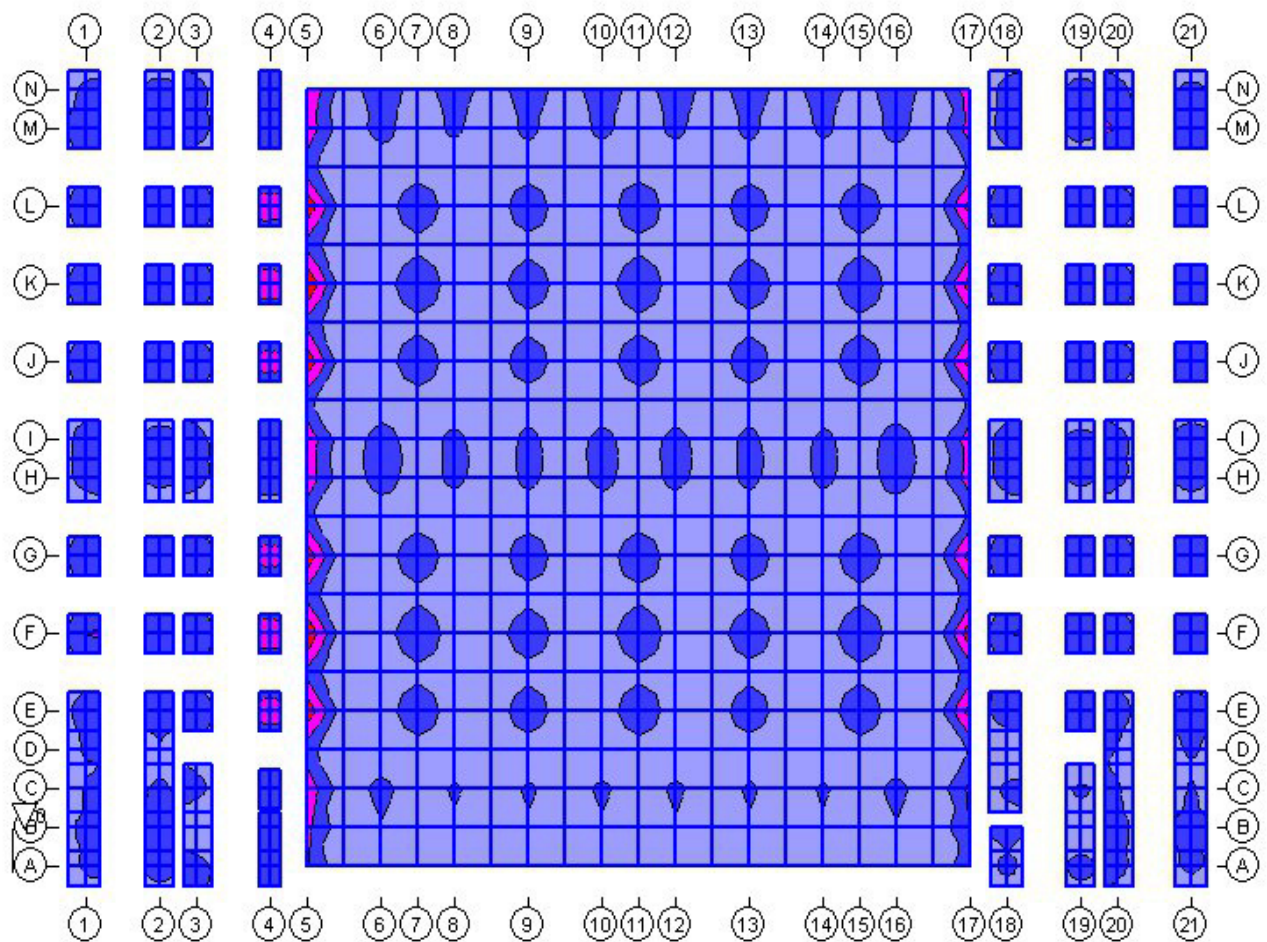


Рис. 4.6. Елюри R_z - розрахункові значення опору ґрунту

Деформована схема фундаментів будівлі при найбільш несприятливої комбінації навантажень (навантаження від власної ваги конструкцій, ваги огорожуючих конструкцій, перегородок, підлог, зворотної ґрунтової засипки, тощо наведена на рис. 4.7).

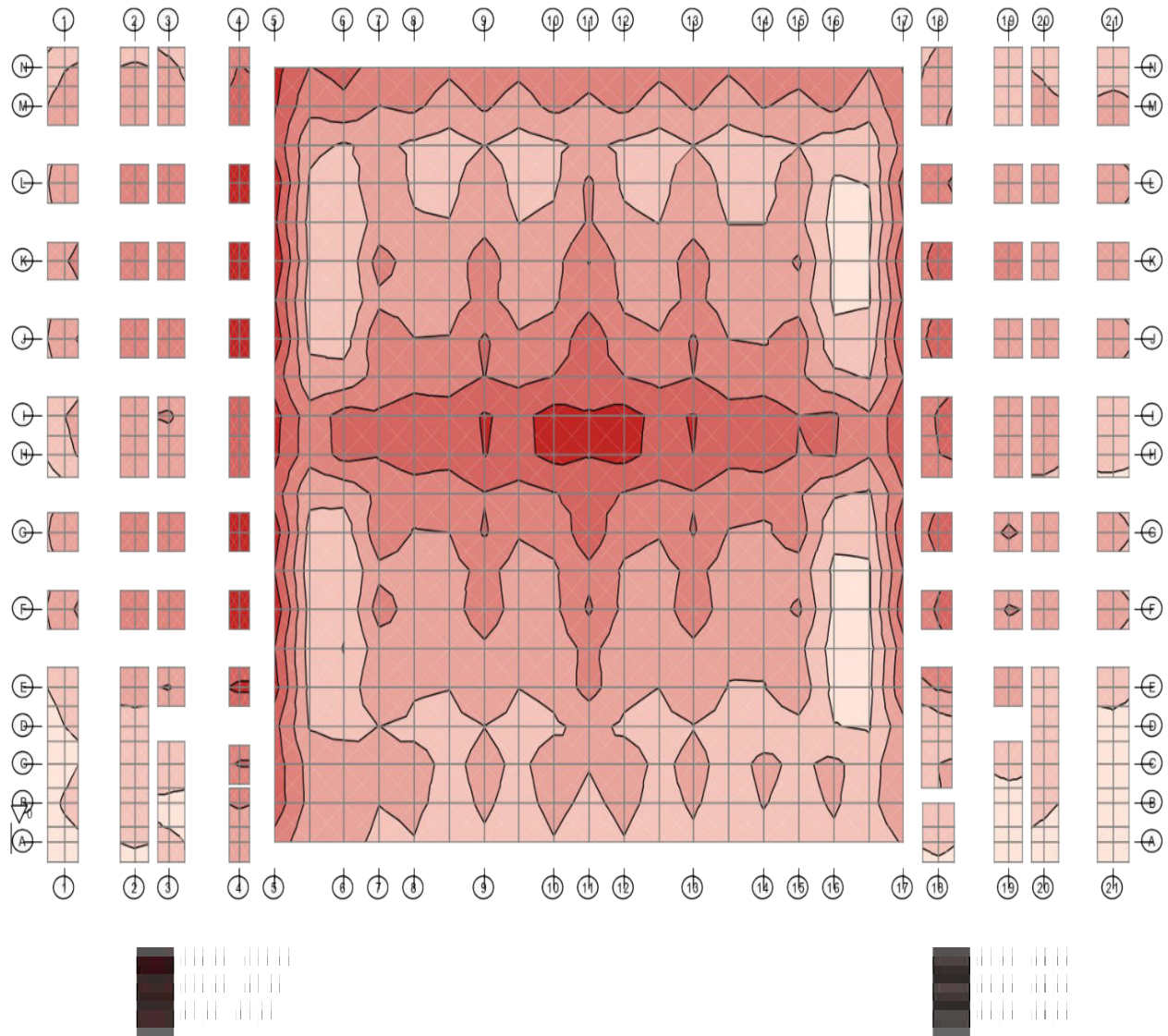


Рис. 4.7. Переміщення вузлів фундаментів (мм) по осі Z основної системи координат від комбінації навантажень

4.3. Визначення глибини закладання фундаментної плити

Глибина закладання (d_p) підшви фундаментної плити визначається з умов:

1. По кліматичним умовам $d_p = (K_h \times d_{fn}) + 0,2$.

де $K_h = 0,55$ - коефіцієнт теплового впливу;

$d_{fn} = 0,9$ м - глибина промерзання ґрунту.

$$d_p = (0,55 \times 0,95) + 0,2 \approx 0,72 \text{ м.}$$

2. З геологічних міркувань мінімальна $d_p = h_1 + h_2 + 0,4$.

$$d_p = 0,5 + 0,5 + 0,4 = 1,4 \text{ м.}$$

3. З конструктивних міркувань $d_p = h_{\text{бл}} + h_{\text{нод}} - h_m$,

де h_m - відмітка верхнього обрізу фундаменту, приймається 0,3 - 0,8 м, залежно

від умов планування будівельного майданчику;

$h_{\text{бл}}$ - висота стін підвалу;

$h_{\text{под}}$ - висота фундаментної плити.

4. За конструктивними вимогами глибина закладання фундаменту повинна бути більш, або дорівнювати глибині, що визначені за першими двома умовами.

З конструктивних та технологічних міркувань приймаємо монолітну залізобетонну плиту фундаменту товщиною 1,5 м, глибиною закладання 2,3 м відносно рівня частот підлоги першого поверху.

4.4. Конструювання монолітної залізобетонної фундаментної плити

Приймаємо монолітну залізобетонну плиту товщиною 1500 мм з важкого бетону класу С25/30. Фундаментну плиту армуємо верхньою та нижньою арматурними сітками з чарунками 200 х 200 мм, арматура Ø32 класу А400С. Під монолітні залізобетонні колони, стіни та діафрагми жорсткості передбачаємо арматурні випуски довжиною не менш 900 мм з додатковим армуванням фундаментної плити – арматурним каркасом КР-1 (рис. 4.8, а). Для закріплення арматурної сітки верхнього ряду передбачаємо встановлення арматурних каркасів КР-2 з кроком 1000 мм (рис. 4.8, б).

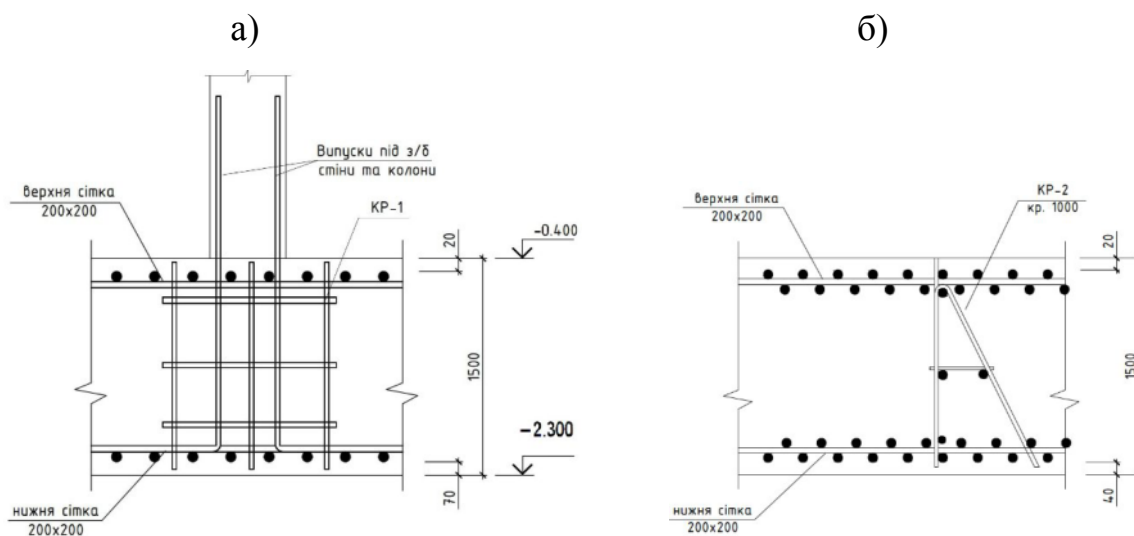


Рис. 4.8. Конструктивне рішення монолітної залізобетонної фундаментної плити: а – арматурні випуски під колони, стіни та діафрагми; б - закріплення арматурної сітки верхнього ряду

4.5. Розрахунок окремо стоячого фундаменту стаканного типу

З конструктивних та технологічних міркувань приймаємо глибину закладання окремо стоячих фундаментів стаканного типу не нижче глибини закладання фундаментної плити з метою запобігання їхнього взаємного впливу. Прийнято, що глибина закладання підшви стаканного фундаменту становить 2,3 м відносно рівня частоті підлоги першого поверху.

Визначення розмірів підшви фундаментів

Попередньо визначаємо потрібну ширину фундаменту:

$$b = \sqrt{\frac{N}{R_0 - d_s \times \gamma_0}} = \sqrt{\frac{260}{300 - 2 \times 20}} \approx 1,0 \text{ м}^2;$$

Перевіряємо достатність визначеної ширини фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N}{R_0 - d_s \times \gamma_0}} = \sqrt{\frac{260}{280 - 2 \times 20}} = 1,1 \text{ м}.$$

Приймаємо найбільше значення ширини фундаменту 1,1 м.

Проводимо перевірку дотримання основної умови:

$$\frac{R_0 - R_1}{R_1} \cdot 100\% = \frac{300 - 290}{290} \cdot 100\% = 4,8\% \leq 5\%.$$

Умова виконується.

З конструктивних міркувань (наявності заглиблених приміщень) остаточно приймаємо габарити підшви фундаменту стаканного типу 950 x 1800 мм, площа підшви становить $A = 1,71 \text{ м}^2$ (рис 4.9).

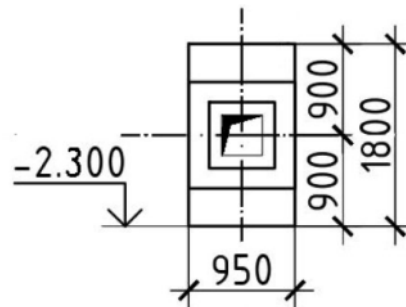


Рис 4.9. Габаритні розміри та прив'язка фундаменту стаканного типу

Відносно розмірів поперечного перерізу збірних колони та умов з'єднання колони з фундаментом призначаємо розміри підколонника. Фундамент приймаємо з однією сходинкою.

Визначення просадки фундаменту

Розрахунок основ за деформаціями в більшості випадків проводиться з урахування сумісної роботи наземних конструкцій. За деформаціями основи розраховують виходячи з умови:

$$S < [S_{ep}].$$

де S – розрахункове значення сумісної деформації ґрунтової основи та будівлі;

$[S_{ep}]$ – граничне допустиме значення сумісності деформації ґрунтової основи та будівлі, в нашому випадку $[S_{ep}] = 10,0$ см.

Просідання ґрунтової основи S визначається по формулі:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}$$

де β – коефіцієнт у нашому випадку дорівнює 0,8;

σ_{zpi} – середнє значення додаткового вертикального напруження в i -тому шарі ґрунту, що дорівнює половини визначених напружень на верхній z_{i-1} та нижній z_i границь шару по вертикальній осі Z , яка проходить через центр підшви проектуємого фундаменту;

h_i і E_i – відповідні товщі та модулі деформацій кожного i -того шару ґрунтової основи;

n – кількість прийнятих шарів ґрунтової основи на які проводиться розрахунок.

Для визначення просідання фундаменту методом пошарового сумування розбиваємо весь масив ґрунту на елементарні розрахункові прошарки з метою побудови графіку просадок (рис. 4.10):

$$h = 0,4 \times b = 0,4 \times 1,1 = 0,44.$$

Напруження на підшві фундаменту:

$$\sigma_{zg.0} = \gamma_1 \cdot h_1 = 1,58 \cdot 9,8 \cdot 0,7 + 1,61 \cdot 9,8 \cdot 1,3 = 31,4 \text{ КПа.}$$

Додатковий тиск на ґрунтову основу:

$$\sigma_{zp.i} = (p - \sigma_{zg.0}) \cdot a = 214,876 - 31,4 \cdot 1,0 = 183,5 \text{ КПа.}$$

Всі розрахунки проводимо у стандартній табличній формі (табл. 4.3).

Таблиця визначення просадки окремо стоячого фундаменту стаканного типу

№ точки	Глибина точки, Z_i , м	$\xi = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zg,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i} = \sigma_{zp,0} \alpha_i$, кПа	$\sigma_{zp,сер} = (\sigma_{zp,i} - \sigma_{zp,i-1})/2$, кПа	h_i , см	E_i , кПа	Осідання шару, S_i , см	$\sigma_{zp} < 0,2\sigma_{zp0}$
0	0,00	0,00	1,00	31,3	183,4	161,1	4,40	27000,00	0,02	6,28
1	0,44	0,80	0,75	38,3	138,7	100,37	4,40	27000,00	0,016	7,67
2	0,88	1,60	0,33	45,2	62,0	47,52	4,40	27000,00	0,008	9,06
3	1,32	2,40	0,18	52,2	33,0	33,02	4,40	27000,00	0,005	10,45
4	1,50	2,72	0,18	59,1	33,0	26,63	1,80	27000,00	0,002	11,84
5	1,94	3,52	0,11	66,6	20,2	17,05	4,40	18000,00	0,004	13,32
6	2,38	4,32	0,07	74,0	13,8	11,94	4,40	18000,00	0,003	14,81

Сумарне осідання:

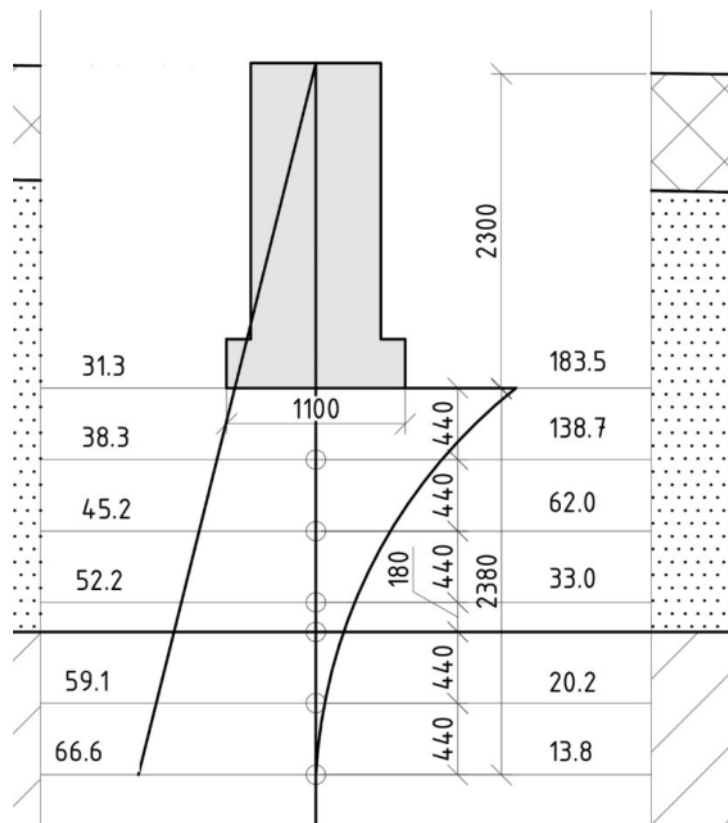
2,038

Рис. 4.10. Осідання фундаменту стаканного типу

Співставляємо гранично припустиме значення просадки фундаменту з розрахунковим $[S_{zp}] = 10,0 \text{ см} > S = 2,038 \text{ см}$. Умова виконується.

4.6. Конструювання монолітної залізобетонної фундаментної плити

Конструювання виконуємо згідно визначених габаритів фундаменту стаканного типу (рис. 4.11).

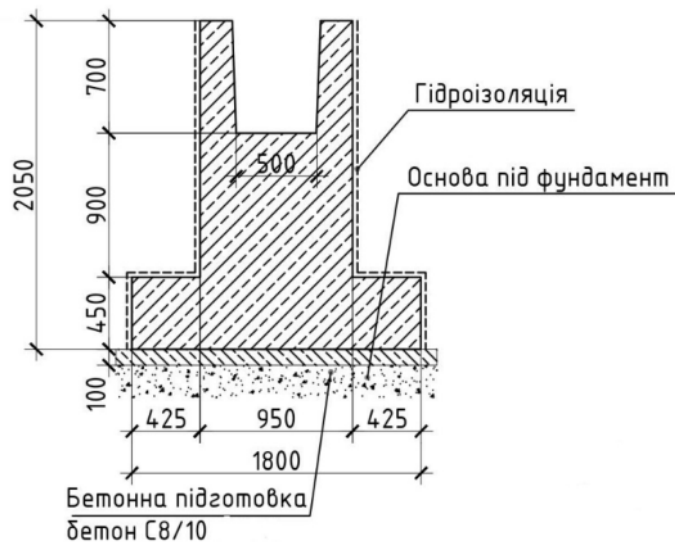


Рис. 4.11. Опалубне креслення фундаменту

Армування фундаменту стаканого типу виконуємо згідно вимог ДБН В.2.1-10-2009, ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 (рис. 4.12).

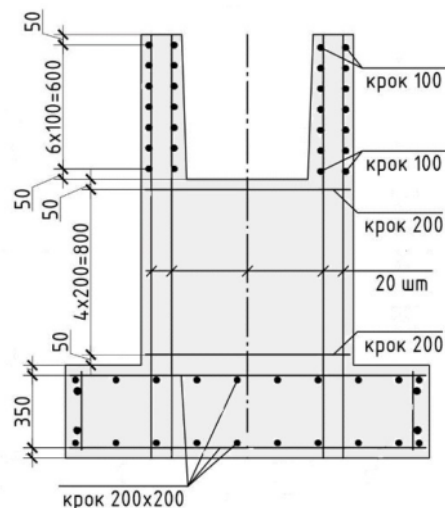


Рис. 4.12. Опалубне креслення фундаменту

5. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА

5.1. Область застосування

Технологічна карта розроблена на виконання земляних робіт по влаштуванню котловану будівлі. Весь комплекс робіт виконується механізованим способом із застосування:

- Екскаватор ЄО-2621А ($V_k=0,25$ куб.м) для розробки рослинного шару;
- Екскаватор ЄО-3323А ($V_k=0,63$ куб.м) для розробки котловану;
- Бульдозер ДЗ-104 ($V_{від}=3,3$ м) планувальні роботи;
- Автосамоскид КАМАЗ 5510 ($V_{куз}=7,2$ куб.м, $Q=10$ т) вивіз ґрунту.

Технологічна карта розроблена для роботи з ґрунтами I - II категорій складності.

Весь комплекс робіт виконується в одну зміну.

5.2. Земляні роботи

До початку земляних робіт необхідно:

- ~ відповідно до проектних рішень провести підготовчі роботи;
- ~ провести геодезичні роботи по розбивки і закріпленню на будівельному майданчику розбивочних координатних осей;
- ~ позначити на місцевості підземні комунікації які зазначені у проекті, в разі необхідності перенести або виконати їхній захист;
- ~ при виявленні комунікацій, не зазначених у проекті, земляні роботи припинити до вирішення питання їхнього перенесення;
- ~ рослинний шар ґрунту до початку розробки котловану повинен бути знятий та переміщений у відвал з метою його використання по завершенню БМР при рекультивації території.
- ~ провести роботи з планування будівельного майданчика;
- ~ при плануванні території необхідно дотримуватись проектним відміткам та ухилам, зниження проектних рівнів не допускається;
- ~ влаштувати тимчасові під'їзди та дороги.

При здачі земляних робіт пред'являється така документація:

- ~ відомості постійних реперів та акти геодезичної розбивки споруд;
- ~ робочі креслення з документами, які обґрунтовують прийняті зміни, журнали робіт;
- ~ акти огляду прихованих робіт.

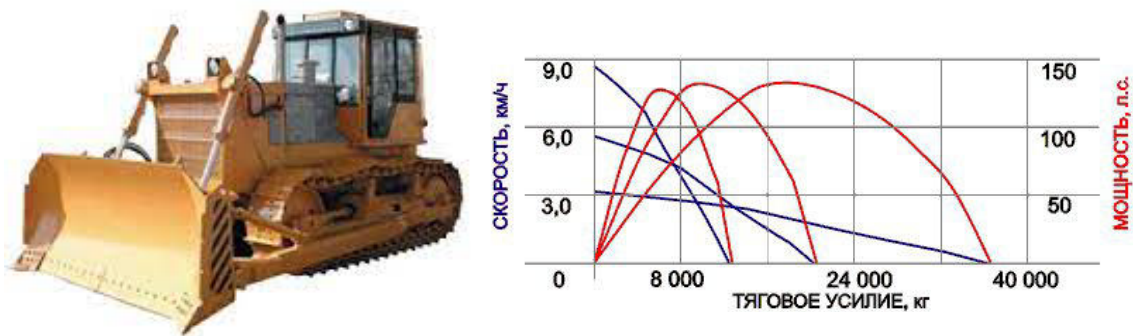
5.3. Підбір засобів механізації для розробки котловану

Для механізації основних і допоміжних процесів всього комплексу земляних робіт та розробки котловану підбираємо відповідні машини та механізми.

До допоміжних процесів відносяться роботи пов'язані із зрізанням рослинного шару ґрунту та транспортуванням його до спеціально відведеного місця складування для подальшого використання.

До основних процесів відносяться роботи пов'язані з розробкою ґрунту під котлован об'єкта.

Зрізання рослинного шару та його транспортування на відстань 70 м виконується з допомогою бульдозера ДЗ-104 (рис. 5.1).



Технічні характеристики бульдозера ДЗ-104

№ п.п.	Характеристика	Показник
1	Маса	13000 кг
2	Потужність	121 кВт (або 170 к.с.)
3	Довжина (загальна)	5,2 м
4	Довжина відвалу	3,2 м

Рис. 5.1. Загальний вигляд та технічні характеристики
бульдозера ДЗ-104

Для виконання земляних робіт та влаштування заїзду в котлован використовується екскаватор-бульдозер ЕО-2621А. Універсальна колісна машина, з поворотним гідравлічним відвалом, призначена для виконання широкого спектра земляних робіт на ґрунтах І та ІІ категорії (рис. 5.2).

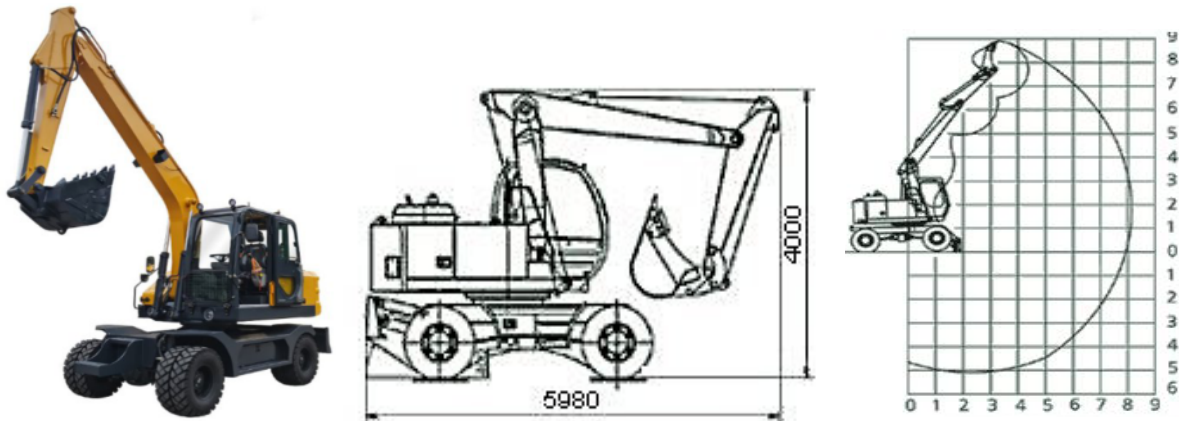


Рис. 5.2. Загальний вигляд

№ п.п.	Характеристика	Показник
1	Ємність ковша	0,25 м³
2	Найбільший радіус копання, R	4,7 м
3	Максимальна висота копання	4,6 м
4	Найбільша висота вивантаження	3,3 м

та технічні характеристики екскаватора-бульдозера ЕО-2621А

Для розробки основного масиву ґрунту в котловані приймаємо екскаватор з прямою лопатою та гідравлічним приводом марки ЕО-3323А с об’ємом ковша $V_k = 0,63$ куб.м (рис. 5.3).



Технічні характеристики екскаватора ЕО-3323А

№ п.п.	Характеристика	Показник
1	Експлуатаційна маса з обладнанням та ковшем ємністю 0,63 м ³	14000 кг
2	Пряма лопата/Ємність ковша	0,63/1,2 м ³
3	Найбільший радіус копання	6,78 м
4	Найбільша висота копання/вивантаження	7,66/4,2 м

Рис. 5.3. Загальний вигляд та технічні характеристики екскаватора ЄО-3323А

Вивіз розробленого ґрунту на відстань до 5,0 км здійснюється самоскидом КамАЗ-5510. Самоскид КамАЗ-5510 з суцільнометалевою вантажною платформою має можливість перекидання на три сторони (рис. 5.4).



Технічні характеристики самоскида КамАЗ-5510

№ п.п.	Характеристика	Показник
1	Габаритні розміри: - довжина - ширина	6,7 м 2,32 м
2	Корисний об'єм кузова	10,12 куб.м
3	Вантажопідйомність	10,0 т
4	Кут перекидання кузова	60 градусів

Рис. 5.4. Загальний вигляд самоскида КамАЗ-5510 із суцільнометалевою вантажною платформою

5.4. Визначення категорії складності ґрунту для розробки його механізованим способом

Визначаємо категорію складності розробки ґрунту механізованим способом в залежності від підібраних засобів механізації (табл. 5.1).

Таблиця 5.1

№ п.п.	Найменування робіт	Розробка ґрунту механізмом	
		Екскаватор	Бульдозер
1	2	3	4
1	Планування території будмайданчику	I категорія	I категорія
2	Зрізання рослинного шару	II категорія	II категорія
3	Транспортування зрізаного шару	-	I категорія
4	Влаштування заїзду в котлован	II категорія	II категорія
5	Розробка ґрунту в котловані	II категорія	-
6	Доробка дна котловану	-	I категорія

5.5. Визначення крутизни укосів розробляемого котловану

Точність розбивочних робіт по виносу котловану в натуру повинна відповідати вимогам ДБН В.1.3-2:2010 та ДБН В.2.1-10:2018. Риття котлованів з укосами без кріплення, вище рівня ґрунтових вод (враховуючи капілярне підняття води), в ґрунтах штучно осушених, допускається при співвідношенні глибини виїмки до крутизни укосу (табл. 5.2).

Таблиця 5.2

Нормативні співвідношення глибини виїмки до крутизни укосу

№ п.п.	Класифікація ґрунтів	Укосів котловану (при глибині > м)		
		1,5	3	5
1	2	3	4	5
1	Піщані і гравійні	1:0,5	1:1	1:1
2	Супісок	1:0,25	1:0,67	1:0,85
3	Суглинок	1:0	1:0,5	1:0,75
4	Глина	1:0	1:0,25	1:0,5
5	Лесовидні	1:0	1:0,5	1:0,5

5.6. Визначення обсягів виконання робіт механізованим способом

Обсяг виконання всього комплексу земляних робіт та влаштування котловану під фундаменти проектуємої будівлі (табл. 5.3).

Таблиця 5.3

Обсяг виконання земляних робіт та влаштування котловану

№ п.п.	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	Машини та механізми
1	2	3	4	5
1	Зрізання рослинного шару ґрунту I категорії бульдозером	1000 м ²	5,2	ДЗ - 104
2	Розробка рослинного шару ґрунту I категорії екскаватором $V_k=0,25$ куб.м.	100 м ³	1,8	ЭО- 2621А КамАЗ-5510
3	Транспортування розробленого рослинного шару ґрунту I категорії бульдозером	100 м ³	2,5	ДЗ -104
4	Розробка ґрунту II категорії з відвантаженням в транспортний засіб - влаштування заїзду в котлован	100 м ³	0,603	ЭО- 2621А КамАЗ-5510
5	Розробка ґрунту II категорії в котловані екскаватором з $V_k=0,63$ куб.м з відвантаженням в транспортний засіб	100 м ³	20,8	ЭО-3323А КамАЗ-5510
6	Зачистка дна котловану ґрунту I категорії бульдозером з транспортуванням на відстань до 70 м	100 м ³	3,3	ДЗ - 104
7	Доробка ґрунту I категорії екскаватором з $V_k=0,63$ куб.м з відвантаженням в транспортний засіб	100 м ³	3,3	ЭО-3323А КамАЗ-5510
8	Планування дна котловану бульдозером	100 м ²	0,95	ДЗ-104

5.7. Розробка графіку виконання робіт

Згідно підібраних засобів механізації для розробки котловану, визначених обсягів всього комплексу робіт розробляємо графік виконання робіт (табл. 5.4).

5.8. Контроль якості виконання робіт

Контроль якості виконання робіт виконується щоденно відповідальними особами генерального підрядника (виконроб, майстер), представниками технічного нагляду замовника. Карта контролю якості виконання робіт (табл. 5.5)

Таблиця 5.5

Карта контролю якості виконання робіт з розробки котловану

Найменування процесів	Предмет контролю	Інструмент та спосіб контролю	Відповідальний за контроль	Періодичність контролю	Технічні критерії оцінки якості
Підготовчі роботи	Винос осей, визначення контурів котловану	теодоліт рулетка	Прораб	До початку робіт	
Зрізання рослинного шару	Висота зрізаного шару ґрунту	рулетка	Прораб	Під час виконання робіт	Висота шару $h = 20$ см
Механізована розробка ґрунту	Вертикальні відмітки дна котловану з урах. недобору, розміри котловану в плані, в плані по низу і по верху крутизни відкосів	Теодоліт або відвіс	Прораб	Після розробки ґрунту	Відповідність проектним відміткам та розмірам в плані
Зачистка дна котловану	Вертикальні відм. дна котловану, рівність і горизонтальність дна котловану	Візуально, нівелір, рейка	Прораб, геодезист	Після планування дна котловану	Відповідність проектним відміткам та розмірам в плані

Нормативні допуски та відхилення при розробки котловану

№ п/п	Вид робіт, параметри, що контролюються	Допустимі відхилення від проекту (+/-)
	Підготовка основи земляного полотна	
1	Товщина підстиляючого шару, %	10
2	Зниження щільності природної основи, %	4
	Зведення насипів і розробка виїмок	
3	Щільність, %	4
4	Відмітки повздовжнього профілю, мм.	50
5	Відстань від бровки до осі земляного полотна	10 (5)
6	Крутизна відкосів, %	10

5.9. Проектні заходи з техніки безпеки при розробки котловану

До початку виконання робіт в місцях розташування діючих підземних комунікацій повинні бути розроблені та погоджені з організаціями, які експлуатують ці комунікації, заходи щодо безпечних умов праці.

Місця розташування підземних комунікацій на місцевості повинні бути позначені відповідними знаками або написами.

Виконання земляних робіт у зоні діючих підземних комунікацій слід здійснювати під безпосереднім наглядом виконроба або майстра, а в охоронній зоні кабелів, що перебувають під напругою, ще й під надглядом представників електро- або газового господарства.

Забороняється проведення робіт по розробки котловану без узгодженого і затвердженого в установленому порядку ПВР (проекту виконання робіт).

Всі землерийні машини необхідно обладнати звуковою сигналізацією.

Шлях руху, ділянка забою екскаватора повинні бути сплановані та позначені контрольними знаками.

Для виконання робіт з риття котловану необхідно встановлювати драбини шириною не менше 0,6 м для спуску працівників в котлован.

Під час роботи екскаватора забороняється:

- знаходитись робочим під ковшем або стрілою;
- виконувати інші роботи з боку забою екскаватора;
- знаходитись стороннім особам у радіусі дії екскаватора.

Завантаження відібраного ґрунту екскаватором на автосамоскид виконувати строго з боку заднього або бокового борту автомобіля.

Під час завантаження ґрунту на автосамоскид забороняється працівникам знаходитися між автосамоскидом та екскаватором.

Автосамоскиди повинні бути забезпечені спеціальними упорами для підтримки кузова в необхідних випадках у піднятому положенні.

Рух автосамоскидів з піднятим кузовом заборонено.

Котлован, що розробляється і там де відбувається рух людей або транспорту, повинен бути огорожений. На огорожі необхідно встановити попереджувальні знаки або написи, а в нічний час сигнальне освітлення.

При розробці ґрунту екскаваторами робочим забороняється знаходитися під ковшем або стрілою і працювати з боку забою.

Межі описаних зон поблизу рухомих частин і робочих органів машин визначаються відстанню в межах 3 метрів та огорожуються відповідними знаками.

При виявленні вибухонебезпечних матеріалів, земляні роботи в цих місцях слід негайно припинити до отримання дозволу відповідних органів.

Розробляти ґрунт в котловані «підкоп» не допускається.

Валуни, великі камені, або масивне відшарування ґрунту, виявлені під час роботи екскаватором повинні бути видалені безпечним способом.

6. РОЗДІЛ ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

6.1. Загальні положення

Розділ «Організація будівництва» по зведенню будівлі лабораторного корпусу інституту молекулярної біології і генетики НАН України розроблений на основі і відповідає вимогам чинних нормативних документів:

- ДБН В.1.3-2:2010 «Геодезичні роботи в будівництві»;
- ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва»;
- ДБН Г.1-4-95 «Правила перевезення, складування та зберігання матеріалів, виробів, конструкцій і устаткування в будівництві»;
- НАПБ А.01.001-2004 «Правила пожежної безпеки в Україні»;
- ППБ05-86 «Правила пожежної безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт»;
- «Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт» (до ДБН А.3.1-5-96 «Організація будівельного виробництва»);
- ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

При розробки проекту організації будівництва (ПОБ) визначено:

Нормативна тривалість будівництва, а також підготовчого періоду за нормами ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» складає 17 місяців.

При визначені методів виконання робіт прийняті положення:

1. Весь комплекс будівельно-монтажних робіт поділено на два етапи підготовчий період і основний період будівництва:
 - підготовчий період будівництва передбачає виконання всіх робіт пов'язаних із підготовкою майданчика будівництва для забезпечення розвитку основного періоду будівництва;
 - основний період будівництва передбачає виконання робіт «нульового циклу», зведення надземної частини і благоустрій території забудови.
2. При виконанні всього комплексу робіт застосовується комплексна механізація та засоби малої механізації згідно прийнятої технології виробництва.

6.2. Технологічні розрахунки

Відповідно до робочих креслень визначаємо номенклатуру та обсяг виконання всього комплексу робіт (табл. 6.1).

Таблиця 6.1

Технологічні розрахунки

Найменування робіт	Обсяг робіт		Трудоємність люд-год		Потрібні машини		Тривалість робіт, днів	Кількість змін	Чисельність працюючих в змін
	Одиниця виміру	Кількість	Нормативна	Планова	Найменування	Трудоємність			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
А. Підземна частина									
1. Механізована розробка ґрунту	1000м³	10,813	15	156	Ескаватор	1006	32	1	4
2. Розробка ґрунту вручну	100м³	0,757	1602	1212			19	1	8
3. Улаштування бетонної підготовки	100м³	1,374	196	269	Пневмотрамб	35	9	1	4
4. Улаштування стрічкових фундаментів залізобетонних	100м³	21,122	522	11026		2206	35	1	8
5. Зворотня механізована заправка ґрунту	1000м³	0,451			Бульдоз	3	1	1	1
6. Зворотня ручна заправка ґрунту	100м³	0,315	151	48			3	1	2
7. Ущільнення ґрунту зворотньої заправки	1000м³	0,482			Пневмотрамб	16	2	1	1
Разом				12711		3266			
Б. Надземна частина									
Каркас будівлі									
8. Цегляна кладка зовнішніх стін у 2 цеглини	100м³	3,495	752	2628		461	41	1	8
9. Цегляна кладка внутрішніх стін у 2 цеглини	100м³	4,399	692	3044		580	47	1	8
10. Влаштування збірного з/б перекриття	100м³	29,04	1169	33939		2327	265	2	8
Разом	100м³	11,212		39611		3368			
Стіни і перегородки									
11. Цегляна кладка перегородок у 1/2 цеглини	100м²	2,88	192	551		39	9	1	8
Улаштування покрівлі									
12. Улаштування гідроізоляції	100м²	16,5	92,82	1647	Підйомник	78	43	1	10
13. Улаштування утеплювачу з мін.вати	100м²	16,5	63,67	1051		31			
14. Улаштування похилоутворюючої стяжки	100м²	16,5	0,14	2,31		2			
15. Влаштування наплавлення руберойду	100м²	16,5	41,55	686		61			
Разом				3386,3		172			
Заповнення прорізів									
16. Заповнення дверних прорізів	100м²	10,14	160	1623		293	25	1	8
16. Заповнення віконних прорізів	100м²	12,96	258	3344		2014	52	1	8
Разом	100м²	23,10		4967		2307			
Підлоги									
17. Цементно-піщана стяжка на з/б плиті	100м²	112,5	56,25	6328,1	Автобетоно-змішувач	669	50	2	8
18. Улаштування гідроізоляції мастикової	100м²	112,5	38,39	4318,8		407	34	2	8
Разом				10647,0		1076			

19. Вирівнювання бетонних поверхонь стін	100м ²	23	61,05	1404,1	Автобетоно-змішувач	9,1	18	1	10
20. Вирівнювання бетонних поверхонь стель	100м ²	112,5	74,25	8353,1		53,7	21	1	10
Разом	100м ²	135,5		9757,2		62,8			
Зовнішнє опорядження									
21. Утеплення мінеральною ватою по цегляним та монолітним ділянкам	100м ²	6,852	231,13	1583,7	Підйомник Автобетоно-змішувач	11,19	20	1	10
22. Штукатурення зовнішніх стін	100м ²	6,852	193,05	1322,7		64,5	33	1	10
Інші роботи									
27. Різні невраховані роботи	%	15	-	12680		1555		1	1...15
28. Благоустрій території	%	6	-	5072		622	32	1	20
29. Здача об'єкта в експлуатацію	%	1	-	846		104	21	1	5
Разом				18598		2281			
Спеціальні роботи									
30. Слабострумні роботи	1000м ³	30,65	25,23	773,3		309,4	32	1	3
31. Опалення і вентиляція	1000м ³	30,65	90,85	2784,5		464,1	70	1	5
32. Водопровід горячої і холодної води	1000м ³	30,65	40,38	1237,5		162,2	31	1	5
33. Каналізація	1000м ³	30,65	25,23	773,5		309,4	20	1	5
33. Електромережні роботи	1000м ³	30,65	68,78	2108,1		324,3	88	1	3
Разом				7677		1570			
Всього по об'єкту в т.ч. заг.-буд. роботи				110812		14218			

6.3. Підбір монтажного крану

Для виконання всього комплексу будівельно-монтажних робіт підбираємо мобільний пневмоколісний кран по технічним характеристикам. До основних монтажних характеристик крана відноситься:

1. Максимальна монтажна вага конструктивного елемента при максимальному вильоті стріли крана (т), визначають:

$$Q_m = Q_e + q_{п};$$

де Q_e – максимальна вага конструктивного елемента;

$q_{пр}$ – максимальна вага монтажного пристосування.

За проектом максимальна вага най віддаленого конструктивного елемента становить 6,2 т – з/б балка покриття, вага траверси – 0,18 т. Максимально необхідна вантажопідйомність становить 6,38 тон.

6.4. Підбір технологічно-монтажного крану

Для виконання вантажо-розвантажувальних операцій та будівельно-монтажних робіт по технічними показникам підбираємо пневмоколісний стріловий кран. Потрібні технічні характеристики крана:

Q_m - максимальна вантажопідйомність при максимальному виліті стріли;

H_m - максимально потрібна висота підйому гака відносно нульової позначки;

L_n –максимально потрібний виліт стріли.

Максимальна вага конструкції бадді з бетоном – 3,7 т.

Максимальна вага строп – 0,5 т.

$Q_m = 3,7 + 0,5 = 4,2$ тон – максимальна вага при максимальному виліті стріли.

Максимальна висота конструкції що монтується – 10,405 м.

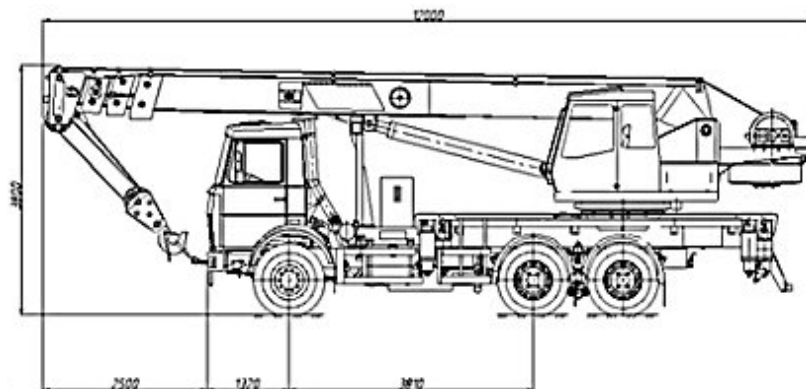
Максимальна довжина строп – 1,7 м.

Максимальна відстань між конструкцією та монтажним горизонтом – 1,0 м.

$H_m = 10,405 + 1,7 + 1,0 \approx 14,2$ м – максимально необхідна висота підйому гака.

Максимально необхідний виліт стріли L_n визначаємо по показникам вантажопідйомності крану та виліту стріли (рис. 6.2).

По технічним показникам кранів, виходячи з доцільності використання і враховуючу наявну базу механізації генпідрядника приймаємо пневмоколісний стріловий кран з гуськом 9,0 м, марки КС-55713, «Галичанин» (рис. 6.2).



- | | |
|---|-----------------|
| 1. Максимальна вантажопідйомність..... | 25/30 т |
| 2. Довжина стріли | 30,7 м |
| 3. Швидкість підйому гака..... | 5,5...16,8 м/хв |
| 4. Вантажопідйомність, т та висота підйому, м | |

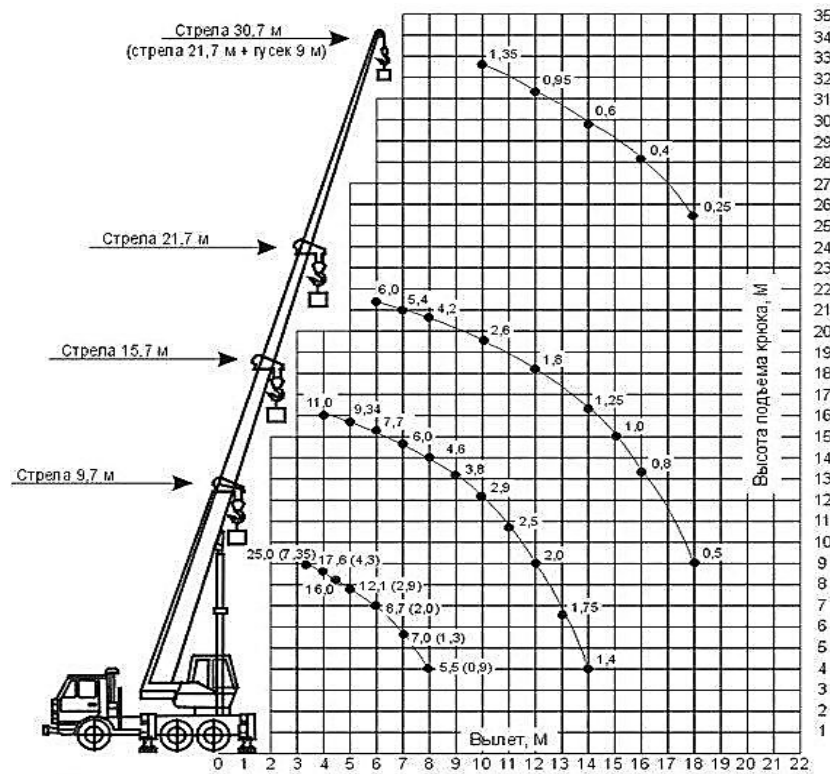


Рис. 6.2. Технічні характеристики стрілового крану КС-55713-5 «Галичанин»

6.5. Геодезичне забезпечення будівництва

Геодезичні роботи - це невід'ємна частка технологічного процесу будівництва, яка виконується по єдиному графіку, пов'язаному зі строками виконання загальнобудівельних, будівельних, монтажних і спеціальних робіт.

Геодезичне забезпечення будівництва виконується згідно вимог ДБН В.1.3-2:2010 «Геодезичні роботи в будівництві». До складу геодезичних робіт входять:

- створення геодезичної розбивочної основи для будівництва;
- проведення геодезичних розбивочних робіт в процесі зведення об'єкта;
- геодезичний контроль точності виконання будівельних робіт;

Для визначення положення об'єкту будівництва в плані належить створити:

- винести червоні лінії та визначаючи положення об'єкта на місцевості;
- створити будівельну сітку із повздовжніми та поперечними осями будинку;

Геодезичну основу для визначення будівництва по висоті належить створювати у вигляді зачинених полігонів чи окремих нівелірних ходів так, щоб

позначки були отриманні не менш, як від двох реперів геодезичної сітки державного чи місцевого значення.

Точність побудови геодезичної розбивочної основи приймається, відносно допустимих середніх квадратичних похибок кутових, лінійних та висотних вимірів, приведених у додатках ДБН В.1.3 -2 :2010 (по класу точності 2-0 та 3-0 для будівель та споруд).

Точність геодезичних робіт в процесі будівництва залежить від поверховості об'єкта (ДБН В.1.3 -2 :2010 (по класу точності 2-Р, 3-Р, 4-Р, для будівель).

Для перенесення проектних параметрів будівлі в натуру, виконання детальних розбивочних робіт і виконавчих зйомок на будівельному майданчику створюється зовнішня розбивочна мережа – закріплені точки на місцевості (основні, головні і проміжні).

Кожна основна і проміжна розбивочна ось закріплюється двома осьовими знаками - по одному знаку з кожної сторони будівлі.

Головні розбивочні осі закріплюються чотирма знаками - по два знаки з кожної сторони будівлі.

Осьові знаки показуються на відстані 15-30 м від контуру будівлі.

Геодезичний контроль точності геометричних параметрів будівель є основною частиною виробничого контролю якості. Геодезичний контроль включає визначення дійсного планового і висотного положення і положення відносно вертикалі елементів, конструкцій і частин будівель.

Методи геодезичного контролю точності геометричних параметрів будівель (споруд) повинні передбачатися на різних стадіях виробничого контролю якості будівельно-монтажних робіт, тобто при вхідному, операційному і приймальному контролях. Методи геодезичного контролю точності геометричних параметрів елементів, конструкцій і частин будівлі обираються при розробці проекту виконання геодезичних робіт (ПВГР).

Геодезичні роботи, які виконуються в підготовчий і основний періоди будівництва, включаються у відомість обсягів робіт. Вартість цих робіт, які

виконуються в підготовчий і основний періоди будівництва, включається в кошторисну вартість.

Створення висотної геодезичної мережі проекту'ємого об'єкта відносно державної висотної геодезичної мережі ГУГК №7024. Абсолютна відмітка ГУГК №7024 перенесена, прив'язана та закріплена до відносної проектної відмітки будівлі ± 0.000 геодезичним базисом з відповідними позначками: Рп№1 (101,753); Рп№2 (101,724); Рп№3 (101,653); Рп№4 (101,677); Рп№5 (101,686); Рп№6 (101,780); Рп№7 (101,465); Рп№8 (101,675). Схему переносу та закріплення геодезичного базису будівлі (рис. 6.3).

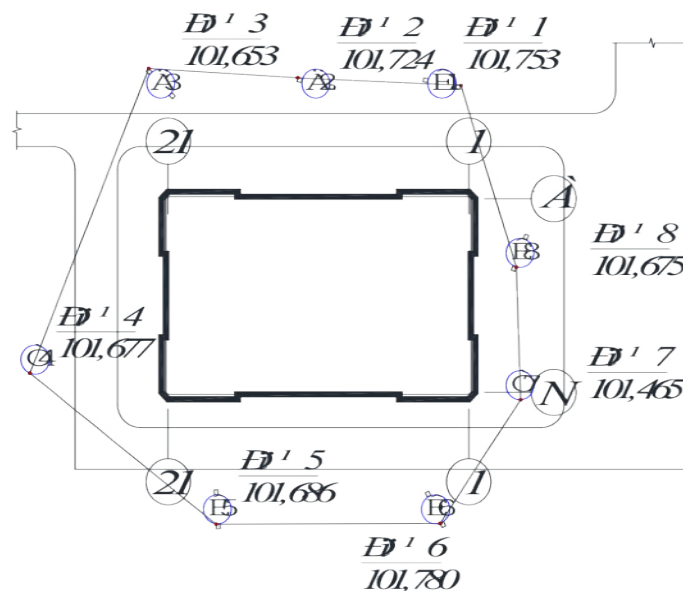


Рис. 6.3. Схема переносу, прив'язки та закріплення абсолютної позначки ГУГК №7024 до відносної проектної відмітки будівлі ± 0.000 геодезичним базисом Рп№1 - Рп№2 - Рп№3 - Рп№4 - Рп№5 - Рп№6 - Рп№7 - Рп№8, де: Рп№1...Рп№8 – номери геодезичного базису.

6.6. Проектування календарного план-графіку

Для візуалізації розвитку виробничих процесів у часі та просторі починаючи від підготовчого періоду до введення об'єкта в експлуатацію в календарних днях, будуємо календарний план-графік виконання робіт. Зазначений графік складається згідно номенклатурі, визначеному обсягу, труд'ємкості та технологічної послідовності виконання певних комплексів робіт з умов завершення будівництва в нормативний термін.

Календарний план графічно визначає початок і закінчення певної технологічної операцій, або циклів робіт і відображає технологічну послідовність їх виконання.

Для побудови план-графіку приймаємо послідовний метод виконання робіт враховуючі рівномірний розподіл робітників при виконанні технологічної послідовності та ритмічного процесу виробництва.

На основі календарного план-графіку складається графік руху робочої сили, роботи машин та механізмів, а також графік поставки матеріалів. Основні техніко-економічні показники зведення об'єкта наведені табл. 6.2, креслення календарного план-графіку лист 10.

Таблиця 6.2

Техніко-економічні показники по календарному план-графіку

№ п.п.	Найменування	Один. виміру	Показники	
			по нормі	прийняті
1	2	3	4	5
1	Тривалість будівництва	місяців	17	17
2	Коефіцієнт тривалості будівництва	-	1,0	1,0
2	Мінімальна чисельність робітників	люд.	4	4
3	Максимальна чисельність робітників	люд.	45	44
4	Трудоємкість робіт	люд/змін	14 000	13 850
5	Питома трудоємкість	$\frac{\text{ЛЮД/ЗМІН}}{\text{М}^3}$	0,5	0,495

6.7. Розрахунок потреби будівництва в ТБ і С

Потреби будівництва в тимчасових будівлях та спорудах (ТБ і С) визначаються від загальної кількості працівників одночасно працюючих на будівельному майданчику. Загальну кількість працівників одночасно працюючих на об'єкті приймаємо по календарному план-графіку.

Для визначення необхідної площі адміністративних та санітарно-побутових приміщень використовуються укрупнені нормативні показники, які наведені в «Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт», частина 1, табл. 5.

Санітарно-побутові приміщення розміщують поблизу входів на будівельний майданчик, не ближче ніж 50,0 м від будівництва з невітряного боку. Титульний список ТБ і С (табл. 6.3), розміщення на генеральному плані будівництва (креслення лист 9).

Таблиця 6.3

Титульний список ТБ і С

№ п.п.	Найменування	Кількість, шт	Габарити, м	Примітка
1	Диспетчерська	1	9 x 2,7	вагончик
2	Виконробська	2	9 x 2,7	вагончик
3	Куток ОП і ТБ	1	9 x 2,7	вагончик
4	Приміщення сушки одягу	1	9 x 2,7	вагончик
5	Побутові вагончики	5	9 x 2,7	вагончик-пересувний
6	Медичний пункт	1	9 x 2,7	вагончик
7	Туалети Чол., Жин.	2	2,8 x 2,4	контейнер
8	Душові Чол., Жин.	2	4,0 x 3,0	контейнер
9	Навіс для матеріалів	1	15,0 x 9,0	збірно-розбірний
10	Закритий склад	1	4,0 x 5,0	збірно-розбірний
11	Відкритий склад	1	20,0 x 84,0	збірно-розбірний
12	Трансформаторна підстанція СКТП-560	1	3,4 x 2,22	уніфікована

6.8. Проектування будівельного генерального плану

Будівельний генеральний план розроблено на весь період будівництва і невід'ємною частиною проекту організації будівництва (ПОБ) та проекту виконання робіт (ПВР).

Основою для проектуванні будівельного-генерального плану є:

- план із закріпленими межами ділянки забудови;
- топографічна зйомка ділянки забудови з позначенням рельєфу (горизонталей);
- місця проходження існуючих інженерних мереж та комунікацій;

- точки підключення до існуючих міських мереж тимчасових інженерних комунікацій згідно технічним умовам;
- позначення червоних ліній та існуючої геодезичної мережі.

Проектом будівельного генерального плану передбачено:

- закріплення кордонів території, виділеної під будівництво;
- підготовчі роботи по території будівельного майданчику;
- огороження території будівельного майданчика з влаштуванням в'їзних - виїзних воріт;
- розпланування території та організація заходів з водовідведення дощових вод;
- підключення згідно ТУ тимчасових інженерних мереж до існуючих міських мереж енергозабезпечення;
- влаштування тимчасових під'їзних доріг та проїздів, майданчиків складування для матеріалів і конструкцій;
- облаштування території тимчасовим освітленням (прожекторів на щоглах);
- облаштування побутового містечка (встановлення інвентарних вагончиків);
- встановлення щитів з первинними засобами пожежогасіння;

Для забезпечення безпечного використання автотранспортних засобів передбачено:

- при в'їзді-виїзді на будівельний майданчик встановлюються попереджаючі знаки «В'їзд», «Виїзд», «План будівельного майданчику», «Схема руху автотранспорту», «Швидкість руху обмежена....» та інше;
- розвантажувальні майданчиків розвантаження транспортних засобів сплановані з ухилом не більше 1:1,15, а їхні покриття та габаритні розміри передбачені відповідно до чинних нормативів;
- під'їдні шляхи спроектовані таким чином, щоб відстань між автомобільним засобом та штабелем становила не менш 1,5 м.

6.9. Заходи з пожежної безпеки будівельного майданчику

Основними чинниками виникнення пожеж на будівельному майданчику є порушення вимог електробезпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Електробезпека на будівельному майданчику, ділянках, захватках та робочих місцях повинна відповідати вимогам ДСТУ Б А.3.2-13:2011 «Будівництво. Електробезпека. Загальні вимоги».

Всі працівники, повинні бути навчені безпечним прийомам припинення дії електричного струму та надання першої медичної допомоги при електротравмах.

Всі роботи пов'язані з електроустаткуванням, повинні виконуватися навченим електротехнічним персоналом, що має відповідну кваліфікацію.

Будь-які будівельно-монтажні роботи з використанням електричних мереж та електроустановок, повинні виконуватись після повного забезпечення безпечного виконання робіт.

При виконанні будівельних робіт керуватися правилами пожежної безпеки України. Згідно додатку №3 п.8.4.9 «Правила пожежної безпеки в Україні» на будівельному майданчику, на весь період будівництва, в необхідній кількості повинні бути забезпечені первинні засобами пожежогасіння.

На будівельному майданчику повинні бути встановлені пожежні пости відкритого типу з комплектацією (рис. 6.1).

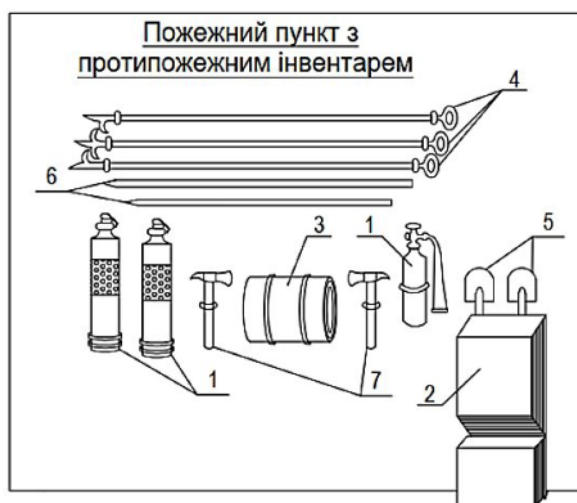


Рис. 6.1. Пожежний пост: вогнегасники ВП-9 – 2 шт., ящик з піском ємністю 1,0 куб.м – 1 шт., покривало з негорючого теплоізоляційного матеріалу або повсті розміром 2 м × 2 м – 1шт., гаки – 2 шт., лопати – 2 шт., ломи – 2 шт., сокири – 2 шт.

Будівельно-монтажні роботи на будівельному майданчику повинні вестись відповідно до затвердженого проекту виконання робіт (ПВР).

В разі виникнення пожежі необхідно забезпечити безперешкодний доступ спеціалізованим пожежним підрозділам.

Після прибуття спеціалізованого пожежного підрозділу технічний персонал з будівництва зобов'язаний брати участь у консультуванні його у гасінні пожежі.

В місцях можливого виникнення вибухонебезпечного або шкідливого газу (котловани, траншеї, ємності, колодязі тощо, необхідно виконувати вимоги ДБН А.3.2-2-2009. «Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві. Основні положення».

7. ЕКОНОМІКА БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

7.1. Розрахунок вартості залізобетонних виробів

Кожна з категорій залізобетонних виробів (ЗБВ) включає в себе багато підкатегорій, які, в свою чергу, містять велику кількість індивідуальних і збірних виробів. Для того, щоб купити ЗБВ, перейдіть в потрібну категорію даного розділу, і знайдіть потрібний товар.

Ціна залізобетонних виробів залежить від складності конструкції, а також, від методу і способу виробництва. Наприклад, фундаментний блок ФБС 24-4-6 вагою 1,3 т коштує значно дешевше плити перекриття ПК 35-12-8 тієї ж ваги. Така різниця в ціні визначається багатьма виробничими факторами, одним з головних є складність виробничого процесу і вартість обладнання, на якому виробляють даний вид ЗБВ.

Для розрахунку вартості залізобетонних виробів (ЗБВ) необхідно скласти кошторис, який включає вартість бетону, арматури, опалубки та трудові витрати.

Спочатку обчислюється об'єм бетону за формулою $V=L \times W \times H$, потім визначається потреба в арматурі та інших матеріалів. Крім того, враховується вартість матеріалів, ціна робіт, включаючи вартість приготування розчину, монтаж опалубки, армування та заливка бетону.

Складання кошторису на залізобетонні вироби включає деталізацію всіх витрат: вартість матеріалів, робіт, транспортних послуг, оренди обладнання та інших супутніх витрат. Для цього створюють локальні (на окремий вид робіт) та об'єктні (на весь об'єкт) кошториси, де вказують види робіт, одиниці виміру, обсяги, ціну та підсумкову суму.

7.2. Етапи складання кошторису на ЗБВ

1. Визначення обсягів робіт та специфікацій:

- збір та аналіз проектної документації для визначення обсягу залізобетонних виробів, які будуть замовлятися;
- врахування технічних характеристик та вимог до продукції.

2. Розрахунок вартості окремих компонентів:

- матеріали (розрахунок вартості цементу, арматури, заповнювачів та інших матеріалів);
- робота (вартість виготовлення виробів, яка включає оплату праці робітників);
- транспортні витрати (розрахунок вартості доставки виробів на об'єкт);
- оренда обладнання (вартість оренди необхідного обладнання для виробництва та доставки).

3. Оформлення кошторису:

- створення таблиці, де вказуються назва робіт або матеріалу, одиниці виміру, обсяг, одинична вартість та підсумкова сума;
- підготовка локальних кошторисів для кожного виду робіт або ділянки, а потім їх узагальнення в одному об'єктному кошторисі;
- затвердження кошторису, який може бути як приблизним, так і «твердим» (фіксованим) за умовами договору.

8. РОЗДІЛ 3 ОХОРОНИ ПРАЦІ ТА ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ

Техніка безпеки при монтажі залізобетонних конструкцій

Техніка безпеки при монтажі залізобетонних конструкцій передбачає використання засобів індивідуального захисту (ЗІЗ), дотримання правил роботи на висоті, перевірку справності обладнання, дотримання правил безпеки під час переміщення та монтажу конструкцій, а також належне впорядкування робочого місця після завершення робіт.

8.1. Загальні положення

Інструкція з охорони праці (далі - інструкція) розроблена згідно з вимогами Закону України "Про охорону праці" і встановлює правила виконання робіт і поведінки працівника на будівельному майданчику, у виробничих приміщеннях та на робочому місці відповідно до державних, міжгалузевих і галузевих нормативних актів про охорону праці.

Дія інструкції поширюється на всі підрозділи підприємства.

Відповідно до статті 18 Закону України "Про охорону праці" працівник зобов'язаний "знати і виконувати вимоги нормативних актів про охорону праці, правила поводження з машинами, механізмами, устаткуванням та іншими засобами виробництва, користуватися засобами колективного та індивідуального захисту, проходити у встановленому порядку попередні та періодичні медичні огляди.

Інструкція є обов'язковим документом для виконання монтажників бетонних та залізобетонних конструкцій при зведенні будинків.

Монтажні роботи (проектне установлення і кріплення залізобетонних виробів і конструкцій заводського виготовлення) слід виконувати відповідно до організаційно-технологічних рішень з техніки безпеки, передбачених у проекті провадження робіт.

До виконання монтажних робіт допускаються робітники не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, навчання за типовими програмами і склали іспити та пройшли відповідні інструктажі з охорони праці.

До роботи із стропування конструкцій допускаються робітники, які атестовані і мають посвідчення на право ведення стропильних робіт.

Монтажники повинні бути забезпечені наступними засобами індивідуального захисту:

1. Костюм бавовняний - термін носіння 10 міс.
2. Рукавиці з вінілін шкіри - термін носіння 2 міс.
3. Напівчоботи шкіряні - термін носіння 12 міс.

На зовнішній роботах узимку додатково:

4. Куртка бавовняна на прокладці, що утеплює, - термін носіння 36 міс.
5. Штани бавовняні на прокладці, що утеплює, - термін носіння 36 міс.
6. Валянки - термін носіння 48 міс.

Монтажники зобов'язані:

- виконувати правила внутрішнього трудового розпорядку;
- не допускати сторонніх осіб на своє робоче місце;
- працювати тільки справним інструментом і пристосуваннями;
- палити в спеціально відведених місцях;
- додержуватися технологічної дисципліни;

Будівельний майданчик, ділянки робіт, робочі місця, проїзди і проходи до них у темний час доби повинні бути освітлені згідно з нормами. Освітленість повинна бути рівномірною, без сліпучої дії освітлювальних приладів на працюючих. Провадження робіт у неосвітлених місцях не допускається.

У місцях проходів через виїмки і траншеї повинні бути встановлені містки завширшки не менше із поруччям заввишки.

Складування матеріалів, конструкцій і устаткування повинно здійснюватися відповідно до вимог проектів провадження робіт.

Проїзди, проходи і робочі місця необхідно очищати, не захаращувати, а розташовані поза будинками посипати піском чи шлаком у зимовий час.

Проходи з ухилом більше 20° повинні бути обладнані трапами чи драбинами з огороженнями.

В залежності від виду, обсягу і прийнятої технології монтажних робіт робоча ланка (бригада) монтажників повинна бути забезпечена монтажним

оснащенням і передбаченими в ППР вантажопідйомними машинами і механізмами.

Монтажники повинні:

- дотримуватися протипожежного режиму і вміти застосовувати первинні засоби пожежогасіння;
- у випадку виявлення несправності устаткування, пристосувань сповістити бригадира чи майстра (виконроба) або іншого працівника, відповідального за провадження даного виду робіт;
- знати і застосовувати прийоми і методи з надання першої допомоги потерпілим від нещасного випадку.

Про кожен нещасний випадок на об'єкті потерпілий чи очевидець повинен негайно сповістити майстра або іншого безпосереднього керівника робіт, який зобов'язаний:

- повідомити керівнику організації про нещасний випадок;
- зберегти до розслідування обстановку на робочому місці і стан устаткування такими, які вони були в момент події (якщо це не загрожує життю і здоров'ю оточуючих і не призведе до аварії).

В усіх випадках про загоряння чи пожежі необхідно негайно повідомити по телефону "01" у пожежну охорону і вжити заходів до гасіння пожежі наявними засобами.

8.2. Вимоги безпеки перед початком роботи

Перед початком роботи монтажнику необхідно:

- одягти спецодяг, перевірити його справність і відсутність дефектів;
- одягти запобіжний пояс. Він не повинен мати руйнувань, деформацій чи розриву вузлів і елементів, установлюваних зовнішнім оглядом. Запобіжний пояс, що не має тавра з датою періодичного випробування, до експлуатації не допускається. Запобіжний пояс повинен проходити випробування через кожні 6 місяців статичним навантаженням тривалістю 5 хв.;

- одержати від майстра (виконроба) інструктаж про безпечні методи і прийоми праці, послідовність виконання виробничого завдання. Ознайомитися з проектом провадження робіт;

- оглянути робоче місце, перевірити і розмістити інструмент, устаткування, пристосування і оснащення для тимчасового кріплення конструкцій, передбачити вільні проходи (відповідно до технологічної карти).

Ручний інструмент повинен відповідати наступним вимогам:

- молотки і кувалди повинні мати поверхню бойка трохи випуклу та гладку, не збиту, без задирок, вибоїв, ум'ятин, тріщин і повинні бути щільно закріплені м'яким сталевим клином на дерев'яній ручці;

- ручки молотків і кувалд повинні бути виготовлені з твердих і в'язких порід сухого дерева і насаджені під прямим кутом стосовно осі бойка;

- ручки молотків і кувалд повинні бути прямими, овального перетину, з незначним стовщенням до вільного кінця. Поверхня ручки повинна бути гладкою, рівно зачищеною, без тріщин, задирок і сучків;

- ударні інструменти (шлямбури, зубила тощо) не повинні мати скошених чи збитих потилиць із задирками, ум'ятин, вибоїв, тріщин. Довжина інструмента повинна бути не менше;

- струбцини складальні, застосовувані для скріплення двох-трьох деталей під зварювання, повинні бути рівними без вибоїв і тріщин.

До початку виконання робіт нульового циклу необхідно перевірити:

- стан укосів. Проведення робіт у котлованах з укосами, що зволожені, дозволяється тільки після ретельного огляду керівником робіт (майстром, виконробом) стану ґрунту укосів і обвалення нестійкого ґрунту;

- міцність кріплення стінок траншей і котлованів;

- наявність інвентарних трапів і переносних драбин для спуску (підйому) у котлован.

Стропування вантажів слід виконувати інвентарними стропами відповідно до розроблених схем стропування. Вантажні гаки вантажозахватних засобів повинні бути оснащені запобіжними замикаючими пристроями, що запобігають мимовільному випадінню вантажу.

Робочі місця і проходи до них на висоті і більше та відстані менше від границі перепаду по висоті повинні бути огорожені тимчасовими огороженнями відповідно до вимог ДСТ 12.4.059-89.

При неможливості влаштування огорожень роботи на висоті необхідно виконувати з використанням запобіжних поясів і страхувальних канатів.

Місця кріплення запобіжних поясів під час виконання робіт повинні бути вказані виконробом чи майстром.

Усі прорізи і технологічні отвори в робочій зоні повинні бути огорожені тимчасовими огороженнями чи закриті суцільним міцним настилом.

Границі небезпечних зон, у межах яких можливе виникнення небезпеки в зв'язку з падінням предметів, повинні встановлюватися згідно з табл. 1.

На будівельному об'єкті повинні бути розміщені знаки безпеки відповідно до ДСТ 12.4.026-76 для привертання уваги працюючих до безпосередньої небезпеки і попередження про можливу небезпеку.

До початку проведення монтажних робіт в умовах діючого підприємства експлуатовані електромережі і інші діючі інженерні системи в зоні робіт повинні бути відключені.

8.3. Вимоги безпеки під час виконання роботи

Монтажник зобов'язаний виконувати тільки ту роботу, по якій проінструктований і допущений майстром чи виконробом.

Спуск у траншеї і котловани повинен здійснюватися по трапах, які мають бути твердими і мати кріплення, що виключають можливість їх зсуву. При довжині трапів більше під ними повинні встановлюватися проміжні опори. Ширина трапів повинна бути не менше.

На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт.

Способи стропування елементів конструкцій і устаткування повинні забезпечувати їх подачу до місця встановлення в положенні, близькому до проектного.

Забороняється піднімання збірних залізобетонних конструкцій, які не мають монтажних петель чи міток, що забезпечують їх правильне стропування і монтаж.

Очищення підлягаючих монтажу елементів конструкцій від бруду і полою слід проводити до їх підйому.

Начіпні монтажні площадки, драбини і інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, слід встановлювати і закріплювати на конструкціях, що монтуються, до їх монтажу.

Під час переміщення вантажу монтажник зобов'язаний до підйому вантажу звернути особливу увагу на те, щоб ніщо не перешкоджало його підйому, дати сигнал, підняти вантаж на 20- і переконатися, що області стропи натягнуті рівномірно, а вантаж застроповано надійно. Потім підняти вантаж на висоту, що забезпечує переміщення вантажу не менше, ніж на 0,5 м над предметами, що знаходяться на його шляху, і не менше - по горизонталі, дати сигнал на переміщення вантажу. Поданий елемент за командою монтажника повинен бути опущений над місцем встановлення не більше, ніж на , а потім монтажник повинен підійти, навести і встановити його на місце.

Елементи конструкцій, що монтуються, під час переміщення при необхідності повинні утримуватися від розгойдування й обертання гнучкими відтягненням.

Під час монтажу для переходу з однієї конструкції на іншу повинні застосовуватися інвентарні драбини, перехідні містки і трапи, що мають огороження.

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінюваність.

Розстропування елементів конструкцій, встановлених у проектне положення, слід виконувати після постійного чи тимчасового надійного їх закріплення. Переміщати встановлені елементи конструкцій після їх розстропування, не допускається.

9. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

«ВИЗНАЧЕННЯ ЙМОВІРНОГО РИЗИКУ РУЙНУВАННЯ НА ОСНОВІ СПІВСТАВЛЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КАРКАСУ БУДІВЛІ ВІД ВАРІАЦІЙ ТЕХНОЛОГІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ»

9.1. Вступ

Одним з головних завдань при проектуванні, зведені та подальшої експлуатації будівельних об'єктів є забезпечення надійності з гарантованою безаварійністю та безпечністю.

При цьому під надійністю будівельного об'єкта розуміється властивість виконувати задані проектні функції протягом встановленого терміну експлуатації.

Основною властивістю, що визначає надійність будівельних конструкцій будинків, є безвідмовність їхньої роботи - здатність зберігати задані проектні функції протягом всього терміну експлуатації. Але, і підчас гарантованої безпечності при експлуатації об'єкта виникають різного роду відмови будівельних конструкцій. Найнебезпечніші раптові відмови (аварійне руйнування). Вони, як правило, супроводжуються миттєвим обваленням конструкцій. Основними причинами раптових відмов є грубі помилки допущені при розробці проекту, у процесі будівництва та експлуатації, що викликає певний ризик руйнування об'єкта. Уникнути раптових відмов можливо шляхом їхнього прогнозування та ліквідації допущених помилок.

Мірою надійності будівельного об'єкта є його ймовірність не руйнування (частота ймовірного руйнування в рік). На практиці надійність спорудження побічно може бути оцінена у вигляді коефіцієнта запасу міцності об'єкта, категорією його технічного стану або умовною надійністю (безвідмовністю роботи).

З багаторічного досвіду будівництва та експлуатації визначено основні причини аварійного руйнування будівельних об'єктів:

- недоробка норм проектування – 6,0%;
- невдале проектне рішення – 25,0%;
- не якісне виготовлення і монтаж конструкцій – 29,0%;

- недоліки експлуатації – 10,0%;
- збіг несприятливих факторів – 2,0%.

За статистичними даними фактична ймовірність аварій у рік складає:

- для будинків - $1,4 \times 10^{-4}$;
- для інженерних споруд $1,5 \times 10^{-5}$.

Причому ймовірність аварійного руйнування будівельних об'єктів, викликаних несприятливим розподіленням міцності конструкцій та навантаженнями, складає найбільшу частку і становить 2×10^{-6} .

Аналізуючи дані про аварійні руйнування, слід відзначити, що аварії так чи інакше пов'язані з порушенням нормативних вимог і правил.

9.2. Шкала експертних оцінок ймовірності аварії об'єктів будівництва

Дотримання чинних будівельних норм і правил гарантує забезпечення проектного рівня надійності споруджень (ймовірність аварії цих споруджень не перевищує $2,4 \times 10^{-6}$).

Враховуючи складний характер будівельних ризиків (більшість з них неможливо описати з допомогою суворо детермінованих причинно-наслідкових зв'язків), основним джерелом для виявлення (ідентифікації) будівельних ризиків являються переліки ризиків на об'єктах-аналогах, або їх виявлення при проведенні технічного обстеження, моніторингу, експертної оцінки, авторського спостереження, контролю та інше.

Узагальнені статистичні данні вказують на найбільш конкретні причини аварійного руйнування будівельних об'єктів:

- втрата несучої здатності вузлів з'єднань від дефектів та відхилень від проектних рішень;
- перевищення розрахункових навантажень на будівельні конструкції;
- низька міцність конструктивних систем та окремих конструктивних елементів;
- просадка фундаментів викликана зниженням несучої здатності ґрунтів;

- незабезпечення вимог розподілення навантажень в місцях спирання несучих конструкцій;
- низка якість будівельно-монтажних робіт.

Взагалі розподіл аварій за основними причинами виникнення розподіляються з причин:

1. Порушення правил технічної експлуатації будівель та споруд – 33,0%.
2. Втрата несучої здатності вузловими монтажними з'єднаннями внаслідок допущених дефектів та відхилень від проектних рішень – 25,0%.
3. Перевищення розрахункових навантажень на конструкції при будівництві, реконструкції та виконанні ремонтних робіт – 12,0%.
4. Низька міцність конструкційних систем та окремих конструкцій – 12,0%.
5. Просадки фундаментів, викликані зниженням несучої спроможності ґрунтової основи та її зміщення – 9,0%.
6. Застосування помилкового проектного рішення – 3,0%.
7. Незабезпечення нормативних вимог розподілень навантаження в місцях спирання несучих конструкцій – 3,0%.

На статистичних даних розподілу аварій прийнята шкала оцінок надійності від ймовірності аварії (табл. 9.1).

Таблиця 9.1

Шкала оцінок надійності від ймовірності аварій при експертних оцінках

Умовна надійність b	Ймовірність аварій у рік	Шкала оцінки надійності
0,999	10^{-6}	Гарна
0,8	10^{-5}	Задовільна
0,6	10^{-4}	Незадовільна
0,4	10^{-3}	Неприпустима

9.3. Мета, цілі та задачі наукового дослідження

З метою запобігання аварійного руйнування проектованої будівлі проводимо наукове дослідження з чисельного моделювання ймовірного ризику руйнування залізобетонного каркасу будівлі на основі співставлення

напружено- деформованого стану каркасу від різноманітних варіацій технологічних навантажень.

Ціль наукового дослідження полягає в визначені ймовірності руйнування каркасу будівлі від різноманітних найбільш несприятливих варіацій ефекту завантажень будівлі.

Постановка задач дослідження:

- розробити не менш семи моделей можливих найбільш несприятливих комбінацій навантажень на каркас будівлі;
- в ПК SCAD визначити напружено-деформований стан каркасу будівлі від кожної комбінації таких навантажень;
- по результатам розрахунків виконати порівняльний аналіз вимушених переміщень та напружень конструктивних елементів каркасу будівлі;
- відносно прийнятих проектних рішень надати експертну оцінку ймовірності руйнування каркасу будівлі від несприятливого збігу можливих навантажень.

Мета роботи – запобігти аварійному руйнуванню залізобетонного каркасу проектованої будівлі від найбільш несприятливих сполучень і комбінації технологічних навантажень.

Об'єкт дослідження – проектована каркасна будівля інституту молекулярної біології і генетики НАН України в м. Києві.

Предмет дослідження – аналіз ймовірного ризику руйнування залізобетонного каркасу будівлі від різноманітних варіацій технологічних навантажень.

Методи дослідження – моделювання та чисельні дослідження напружено-деформованого стану залізобетонного каркасу з умов різноманітних технологічних навантажень.

Результати робіт – експертна оцінка ймовірного ризику руйнування залізобетонного каркасу будівлі.

9.4. Визначення ймовірності ризику аварії на основі аналізу варіацій напружено-деформованого стану каркасу проектованого об'єкта

При проведенні дослідження ризику аварії була використана інтегрована система аналізу конструкцій ПК «SCAD», яка орієнтована на вирішення

широкого класу задач і аналізу поведінки конструкцій при різноманітних навантаженнях та впливах.

9.4.1. Опис скінчено-елементної моделі каркасу проектного об'єкта

Каркас будинку вирішений у збірно-монолітному варіанті з кріпляться ригелі. Просторова стійкість будинку забезпечується системою шарнірних стержнів, що моделюються плитами перекриття. Для забезпечення просторової жорсткості будівлі передбачено залізобетонні діафрагми жорсткості. Стінові панелі, а також цегляні заповнення враховуються тільки як додаткові навантаження на колони каркасу.

При побудові конструктивної моделі каркасу проектного будівлі було прийнято, що всі конструктивні елементи складаються із ідеалізованого матеріалу із зберіганням основних фізико-механічних властивостей. Конструктивна модель будівлі (рис. 9.1).

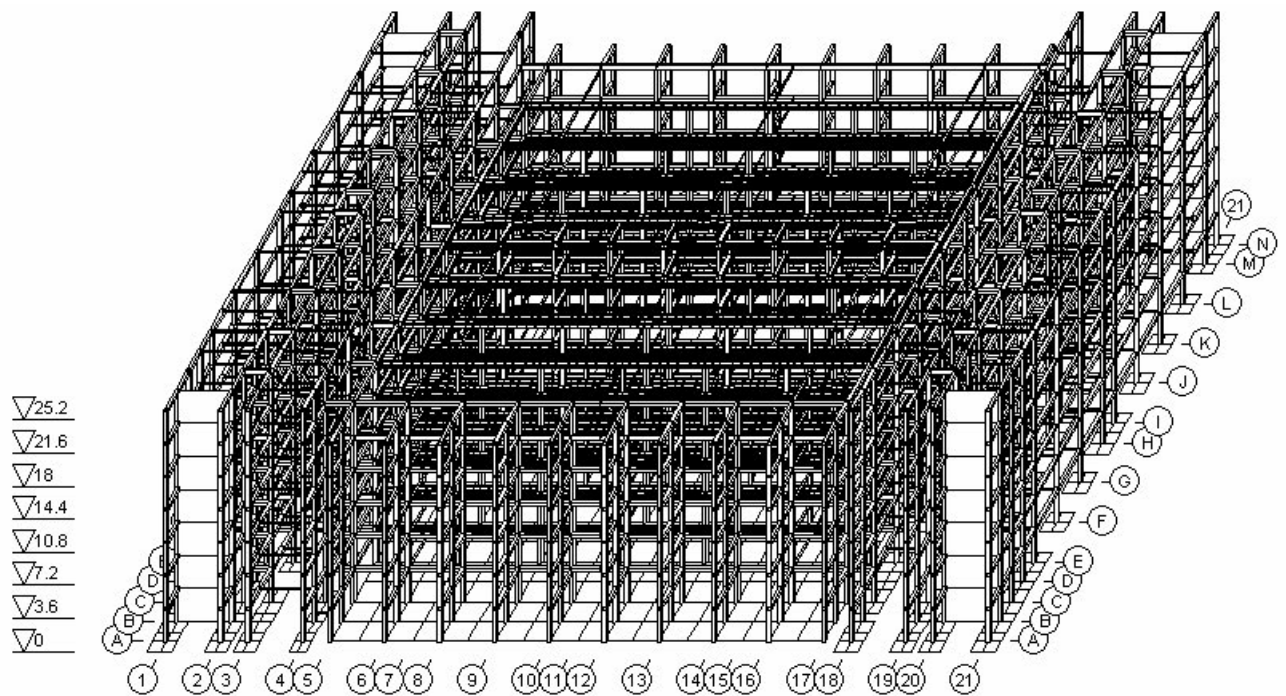


Рис. 9.1. Конструктивна модель каркасу проектного будівлі

Для побудови розрахункової моделі колони та ригелі моделювалися елементами просторового стержня (СЕ типу 5). Колони спираються на фундаменти на пружній основі. Плити перекриття моделюються елементами

(СЕ типу 4). Загальна скінчено - елементна модель містить 2285 вузла та 2206 скінченних елемента (рис. 9.2.).

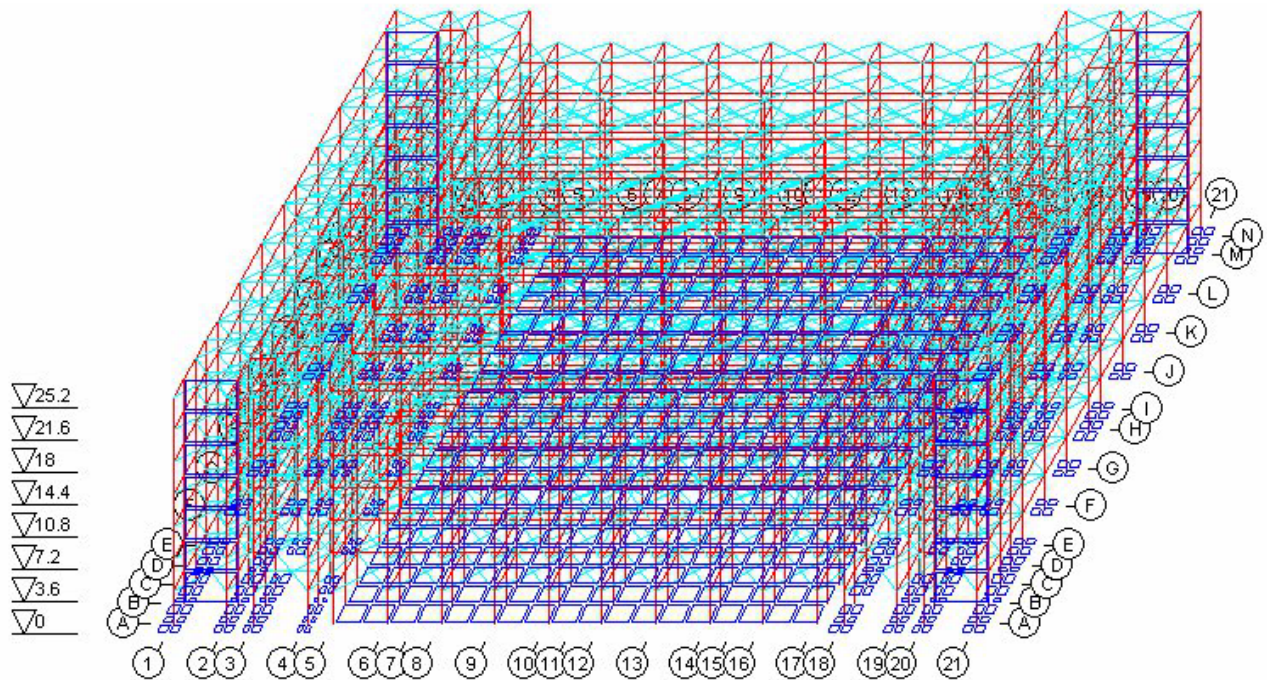


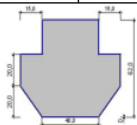
Рис. 9.2. Загальний вид скінчено-елементної моделі каркасу проектованої будівлі (кольорове відображено типи жорсткості конструктивних елементів)

9.4.2. Фізико-механічні властивості матеріалів конструкцій

Основним матеріалом залізобетонних конструкцій будівлі є бетон класу С25/30, модуль пружності $E = 3.06 \cdot 10^6$ т/м³, коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,2$, щільність бетону $\rho = 2,5$ т/м³. Геометричні характеристики перерізів основних конструкцій (табл. 9.2).

Таблица 9.2

Геометричні характеристики перерізів основних конструкцій каркасу будівлі

Тип жорсткості	характеристики перерізів основних конструкцій каркасу							
	b (см)	h (см)	EF (т)	EI _y (т.м ²)	EI _z (т.м ²)	GKR (т.м ²)	GF _y (т)	GF _z (т)
1	40	40	489600	6528	6528	4387	163200	163200
6	60	40	734400	9792	22032	9574	244800	244800
2			1034280	27694	30200	10677	344760	344760

9.4.3. Дія навантажень їх сполучень та комбінації

Навантаження на каркас проектованої будівлі визначались згідно норм розрахунку та проектування з умов їх найбільш несприятливих сполучень та комбінацій. Всі навантаження на розрахункову схему каркасу задаються у вигляді наступних окремих завантажень:

- власна вага будівельних конструкцій;
- корисні навантаження;
- тимчасові вітрові навантаження;
- тимчасові снігові навантаження;
- тимчасові технологічні навантаження.

Постійні навантаження.

Завантаження 1

Описує постійне навантаження від власної ваги конструкцій каркасу будівлі. Моделюється у вигляді місцевих розподілених та зосереджених сил та моментів, що діють у напрямку осі Z. Власна вага в розрахунковій схемі розраховується як добуток площі поперечного перерізу стержнів на об'ємну вагу матеріалу (рис. 9.3).

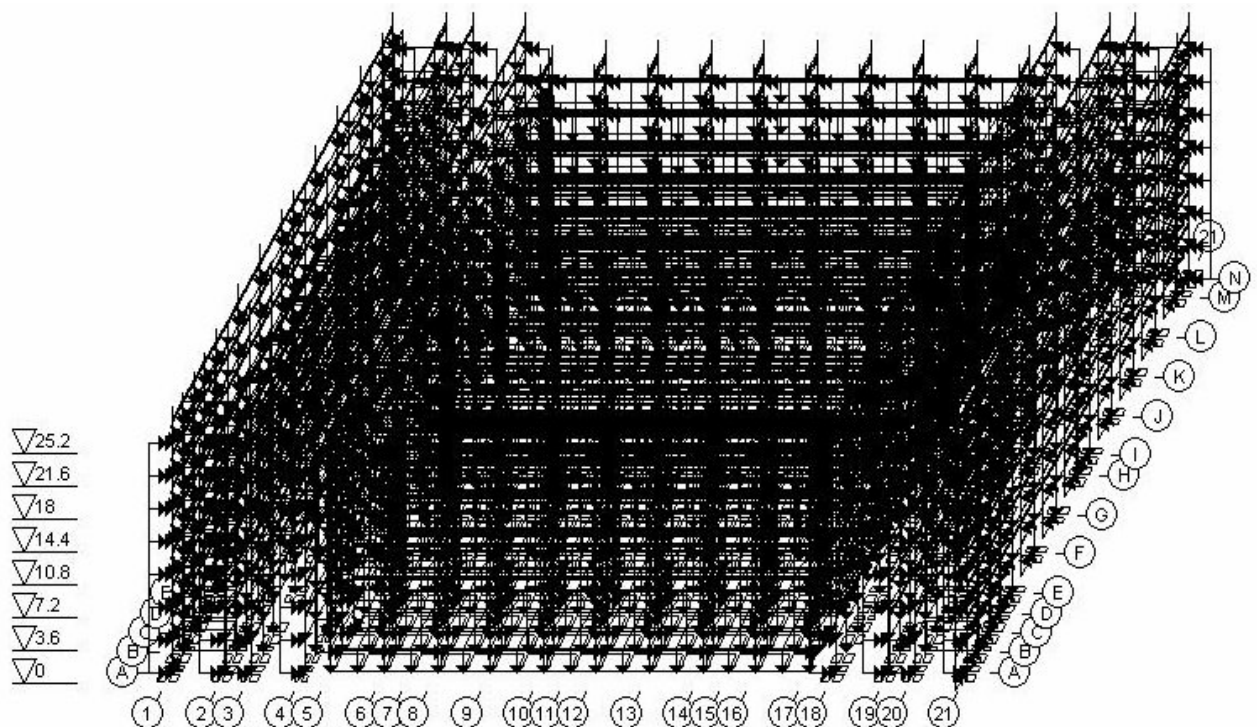


Рис. 9.3. Схема дії постійних навантажень на каркас будівлі (власна вага конструкцій)

Тимчасові нормативні навантаження

Завантаження 2

Прийняті тимчасові нормативні значення рівномірно розподілених навантажень на ригелі та плити перекриття для виробничих складських приміщень. Схема тимчасових навантажень на перекриття від обладнання, людей, складських матеріалів та виробів (рис. 9.4).

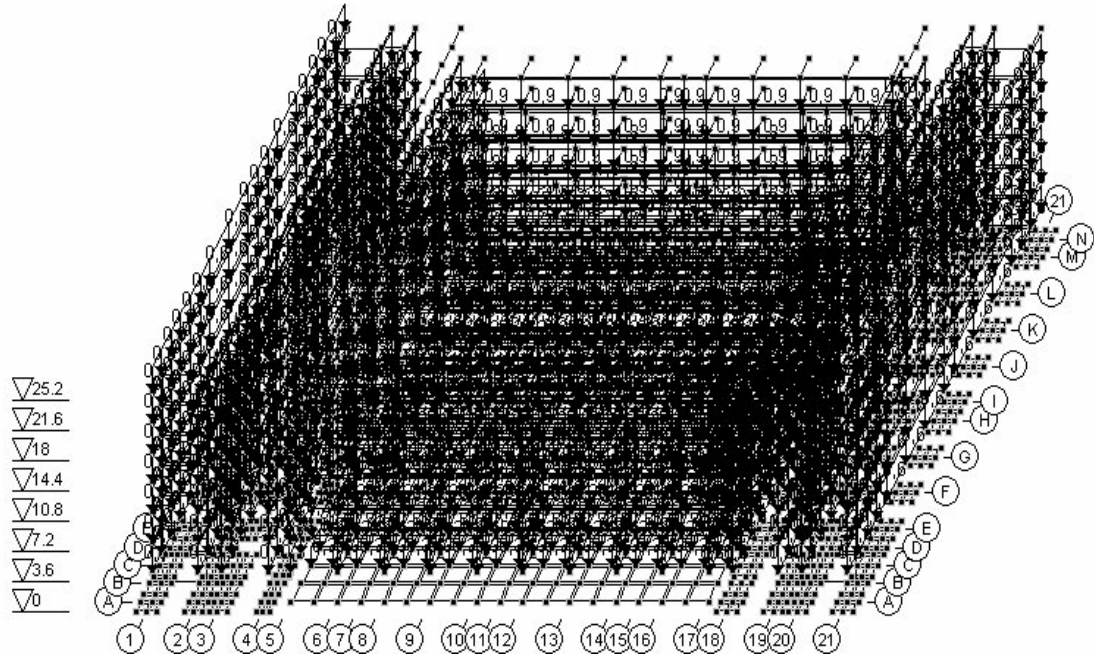


Рис. 9.4. Схема тимчасових нормативних навантажень

Моделюються найбільш несприятливі сполучення та комбінації технологічних навантажень. При цьому розглядаємо плоску раму каркасу, яку навантажимо різними найбільш несприятливими комбінаціями технологічних навантажень для аналізу напружено-деформованого стану конструкцій (рис. 9.5 – 9.11).

Завантаження 3

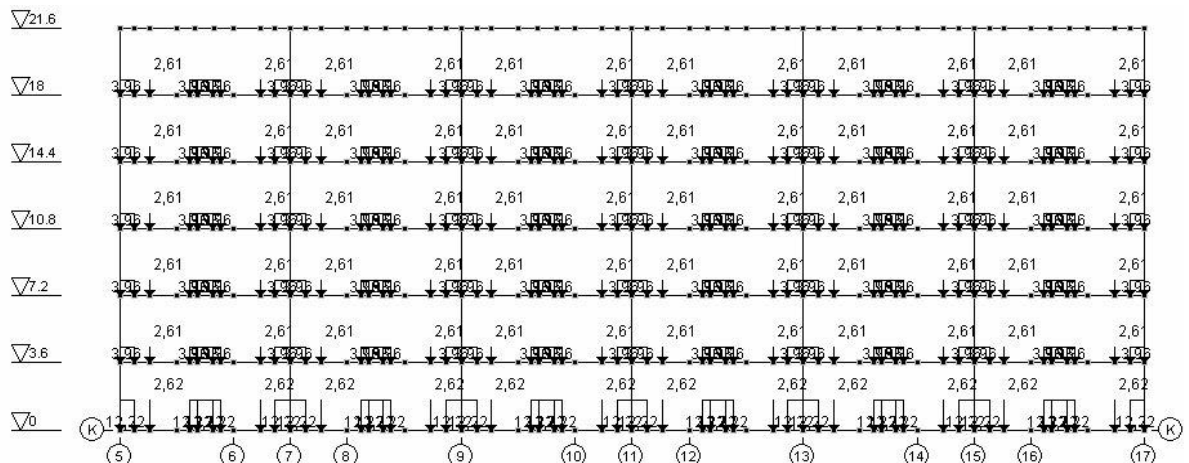


Рис. 9.5. Технологічне навантаження (Завантаження 3)

Завантаження 4

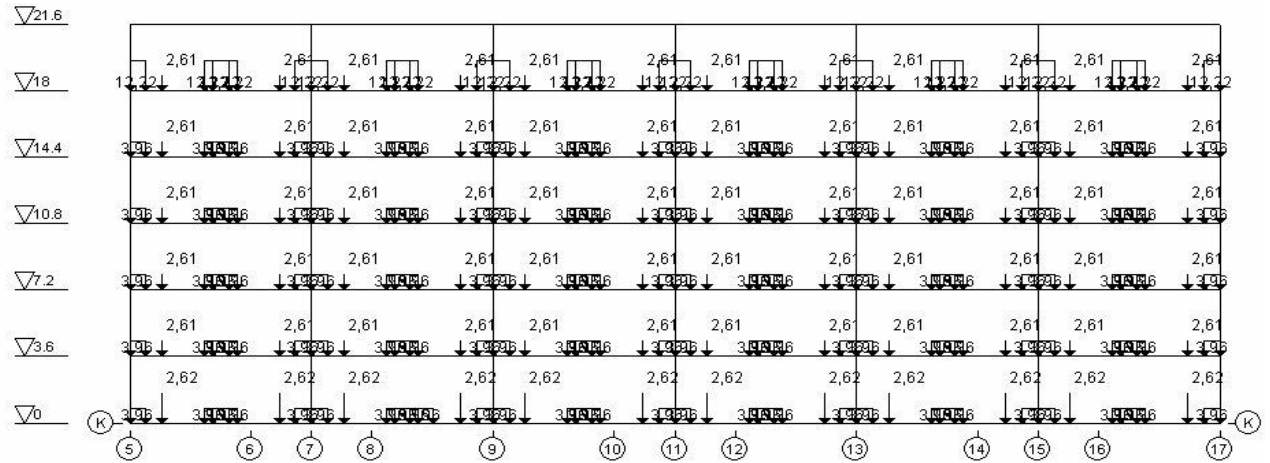


Рис. 9.6. Технологічне навантаження (Завантаження 4)

Завантаження 5

При розвантаженні складських приміщень через один прогін

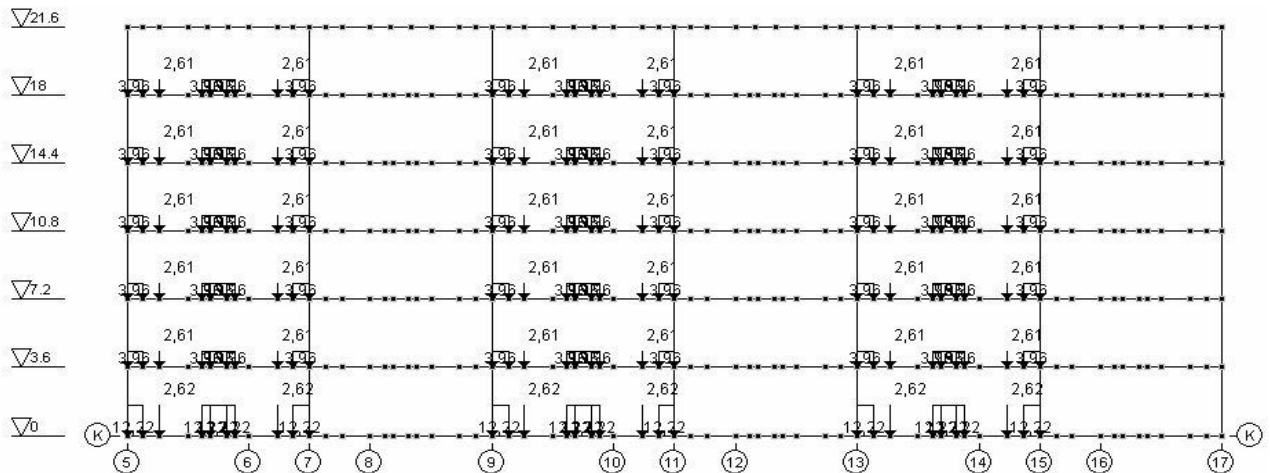


Рис. 9.7. Технологічне навантаження (Завантаження 5)

Завантаження 6

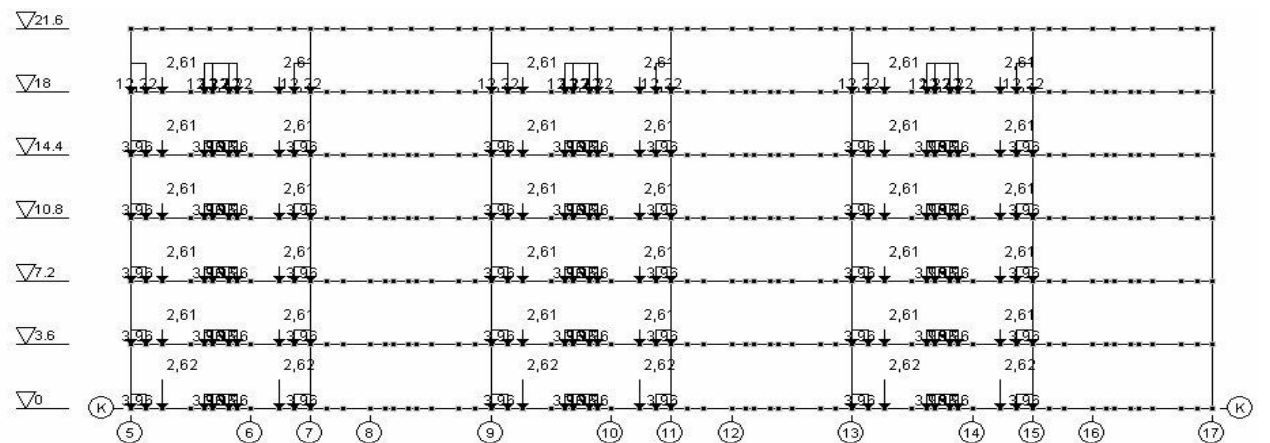


Рис. 9.8. Технологічне навантаження (Завантаження 6)

Завантаження 7

При розвантаженні складських приміщень на половину з одного боку.

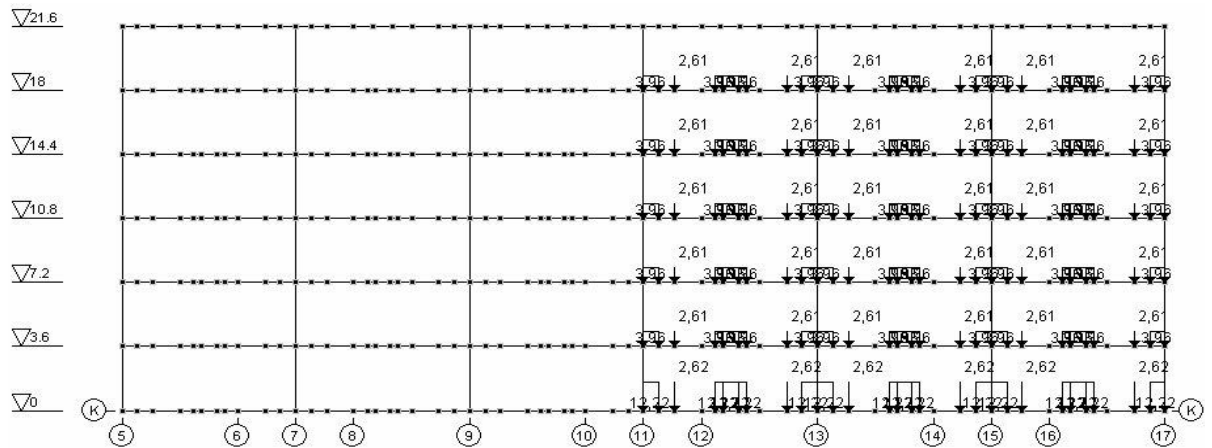


Рис. 9.9. Технологічне навантаження (Завантаження 7)

Завантаження 8

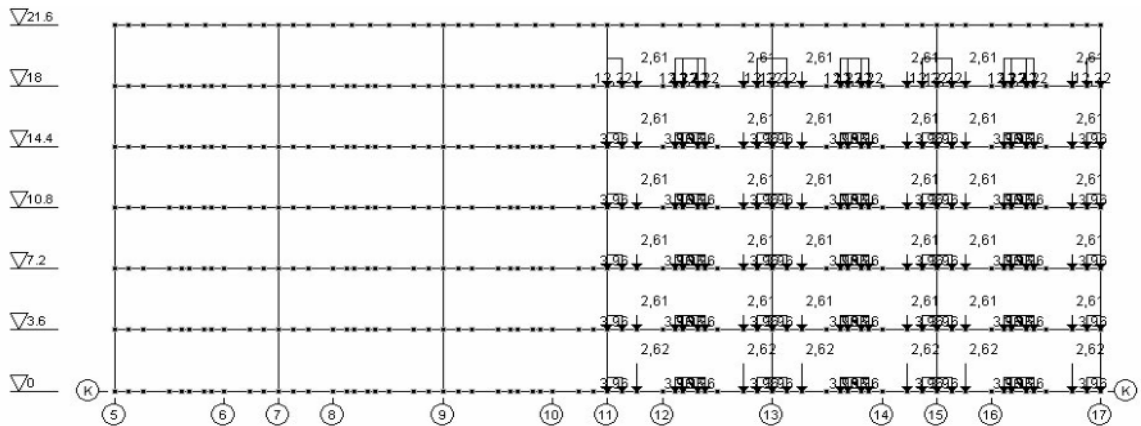


Рис. 9.10. Технологічне навантаження (Завантаження 8)

Завантаження 9

При розвантаженні складських приміщень по крайніх прогонах.

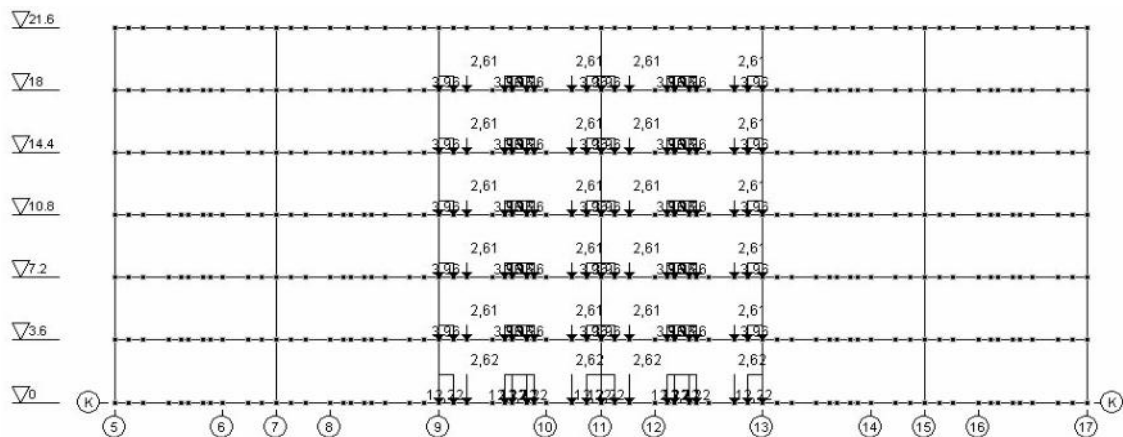


Рис. 9.11. Технологічне навантаження (Завантаження 9)

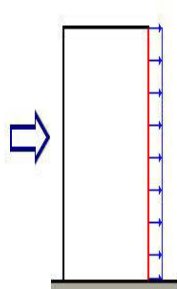
Тимчасові зовнішні навантаження

Завантаження 10

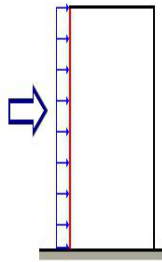
Вітер – описує вітрове навантаження. В якості найбільш несприятливого навантаження вибраний напрямок вітру по довгій стороні споруди.

Вітровий район	II
Нормативне значення вітрового тиску	0,03 Т/м ²
Тип місцевості	A - відкриті узбережжя морів, озер та водосховищ, пустелі, степи, лісостеп, тундра
Тип споруди	Вертикальні та які відхиляються від вертикальних не більше ніж на 15° поверхні

Висота (м)	Нормативне значення (Т/м ²)	Розрахункове значення (Т/м ²)
0	0,018	0,025
3,6	0,018	0,025
7,2	0,021	0,029
10,8	0,025	0,034
14,4	0,027	0,037
18	0,029	0,04
21,6	0,03	0,042
25	0,032	0,044



Параметри	
Поверхня	Підвітряна поверх
Крок сканування	3,6 м
Коефіцієнт надійності по навантаженню g_f	1,4



Параметри	
Поверхня	Навітряна поверхня
Крок сканування	3,6 м
Коефіцієнт надійності по навантаженню g_f	1,4

Висота (м)	Нормативне значення (Т/м ²)	Розрахункове значення (Т/м ²)
3,6	-0,014	-0,019
7,2	-0,015	-0,022
10,8	-0,018	-0,026
14,4	-0,02	-0,028
18	-0,021	-0,03
21,6	-0,023	-0,032
25	-0,024	-0,033

Вітрове навантаження моделюється рівномірно розподіленим навантаженням на ригелі (рис. 9.12).

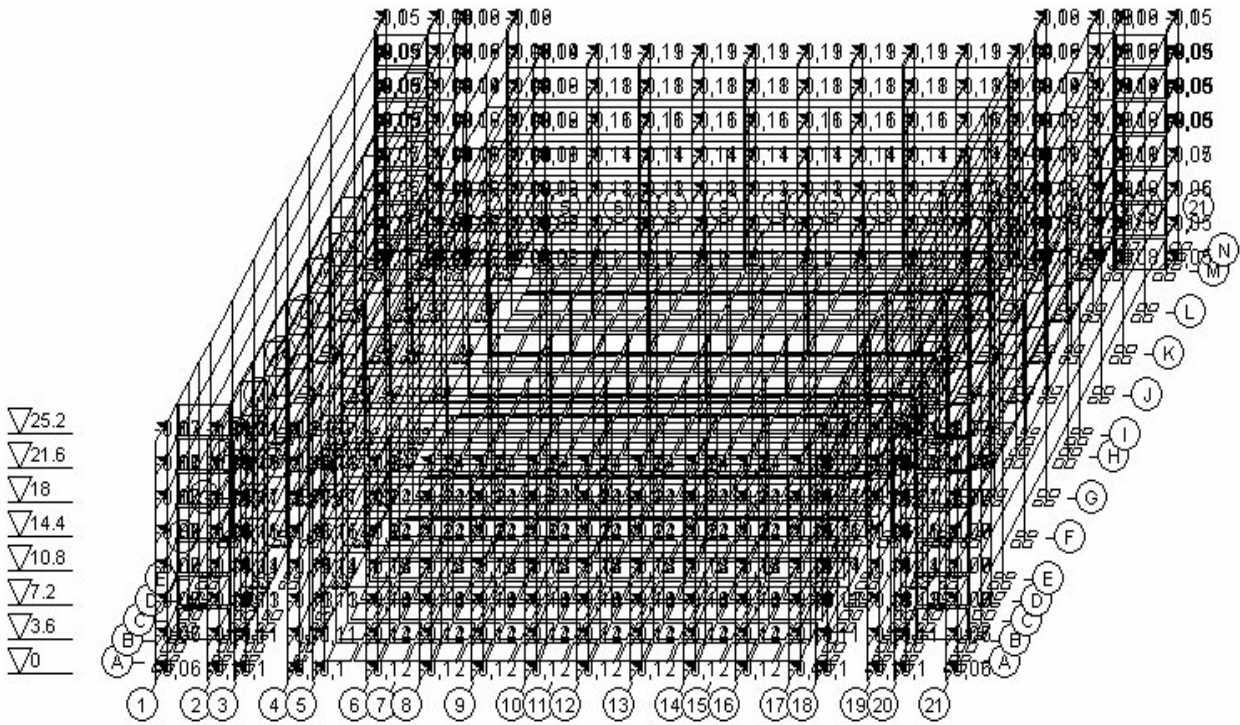


Рис. 9.12. Вітрове навантаження

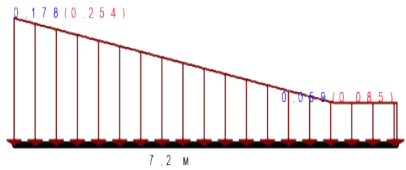
Завантаження 11

Сніг – описує снігове навантаження (рис. 9.13). Повне нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття каркасу будівлі:

$$s = s_0 M.$$

s_0 – нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі, для II снігового району.

Розрахунок виконаний по нормам проектування

Параметр	Значення	Одиниці виміру
Сніговий район	II	
Нормативне значення	0,152	Т/м ²
Тип місцевості	A - відкрита	
Середня швидкість вітру зимою	5	м/сек
Середня температура січня	-10	°C
Споруда		
Одиниці виміру : Т/м² — Нормативне значення — Розрахункове значення 		
Ширина споруди B	60	м
Висота поверху h	3.6	м
Коефіцієнт надійності	1,429	

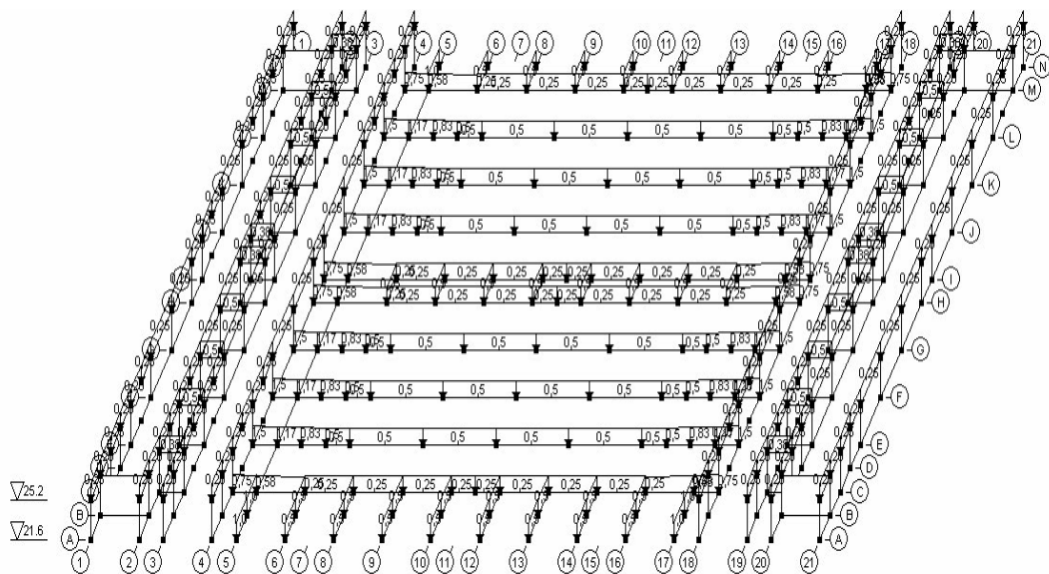


Рис. 9.13. Снігове навантаження

9.5. Результати розрахунків виконаних в ПК «SCAD»

В зв'язку з великим обсягом інформації результати розрахунків представлені узагальнено у графічному вигляді (рис. 9.14 – 9.19).

9.5.1. Вимушені переміщення від технологічних навантажень

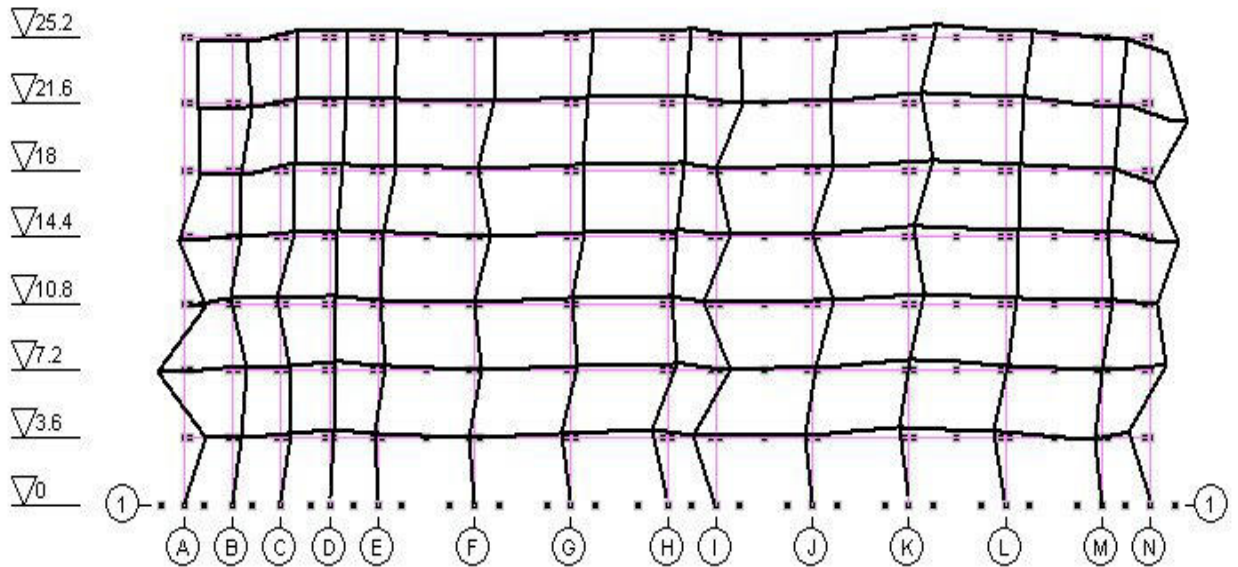


Рис. 9.14. Вимушені переміщення колон каркасу в осях А-Н та по осі 1

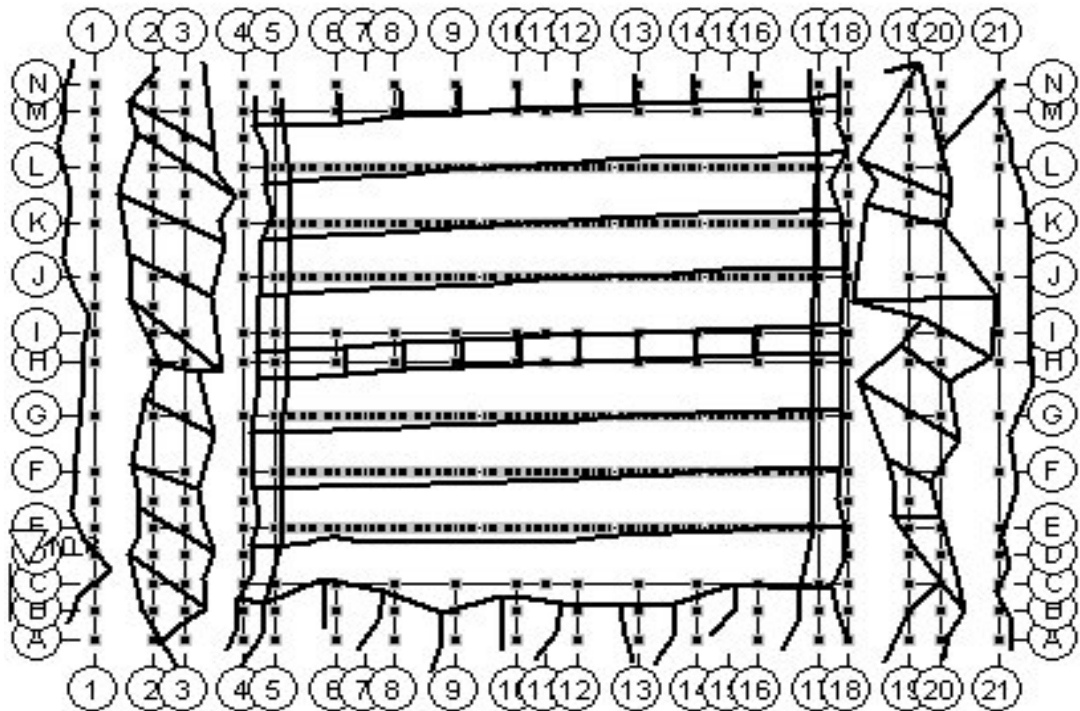


Рис. 9.15. Вимушені переміщення ригелів каркасу на відмітці 10,8 м

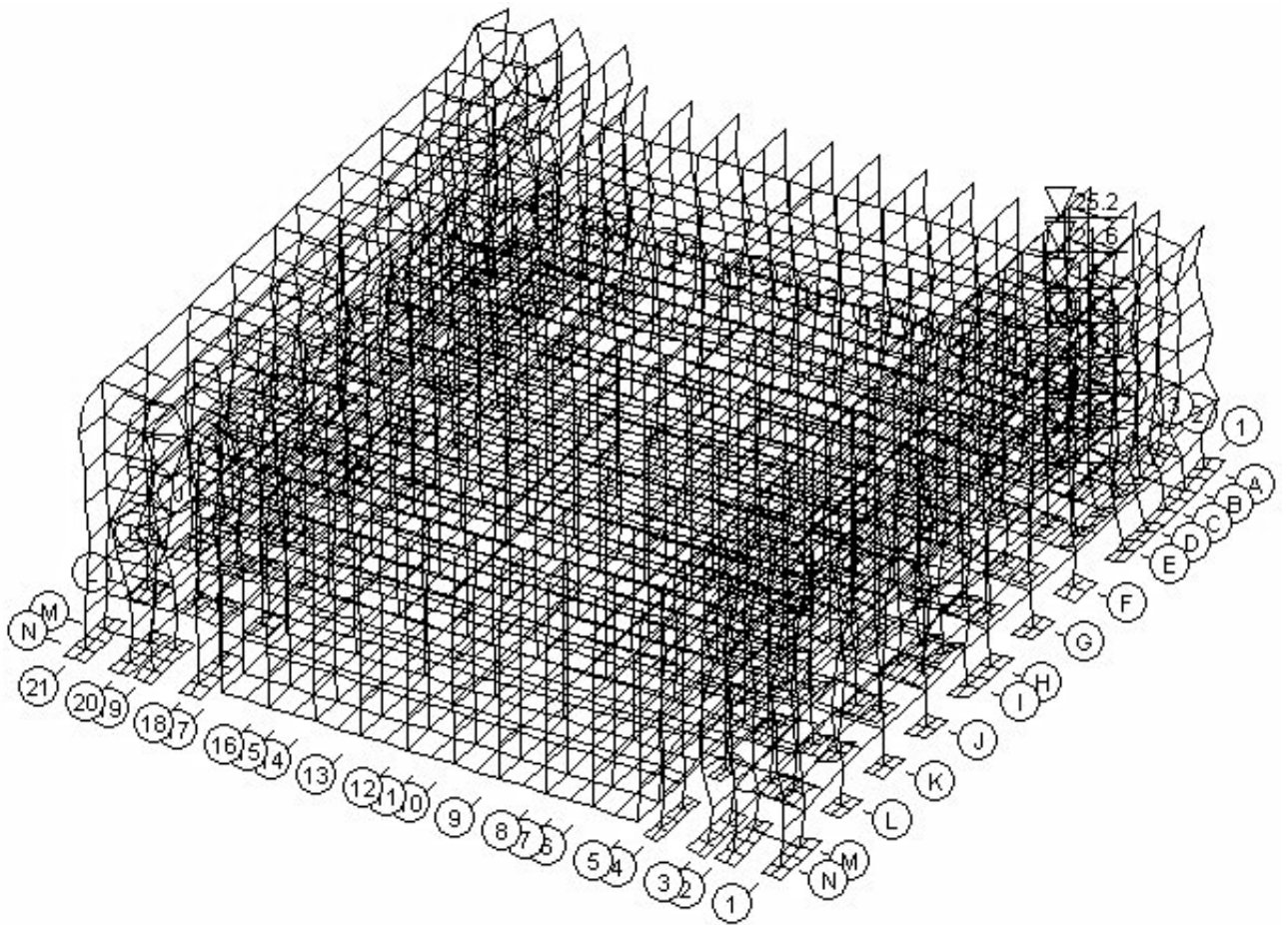


Рис. 9.16. Загальний деформований стан каркасу проектованої будівлі

9.5.2. Зусилля в конструктивних елементах каркасу від технологічних навантажень

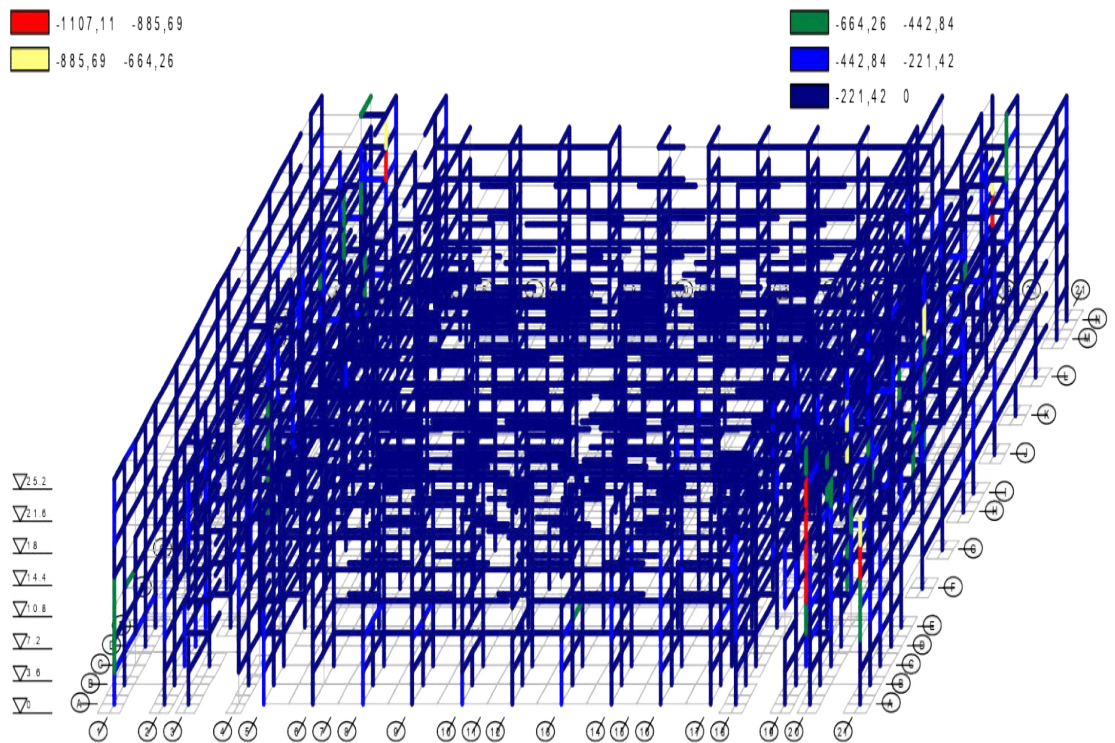


Рис. 9.17. Моменти M_u від технологічного навантаження

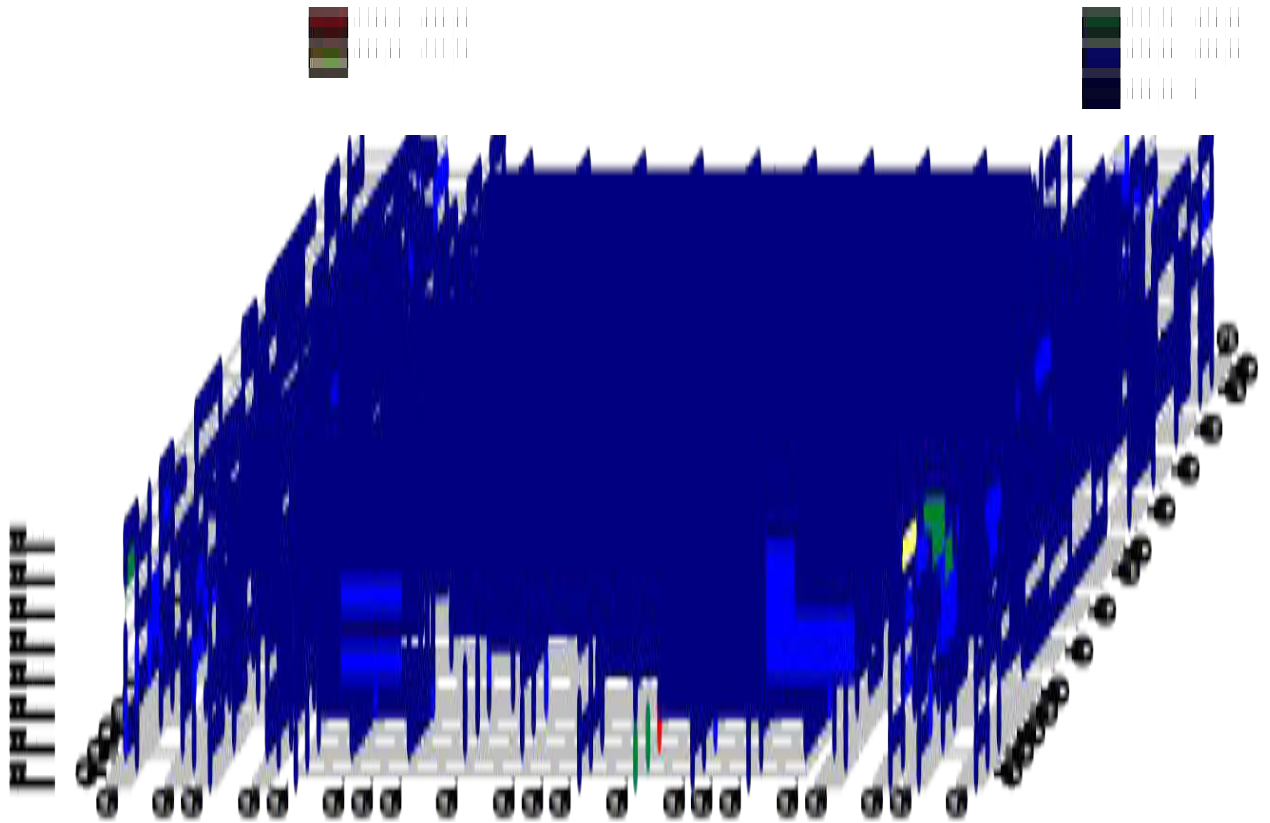


Рис. 9.18. Поперечні зусилля Q_z від технологічного навантаження

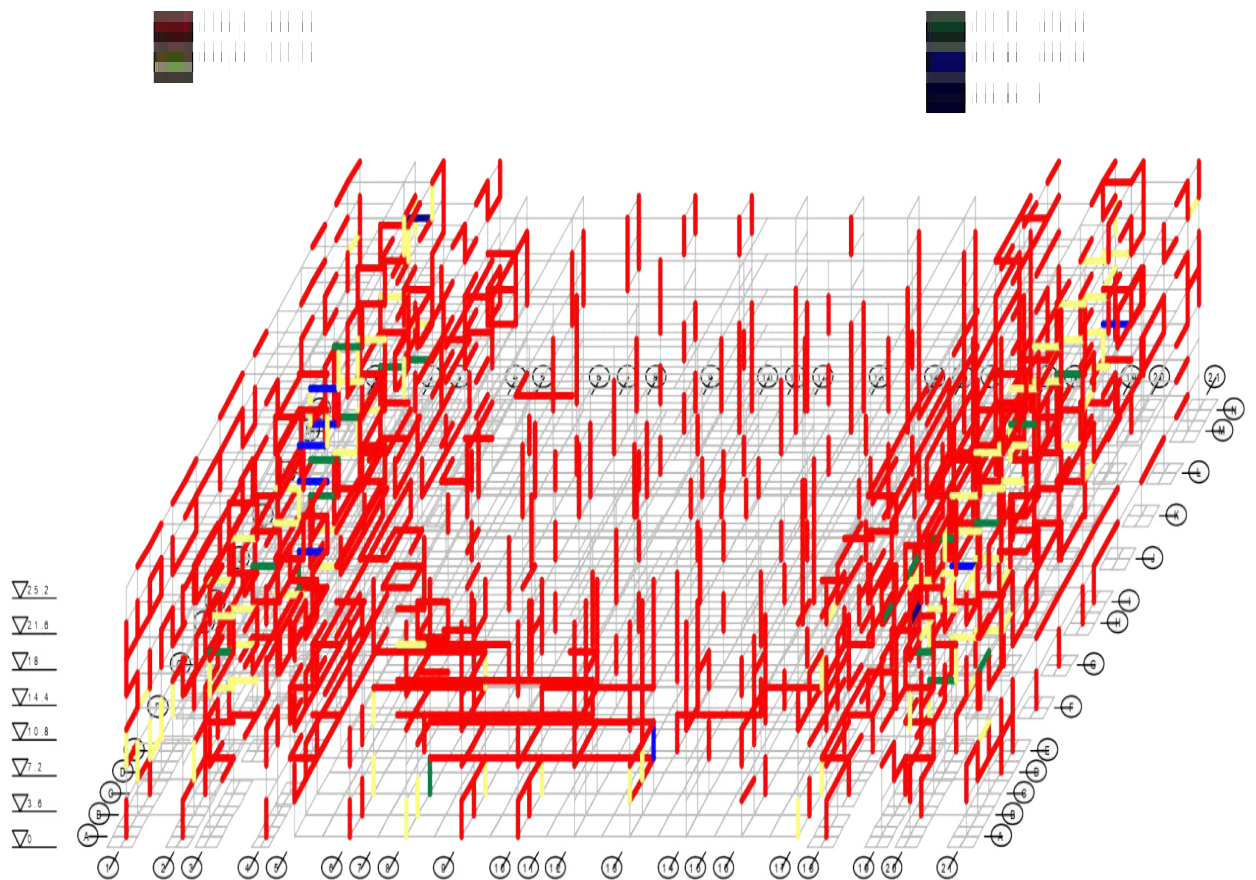


Рис. 9.19. Повздовжні зусилля N від технологічного навантаження

9.6. Аналіз напружено-деформованого стану каркасу будівлі від різних варіацій технологічних навантажень

Проведено автоматичний відбір та аналіз найбільших значень переміщень та зусиль в конструктивних елементах каркасу проектованої будівлі (табл. 9.3).

Таблиця 9.3

Максимальні характеристики напружено-деформованого стану конструкцій каркасу будівлі, що викликані різними варіаціями технологічних навантажень

№ Заван.	Переміщення			Зусилля			Примітка
	X	Y	Z	N	My	Qz	
1	2	3	4	5	6	7	8
3	-0,23	0	-12,13	-95,35	-20,95	-7,19	колони
				10,01	-17,07	-10,69	ригелі
4	-0,3	0	-17,73	-134,15	-28,62	-10,09	колони
				13,02	-42,93	-29,86	ригелі
5	-3,02	0	-11,26	-56,09	19,06	-6,54	колони
				8,61	10,16	9,56	ригелі
6	-3,62	0	-16,67	-77,02	26,53	-9,37	колони
				11,41	28,16	27,89	ригелі
7	3,01	0	-12,47	-96,64	-19,77	6,44	колони
				9,67	-15,89	10,24	ригелі
8	3,57	0	-18,14	-135,65	-27,11	9,16	колони
				12,58	-41,31	29,47	ригелі
9	0,06	0	-9	-79,46	8,31	4,58	колони
				-5,22	-13,94	9,79	ригелі

9.7. Висновки по результатам дослідження

З проведеного розрахунку напружено-деформованого стану каркасу будівлі від дії різноманітних варіацій не проектних технологічних навантажень можливо зробити висновки.

1. Відносно вимушених переміщень, частково спостерігаються проектні відхилення конструктивних елементів каркасу, що свідчить про недостатню просторову жорсткість каркасу. Для запобігання деформацій від поза проектним навантаженням необхідно підвищити просторову жорсткість каркасу за рахунок встановлення додаткових діафрагм жорсткості.

2. Відносно нормативних документів, ригелі мають обмеження по прогинам ($L/250$, $900/250=3,6$ см). На рис. 9.14 наведено переміщення вузлів по осі Z від усіх можливих не проектних найбільш несприятливих технологічних навантажень. Прогини ригелів не перевищують нормативні.

3. Відносно нормативних документів, плити перекриття мають обмеження по прогинах ($L/350$, $600/350 = 1,72$ см). За даних умов, прогини окремих плит перекриття перевищують нормативні значення і становлять 2,7 см.

4. Ймовірність аварійного руйнування каркасу будівлі, може бути викликана несприятливим розподіленням міцності конструктивних елементів і навантаженнями, що складає 2×10^{-6} . Слід відзначити, що перевищення розрахункових навантажень, зокрема на плити перекриття - викликає їх прогин, якій максимально становить 2,7 см відносно нормативного 1,72 см, що становить реальний ризик аварійного руйнування.

5. Взагалі ймовірність руйнації каркасу будівлі можливо визнати при її умовної надійності в межах 0,75-0,8 тобто 10^{-5} за шкалою «Задовільно».

10. ВИКОРИСТАНІ ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА

Нормативна література

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. К.: Мінбуд України. 2010 р.
2. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014 р.
3. ДСТУ Б А.2.4-4-99 Основні вимоги до проектної та робочої документації. Київ : Держбуд України, 1999 р.
4. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації : ДБН В.1.2-9- 2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008 р.
5. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009.
6. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6-2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008.
7. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження та впливи. К. : Мінбуд України. 2006 р.
8. НАПБ Б.03.002-2007. Норми визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою. Київ: МНС УКРАЇНИ, Держпожбезпеки. 2007 р.
9. ДБН Б.2.2–12:2019 Планування та забудова територій : – К. : Мінрегіонбуд України, 2019 р.
10. ДБН В.2.3-15:2007. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів. Київ: Мінрегіонбуд України, 2007 – С.35.
11. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
12. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б. В .2. 6 – 156:2010. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011 р.

13. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. К.: Мінбуд України. 2009 р.
14. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматури. Для залізобетонних конструкцій. К.: Держспожив-стандарт України. 2006 р.
15. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНББ. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд України. 2006 р.
16. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010 р.
17. ДСТУ Б В.2.6-207:2015. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд.– К. : Мінрегіонбуд України, 2016 р.
18. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ). – [Чинний з 2009-08-14]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 27 с. – (Національний стандарт України).
19. ДСТУ Б В.2.6-34:2008 Конструкції зовнішніх стін з фасадною теплоізоляцією. Класифікація й загальні технічні вимоги. Київ : Мінрегіонбуд України, 2008 р.
20. ДБН А.2.1-1-2008. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008 – С.72
21. ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні положення проектування». Київ: Мінрегіонбуд України, 2009 р.
22. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Київ : Мінрегіонбуд України, 2016 р.
23. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Київ: Міністерство регіонального розвитку, житлово-комунального господарства України, 2017 р.
24. ДСТУ 9258:2023 «Настанова з організації виконання будівельних робіт». Київ ДП «УкрНДНЦ» 2024 р.

25. НАПБ Б.03.002-2007. Норми визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою. Київ: МНС УКРАЇНИ, Держпожбезпеки. 2007 р.

26. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови. К.: Мінбуд України. 2012 р.

27. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. К.: Мінбуд України. 2016 р.

28. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012 р.

29. ДСТУ 9258:2023 «Настанова з організації виконання будівельних робіт». Київ ДП «УкрНДНЦ» 2024 – С. 84.

30. ДСТУ ISO 4190-6-2001. Установки ліфтові. Київ: Державний комітет України з питань технічного регулювання та споживчої політики, 2002 – С.10.

31. ДСТУ -Н Б А.2.2-5:2007. Настанова з розроблення та складання енергетичного паспорта будинків при новому будівництві та реконструкції. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008 – С. 43.

32. ДСТУ Б В.2.7-215:2009 Бетони. Правила підбору складу. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010 – С.14.

33. Шаповалов В.А. Забезпечення охорони праці при організації будівельних майданчиків:– Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ», 2017.–161 с.ISBN 978-966-132-046-7.

34. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций: Учебное пособие.– К.: Книжное изд-во НАУ, 2006, – 808с.

35. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями

деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 627 с.

36. Дудар І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проектування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

37. Шаповал С. В. Будівельна техніка та виробнича база будівництва: конспект лекцій для студ. усіх форм навчання спец. 192 – Будівництво та цивільна інженерія / С. В. Шаповал, О. М. Болотських. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 140 с.

38. Пічугін С.Ф. Сучасні проблеми надійності в будівництві : навчальний посібник (теоретична частина курсу) / С.Ф. Пічугін. – Полтава: НУ ПП, 2023. – 254 с.

39. Бакулін Є.А. Результати аналізу причин руйнування сталевих ферм покриття конверторного цеху / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, Є.А. Дмитренко, В.М. Бакуліна // Збірник тез доповідей 9-ої Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (17–19 листопада, 2021 р., м. Харків). – Харків, УкрДУЗТ, 2021. – С. 87–88.

40. Dmytrenko E.A., Yakovenko I.A., Fesenko O.A. (2021). Strength of excentrically tensioned reinforced concrete structures with small eccentricities by normal sections // Scientific Review – Engineering and Environmental Sciences (2021), 30 (3), 424–438. <https://doi.org/10.22630/PNIKS.2021.30.3.36> **Scopus**.

41. Yakovenko I., Bakulin Y. & Bakulina V. (2020) Classification methods of civil buildings reconstruction // Theoretical and scientific foundations of engineering : collective monograph / Apostolova R., Shembel E., Aurbach D., Markovsky B., – etc. – International Science Group. – Boston : Primedia eLaunch, 2020. 180 p., pp. 70–96. Available at : DOI : 10.46299/isg.2020.MONO.TECH.II URL: <http://isg-konf.com>.

42. Marienkov, M., Yakovenko, I., Bakulin, Y., Babik, K. (2025). Influence of Vibrations Analysis of the Agricultural Seed Conditioning Industrial Building

Complex. In: Zabulonov, Y., Peer, I., Zheleznyak, M. (eds) Liquid Radioactive Waste Treatment: Ukrainian Context. LWRT 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 712. Springer, Cham., pp. 172–185. https://doi.org/10.1007/978-3-031-95663-8_18 (Scopus).

43. Дмитренко Є. А. Особливості розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій за методом Вуда в ПК «ЛІРА САПР» / Є.А. Дмитренко, Ю.В. Гензерський, І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Український журнал будівництва та архітектури : науково-практичний журнал. – Дніпро : ДВНЗ ПДАБА, 2021. – № 5 (005). – С. 41–49. <http://uajcea.pgasa.dp.ua/issue/view/15004>.

44. Ключев В.В. Сучасні методи ідентифікації небезпек руйнування будівель, споруд та конструкцій у реальних умовах експлуатації / В.В. Ключев, Є.А. Бакулін // Будівельні конструкції. Теорія і практика. – 2024. – № 15. – С. 86–96. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.86-96>.

45. Dmytrenko Ye. A., Genzerskiy Yu. V., Yakovenko I.A., Bakulin Ye.A. (2023) Strength Calculation of Normal Cross-Sections of Reinforced Concrete Structures at Flat Bending by the Wood-Armer Method in SP "LIRA SAPR". In: Awrejcewicz J., Danishevskyy Vl., Markert B., Novomlynets O., Savytskyi M., Tereshchuk O., Unčík St. (eds) XIX International Scientific and Practical Conference «Innovative Technologies in Construction, Civil Engineering and Architecture». AIP Conference Proceedings. 2678, 020006. – 2023. – Issue 1. – 9 p. <https://doi.org/10.1063/5.0118680> (Scopus).

46. Бакулін Є.А. Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд : навчальний посібник / Є. А. Бакулін, В. М. Бакуліна, Н. О. Костира. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. – 264 с. <https://dglb.nubip.edu.ua/handle/123456789/11201>

47. Bakulin Y.A. Engineering protection and prepatation of territories : study guide; under the editorship of cand tech. science Ye.A. Bakulin / Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina. – Kyiv : NULES of Ukraine, 2022. – 205 p.

48. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

49. Бакулін Є.А. Деформації як індикатори небезпек та ризику руйнування експлуатованих будівель /Є.А. Бакулін // Будівництво України. –2013. – №5. – С. 2– 5.

50. Глуховський В. Сейсмостійке будівництво в Україні: стан експериментально- теоретичних досліджень та розробка нормативної бази / В. Глуховський, Ю. Немчинов, М. Мар'єнков, К. Бабік // Наука та будівництво. – 2023. – Вип. 3 (37). – С. 42–51. <https://doi.org/10.33644/313-6679-3-2023-5>.

51. Kolchunov V.I. On the use of the hypothesis of flat sections in reinforced concrete / V.I. Kolchunov, I.A. Yakovenko // Building and Reconstruction. – 2011. – №6(38). – P. 16–23. URL: <https://er.nau.edu.ua/handle/NAU/52682>.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИПЛОМУ

1. YE. BAKULIN, O. KARPUSHYN. Determination of the probable risk of collapse based on a comparison of the stress - deformed state of the building frame from variations in technological loads. / «КРАМАРОВСЬКІ ЧИТАННЯ»: XIII Міжнародна наук.-технічна конференція з нагоди 119-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., члена-кореспондента ВАСГНІЛ, віцепрезидента УАСГН КРАМАРОВА В. С. (1906-1987) (м. Київ, 19-20 лютого 2026р.): тези конф. – К. НУБіП України, 2026.