

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ  
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА ТА  
РЕКОНСТРУКЦІЇ АЕРОПОРТІВ

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

\_\_\_\_\_ О.І. Лапенко

« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2022 р.

# ДИПЛОМНА РОБОТА

## (ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ БАКАЛАВР

ЗА СПЕЦІАЛЬНІСТЮ 192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»

ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА

«ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО»

**Тема:** «Житлова будівля економ-класу в смт. Гостомель Київської області»

**Виконавець:** студентка групи №405 ЦБ Меднікова Олександра Петрівна  
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

**Керівник:** д.т.н., професор Барабаш Марія Сергіївна  
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Нормоконтролер:

\_\_\_\_\_ Родченко О.В.

(підпис)

(ПІБ)

Київ 2022

## ЗМІСТ

Вступ.....	3
1. Аналітичний огляд.....	6
2. Архітектурна частина.....	17
2.1. Загальні дані .....	17
2.2. Природні умови .....	18
2.3. Об'ємно-планувальні рішення будівлі.....	19
2.4. Архітектурно-конструктивні рішення.....	20
3. Конструктивна частина.....	26
3.1. Конструювання житлової будівлі в ПК МОНОМАХ	26
3.2. Конструювання монолітного безбалкового перекриття	32
3.3. Конструювання колони першого поверху	36
3.4. Конструювання діафрагми	39
4. Основи та фундаменти.....	42
4.1. Загальні відомості	42
4.2. Влаштування буроін'єкційних паль	42
4.3. Геологічні умови	43
4.4. Розрахунок фундаменту	45
5. Технологія будівництва.....	49
5.1. Склад робіт, що увійшли до технологічної карти	49
5.2. Складування і запас матеріалів	49
5.3. Методи і послідовність виробництва робіт	49
5.4. Чисельно-кваліфікаційний склад ланок	51
5.5. Методи і прийоми праці робочих по виконанню робочих процесів і операцій	52
5.6. Контроль якості готових виробів	55
Список використаної літератури	56

## ВСТУП

Довгий час монолітне житлове будівництво в нашій країні майже не розвивається. Розробка технологій, які були в порядку у наших будівельників, була набагато повільнішою, дорожчою та більш трудомісткою, ніж вибір панельних будинків. До того ж довгий час задача стояла просто: будувати щонайшвидше і якомога більше. Плюс вважалося, що монолітне будівництво не відповідає кліматичним умовам: бетон повинен застигнути при певній температурі, а у нас більшу частину року – холодна.

Але з часом, коли пріоритети будівництва змінилися, стало зрозуміло, що навіть у сучасних панельних будинків є багато нерозв'язних проблем: деяка втрата в архітектурі, обмежена кількість квартир, необхідність мати великий будівельний майданчик тощо. Саме тут згадали про монолітні будинки, для яких цих проблем просто не існує.

Якщо в СРСР, а потім і в Україні монолітні будівлі були новинкою, то майже в усіх країнах Європи будівництво здавна велося переважно за цією технологією. Наші будівельники отримали великий досвід співпраці з іноземними компаніями, які будували військове житло для частин, виведених з Німеччини. Все, що будували іноземці, було монолітним, незважаючи на клімат, традиції та інші незручності.

Водночас вимоги містобудування в Україні суттєво змінилися. Панельні будинки не мобільні. ДСК виробляє суворо визначені панелі та блок-секції, а для зміни асортименту необхідно переобладнати весь завод. Це важко і дорого.

Монолітні будинки дозволяють забезпечити саме те, що хоче замовник - будь-яку довжину будівлі, будь-яку поверховість, будь-який фасад, будь-яке планування квартир. Таким чином, руки архітектора вільні, а це означає, що будівлі можуть бути різноманітними та цікавими зовні. За останні кілька років Україна остаточно повернулася обличчям до монолітного будівництва.

В даний час використовуються дві монолітні технології: з щитовою опалубкою і з тунельною опалубкою. Тунельна опалубка дає можливість підтримувати цілі блоки квартири і при цьому зводити внутрішні стіни і

перекриття - будь-які по висоті, довжині і ширині. Залишилося тільки побудувати зовнішні стіни. Такі будинки навряд чи можна назвати елітними, але, тим не менш, квартири в них можуть бути відмінної якості. Площа однокімнатної квартири може досягати п'ятдесяти і більше квадратних метрів.

Щитова опалубка менш швидка, але більш мобільна. З її допомогою можна зводити будівлі каркасного типу без балок. Це відкриває масу можливостей: побудувати фактично будівлю-етажерку з будь-яким фасадом, за бажанням замовника, і спланувати квартиру так, як вона має бути – будь-яка площа, будь-яка кількість кімнат. Простір для діяльності величезний, майже не обмежений! Навіть майбутній мешканець може внести свої побажання на етапі проектування. Є приклади в європейських містах, коли в недобудованих будинках із фіксованим покупцем можна замовити будь-які розміри та будь-яке планування свого майбутнього житла, навіть багаторівневі квартири.

Проблем зі швидкістю будівництва монолітних будинків більше немає. Вона та сама, що і при будівництві панельних будинків. Це стало можливим лише зараз, коли провідним українським будівельним компаніям вдалося не лише випробувати монолітну технологію, а й адаптувати її до українських умов.

Ще декілька переваг монолітного житлового будівництва. Зовнішні стіни можуть бути будь-якими - панельними, цегляними або навісними. Такі комбіновані будинки можна будувати в самих обмежених умовах.

Можливо сумістити переваги цегляної забудови з перевагами монолітних будинків. Таке поєднання істотно заощадить простір всередині будівлі: замість товстих внутрішніх цегляних стін у них будуть бетонні моноліти товщиною близько шістнадцяти сантиметрів. І при цьому вони забезпечують не гіршу звукоізоляцію.

До речі, звукоізоляція - ще одна з сильних сторін монолітного житлового будівництва. Навіть в цегляних будинках перегородки зроблені з гіпсоліту або тонких бетонних плит, в яких є шви, тобто те, що дозволяє звуку легко розповсюджуватися. У монолітних будинках це виключено.

Ще одна приємна дрібничка: вся електрична проводка в монолітних будинках робиться у момент формування стін і перекриттів і згодом повністю виключені будь-яке її пошкодження. Особливе значення серед характеристик будинку мають його жорсткість і міцність. В цьому відношенні монолітним будинкам немає рівних. Вони дають рівномірне осідання будинку, перерозподіляючи навантаження і запобігаючи появі тріщин. На них набагато менше впливають опади, в них немає стиків між плитами, які традиційно вважаються найслабкішим місцем панельних будинків.

Що ж до стійких чуток про те, що монолітні будинки небезпечні для здоров'я, оскільки стіни "не дихають", то тут все дуже просто. Звичайно, зважаючи на екологію та здоров'я, краще жити в дерев'яному будинку, але монолітні будівлі за своєю суттю зведені з того ж самого залізобетону, що і панельні. Тільки в сучасних технологіях застосовуються набагато чистіші матеріали, ніж десять або п'ятнадцять років тому, боятися тут просто нічого. Вартість монолітного житла вже цілком порівняна з вартістю панельних будинків. Різниця в ціні, якщо вона є, обумовлена тим проектом: чим складніший задум архітектора - тим дорожче. Велику роль виконує і матеріал зовнішніх стін. Якщо стіни цегляні, то це дає надбавку в ціні. І ще на кінцеву вартість впливає правильна організація роботи на будмайданчику і дотримання графіка фінансування.

У монолітного житлового будівництва велике майбутнє. Звичайно, з тим попитом на житло, який зараз існує в Києві та в передмісті, наївно було б думати, що у зв'язку з розвитком монолітних технологій без роботи залишаться ДСК. Звичайно, ні. Але цілком очевидні переваги моноліту напевно приведуть до того, що так будуватиметься дедалі більша частина нових будинків. Великий прорив в цьому напрямі напевно трапиться, коли будівельні фірми зможуть запропонувати споживачу готовий будинок під ключ так, як це роблять ДСК. Поки ж більшість фірм береться тільки за коробку монолітної будівлі, яку ще необхідно довести до розуму. Але загальна тенденція все ж таки цілком очевидна - моноліт поволі, але вірно бере своє.

## 1. Аналітичний огляд

Конструктивні рішення громадських будівель мають відповідати встановленим технічним вимогам: міцності, стійкості, довговічності, пожежній безпеці та економічності. Задоволення цих вимог досягається шляхом застосування раціональних конструктивних схем, які відповідають об'ємно-планувальним рішенням будівель, і ефективним використанням попередньо-напруженого залізобетону і сталі, легких бетонів, цегли, а також оздоблювальних виробів і матеріалів. У залежності від виду будівель і можливостей місцевої будівельної індустрії, основні конструктивні елементи можуть бути повнозбірними, збірно-монолітними з використанням дрібно-розмірних виробів, а також з монолітного залізобетону. У громадських будівлях широко застосовують каркасні конструктивні схеми із сіткою планувальних осей, що відповідають виду будівель і параметрам основних планувальних елементів. Каркасні схеми забезпечують вільність внутрішнього простору, маневреність у облаштуванні віконних прорізів, вітрин і вітражів, зменшують площу, зайняту конструкціями. Це збільшує корисну площу будівлі на 10—12%. Проте каркасні будівлі потребують витрат сталі більші на 20-30% ніж стінові.

Каркаси за видом конструктивного матеріалу можуть бути залізобетонні (збірні та монолітні), сталеві та комбіновані; а за конструктивною схемою – рамні, рамно-в'язеві та в'язеві [1]. Для сприйняття горизонтальних навантажень, що діють на будівлю, рамні каркаси включають в собі жорсткі вузли сполучення колон з ригелями у трьох площинах. Це забезпечує їм невразливість від особливих дій (при просадках основ, землетрусах тощо) і економічність у витраті бетону. Проте така конструктивна схема потребує більших витрат сталі та збільшує трудовитрати на зведення каркаса. Тому вони є недоцільними для масового будівництва громадських будівель у звичайних будівельних умовах.

Рамно-в'язеві каркаси мають жорсткі вузли лише у двох напрямках в площині рам в прольоті, між рамами в кроках потребують металевих в'язей, або

залізобетонних чи цегляних діафрагм. У таких каркасах сполучаються переваги і недоліки двох інших конструктивних схем каркасів.

В'язеві каркаси не мають жорстких вузлів і самі не забезпечують стійкості, тому у поперечній (в прольоті) і подовжній (в кроках) рамі потребують в'язей або діафрагм. Однак така схема є найбільш доцільною для типізації і уніфікації елементів каркаса, що робить їх зручними та корисними у масовому будівництві. Функцію в'язей і ядер жорсткості у будівлях виконують їхні сходово-ліфтові вузли, а також торцеві стіни.

Міжвидовий каркас запроектований по в'язевій схемі із шарнірним стикуванням ригелів з колонами. Просторову стійкість каркаса забезпечують вертикальні залізобетонні діафрагми жорсткості та горизонтальні в'язеві плити перекриттів, які прикріплені до ригелів і колон зварюванням.

Діафрагми жорсткості розташовуються симетрично відносно планувальних осей будівлі в обох напрямках. Кількість діафрагм в одному температурному блоці має бути не менше трьох, а геометричні осі усіх діафрагм не повинні перетинатися в одній точці. Конструктивні елементи міжвидового каркаса: колони, ригелі, плити перекриття у вигляді багатопустотних плит скорочених під номінальні розміри кроків. Перекриття громадських будівель одно і багато прольотного планування взагалі застосовують як:

- балкові: ребристі, що мають плити, другорядні балки і головні балки, причому переріз головних балок більше;
- ребристі, що мають балки однакового перерізу і квадратну сітку колон;
- кесонні, що мають квадратні осередки (кесони) у нижній частині плити без проміжних колон;
- безбалкові – капітельні з місцевими розширеннями оголовків колон (капітелями) у місцях спирання на них плит.

При однаковій відстані між колонами (тобто при квадратній сітці в плані) перерізи другорядних і головних балок стають однаковими, а їхні прольоти

рівними між собою, утворюються кесонні перекриття. Вони не такі економічні, як ребристі, тому використовуються з архітектурних причин.

Сходи у громадських будівлях розділяють на головні, - зв'язані із вхідним вузлом будівлі, допоміжні, - призначені для додаткових зв'язків між поверхами і аварійними евакуаційними виходами, та службові, - які застосовуються для технологічних зв'язків при виконанні функціональних процесів.

Окрім розглянутих раніше сходи можуть бути, наприклад, двомаршові прямолінійні, розгалужені прямокутні, розгалужені напівкруглі, гвинтові та ін. У будівлях, що мають велику висоту поверху, щоб зменшити кількість сходиців у марші роблять проміжні площадки і марші по внутрішньому контуру сходової клітки. Тому сходи можуть бути також трьох і чотирьох маршеві. У таких випадках по центру сходових кліток утворюється квадратний чи прямокутний простір, який використовують для обладнання ліфтами.

У громадських будівлях, що мають особливе значення, застосовують парадні, часто відкриті без сходових кліток сходи на висоту одного поверху. У будівлях театрів, кінотеатрів і концертних залів для зручної і швидкої зміни глядачів передбачають роздільні вхідні і вихідні сходи. У спортивних будівлях і спорудах великої місткості передбачають шляхи евакуації з кожного сектора зали чи трибун. Гвинтові сходи застосовують тільки як службові. При розробці об'ємно-планувальних рішень громадських будівель необхідно прагнути економічного рішення вертикальних комунікацій, що забезпечують зручні, короткі шляхи руху від входів в будівлі до приміщень на усіх поверхах, а також задовольняють вимогам вимушеної евакуації людей.

При висоті поверху 3,3 і 3,6 м найбільш зручні для руху, економічні і прості конструктивно двох маршові сходи. При висоті поверху 3,3 м, ширині маршу 1,2 м і ухилі 1:2 загальна довжина сходової клітки складає 5,4 м, а при висоті поверху 3,6 м — 6,0 м - трьох маршеві сходи роблять квадратної чи прямокутної форми, витягнутої уздовж зовнішньої стіни будівлі. Крайні марші по кількості сходиців однакові, а середні мають меншу кількість сходиців [2].



Двері та вікна у громадських будівлях, окрім дерев'яних, можуть бути металеві зі сталевого прокату й алюмінієвих профілів переважно «одягнених» у ПХВ. Двері можуть бути також скляні. Внутрішні двері бувають глухі і засклені для освітлення другим світлом підсобних приміщень. Для цього над дверима влаштовують фрамуги.

Для унікальних громадських великопрольотних будівель зростає вимога до їхнього архітектурного вигляду, при якому істотне значення має конструктивне рішення покриття. За характером роботи несучі прольотні конструкції поділяють на площинні і просторові. Площинні покриття працюють тільки в одній вертикальній площині, що проходить через опори: балки, ферми, арки, рами. Просторові покриття працюють одночасно в двох вертикальних площинах. Залізобетонні балки застосовують у громадських будівлях для прольотів 12 і 18 м з кроком 6 м. Залізобетонні ферми перекривають прольоти 18, 24 і 30 м, їх встановлюють з кроком 6 або 12 м. Ферми довжиною 18 м легші балок такого ж прольоту, але вони більш складні у виготовленні. Ферми можуть бути також металеві для прольотів 36 м і більше.

Після розгляду методів будівництва громадських будівель ми зупинились на потоковому методі будівництва за монолітною технологією.

Житлова будівля економ класу у м. Гостомель проектується по технології монолітного будівництва.

На сьогоднішній день із існуючих технологій зведення будівель і споруд найперспективнішим є монолітне будівництво — зведення конструктивних елементів з бетонної суміші з використанням спеціальних форм (опалубки) безпосередньо на будівельному майданчику.

Створюється абсолютно жорсткий каркас з різними видами захисних конструкцій. В нашій країні довгі роки перевага віддавалася збірному будівництву. Хоча можна відзначити, що в 30-і роки — час розвитку конструктивізму — був досвід монолітного будівництва. Потім був час «цегли», дуже активно просувалося панельне житлове будівництво, і лише останні 10 років можна говорити про те, що монолітне будівництво посіло своє гідне місце.

Технологія монолітного будівництва прийшла до нас із заходу, де прораховується економічна обґрунтованість того або іншого проекту; ураховується не тільки вартість матеріалів, а й вартість роботи і пов'язані з цим витрати. Якщо говорити конкретно про будівництво, то збірні конструкції тут дорогі, тому західні будівельні фірми їх застосовують рідко, віддаючи перевагу зведенню будівель за монолітною технологією. При такій технології стає дешевше робоча сила, і скорочуються трудовитрати.

Застосування такої технології дає можливість зведення найрізноманітніших будівель з будь-якими архітектурно-планувальними рішеннями. В умовах обмеженої забудови великих міст або при будівництві і реконструкції в середовищі, що історично склалося, такий спосіб є не тільки оптимальним, але часто єдиною можливістю.

Було б помилкою вважати, що монолітне житлове будівництво з'явилося нещодавно - сама технологія існує більше століття. Проте тільки в 20-30-і роки ХХ століття стало можливим говорити про це як про помітне явище. Його розповсюдженню сприяла можливість створення дуже міцних конструкцій швидко і в умовах обмеженого об'єму. Найхарактерніший приклад - будівництво хмарочосів або різного роду підземних споруд. В нашій країні в період розквіту конструктивізму також був накопичений певний досвід монолітного будівництва. Гігантські будівлі соціалізму - це також передусім монолітні споруди з бетону. Причому у той час через недосконалість технологій такі об'єкти в повному розумінні слова були монолітними (громоздкими) і дуже дорогими. Але і у той час результатом застосування такої технології було зниження матеріаломісткості будівництва і підвищення міцнісних характеристик і надійності споруд (особливо коли мова йшла про об'єкти значних об'ємів).

В період індустріальних методів панельного будівництва 50-80-х років "монолітка" була практично віддана забуттю. Можна пригадати тільки поодинокі об'єкти, побудовані у той час по цій технології.

Пройшло не одне десятиріччя, перш ніж технологія монолітного будівництва зробила крок вперед настільки, що можна стало всерйоз говорити про її економічні переваги для більшості регіонів нашої країни. Саме тому про ренесанс такої технології зведення будівель і споруд можна говорити тільки на прикладі останніх 15-20 років. Просуванню монолітного будівництва сприяло застосування спеціальних прискорюючих домішок твердіння бетону. Сильно змінило ситуацію в кращу сторону і застосування спеціальних опалубок, які не тільки дозволяють створити поверхні самих різних конфігурацій, але і можуть бути швидко змонтовані і розмонтовані для переміщення на інші об'єкти. Все це дозволило істотно понизити матеріальні витрати, а також підвищити продуктивність праці і темпи будівництва. Одночасно з цим стали врозріз з вимогами часу (як і пріоритетами в будівництві і архітектурі) багато нерозв'язних проблем в панельному житловому будівництві: застарілість зовнішнього вигляду, обмежена кількість квартир, необхідність мати будмайданчик істотних розмірів і т.д. До того ж ДБК випускають чітко обмежену номенклатуру панелей і блок-секцій, і для зміни асортименту необхідне переоснащення всього заводу - а це дорого і трудомістко.

Тут-то і пригадали будівельники про монолітну технологію зведення будинків, при якій таких проблем просто не існує. Зате є багато явних і неявних переваг.

Візьмемо такий техніко-будівельний показник, як крок конструкції. В збірному панельному або блоковому житловому будівництві всі конструкції мають кратні певному модулю розміри, а заводський цикл, як вже зазначалося, не дозволяє швидко змінити форму і розміри виробничого оснащення. Це сильно звужувало поле діяльності і політ фантазії архітекторів - адже вони були прив'язані до певних типових розмірів. Монолітна технологія дозволяла не тільки варіювати крок конструкцій, але і збільшити його розміри із стандартних 12 метрів до 15-16, і навіть 20 метрів. Це дозволило з'явитися на світ цілком новим планувальним рішенням квартир. Крім того, при збільшенні ширини будівлі вдається не тільки заощадити матеріали (як це не парадоксально на

перший погляд), але і на 20-30 відсотків понизити витрати на опалення монолітного будинку при однакових теплотехнічних якостях стінних матеріалів. Крім того, монолітна будівля не має швів, що ще більше збільшує тепло- і звуконепроникність. В поєднанні з використанням сучасних ефективних утеплювачів це дозволяє поліпшити експлуатаційні властивості будівлі за зимового часу (понизивши витрати), понизити масу і об'єм захищаючих конструкцій за рахунок зменшення товщини. В результаті монолітні будівлі виявляються на 15-20 відсотків легше цегляних або панельних. В той же час зниження маси конструкції будівлі спричиняє за собою зменшення матеріаломісткості фундаменту і його здешевлення. Ще однією з сильних сторін монолітної будівлі є його гарні звукоізоляційні властивості - адже навіть в цегляних і панельних будинках перегородки виготовляються з тонких бетонних плит або гіпсоліту, де неминучі каверни, пустоти і шви, в яких звук легко розповсюджується. В монолітних будинках з'являється можливість закладення електропроводки всередину стін вже у момент їхнього формування, що виключає всяку можливість її зовнішнього пошкодження. На монолітні будівлі і споруди менше впливають осідання, оскільки в стінах немає стиків між плитами, що вважаються самим уразливим місцем панельних будинків. Нарешті, стає можливим з'єднати переваги монолітних будівель з цегляними, які так любляють жителі міст: адже зовнішні стіни можуть бути будь-якими - як цегляними, так і панельними і навіть навісними, вентиляльованими.

Є і ще декілька доказів на користь монолітного будівництва. Однією з найважливіших експлуатаційних характеристик будь-якого будинку є його жорсткість і міцність. В цьому відношенні монолітним будинкам немає рівних. Вони дають рівномірне осідання конструкції будівлі, перерозподіляючи навантаження і запобігаючи появі тріщин. Став вже хрестоматійним приклад бразильського міста Сан-Паулу, де під час десятибального землетрусу деякі монолітні висотні будинки не зруйнувалися і навіть не деформувалися, а лягли набік (що пов'язано з недостатньою міцністю фундаменту).

Ще одна важлива перевага монолітного будівництва полягає в тому, що весь виробничий цикл зосереджений на одному будмайданчику мінімальних розмірів. В цьому його відмінність від панельного будівництва, де всі елементи виготовляються на заводі, потім підвозяться і складуються на будмайданчику і потім вже монтуються за допомогою кранів і іншої важкої техніки. Процес зведення монолітного будинку складається всього з декількох етапів: приготування і доставки бетону (як правило, класу С25/30), підготовки опалубки і власне заливання бетону.

Раціональними областями застосування монолітного будівництва є регіони з складними геологічними умовами.

Також технологія значно спрощується завдяки новим сучасним опалубкам. Застосування сучасних опалубних систем при монолітному будівництві значно підвищує його ефективність. Терміни та якість зведення конструкцій багато в чому визначає саме опалубка. Сучасні опалубні системи можна класифікувати по різних критеріях [3]:

- по області застосування і конкретних задачах: для стін; для перекриттів; колон; кільцевих стін із змінним радіусом; тунельна; одностороння.
- по конструктивних особливостях: рамні; балкові.
- за способом встановлення: стаціонарна; самопідймальна; підйомно-переставна; підймальна.
- по розмірах: великопанельна; дрібноштучна.
- за матеріалами опалубки. Для виготовлення опалубок застосовують різні матеріали: сталь, алюміній, деревину, пластик.

Основні напрями розвитку технології бетонних робіт повинні передбачати заходи, які дозволили б значно підвищити продуктивність праці на цих роботах:

- організацію централізованого виготовлення зварених арматурних каркасів, сіток, і просторових блоків і монтаж їх на будмайданчиках;
- застосування уніфікованих багаторазових систем опалубок, організацію централізованого їхнього виготовлення і інтенсивної експлуатації;
- розвиток індустрії товарних бетонних сумішей шляхом організації їхнього централізованого виготовлення на високомеханізованих і автоматизованих районних приоб'єктних заводах і установках з доставкою цієї суміші спеціалізованим транспортом;
- механізацію подачі розподілу і укладання бетонної суміші з використанням високопродуктивних бетононасосів, бетоноукладачів і іншої техніки;
- застосування технології зимового бетонування з використання ефективних морозостійких добавок, автоматизацію процесів термообробки бетону.

Арматурні заготовки поставляються з виробничого цеху на будівельний майданчик комплектно, відповідно до замовлених специфікацій і графіка виробництва монолітних залізобетонних робіт. На будівельному майданчику арматурні заготовки складають в послідовності, яка прийнята для армування залізобетонних конструкцій. Для забезпечення безперервної роботи спеціалізованої бригади арматурників на будівельному майданчику створюється запас заготовок на три-чотири захватки, згідно їх черговості і об'єму робіт кожної захватки.

З метою підвищення вироблення арматурників, а також забезпечення високої якості робіт і підвищення рівня спеціалізації робочих, доцільно арматурні роботи на будівельному майданчику виконувати двома спеціалізованими бригадами: для виконання армування вертикальних залізобетонних конструкцій і горизонтальних залізобетонних конструкцій.

Основним устаткуванням для виготовлення окремих арматурних виробів є верстати-автомати, - для правки і різання арматури, і ножиці. Вони володіють низькою продуктивністю і високою вартістю, тому установка такого устаткування на кожному будмайданчику недоцільна.

Досвід будівництва показує, що рівень механізації арматурних робіт на будмайданчику залежить від ступеня готовності арматурних виробів, а також устаткування і оснащення, які сприяють скороченню ручної праці.

Поки в нашій країні ще не створена універсальна опалубна система, тому за український будівельний ринок борються зарубіжні виробники опалубки. В основному за принципом модульних щитів створені опалубні системи «НОЕ», «ПЕРИ», «МЕВА» (Німеччина), «ДОКА» (Австрія), «ПАШАЛЬ» (Німеччина), «УТИНОРД» (Франція). Концерном «МЕВА» розроблені найсучасніші опалубні системи, де замість використовуваної багатошарової фанери застосовуються цілком нові довговічні пластмасові (PP) поліпропіленові плити «Алкус».

Австрійсько-німецька фірма «Дока» є одним з найкрупніших світових виробників опалубки. В асортименті компанії продукції, що випускається — самі різні види опалубки: стінна, для перекриттів і багато інших. Розробка і виготовлення всіх деталей опалубки однією компанією підтверджені міжнародним сертифікатом якості ISO 9002. Оригінальною технологією зведення будівель і споруд за допомогою пінополістирольних блоків незнімної опалубки є так звана будівельна система ААБ. Дана система, винайдена в 80-х роках в Канаді, представляє собою незнімну опалубку у вигляді блоків з пінополістиролу з упресованими в процесі виготовлення перемичками. Простим укладанням один на одного вісім рядів блоків утворюють один поверх майбутньої будівлі, в пази перемичок закладається арматура — поверх готової для заливки бетоном. Важливо і те, що при реалізації кожного конкретного проекту будівельникам необхідно розглядати варіанти придбання опалубки або її аренди. В Україні підприємства, що надають опалубну систему в аренду з

проектуванням опалубки під конкретний об'єкт, комплектацією і технічним супроводом не дуже багато.

Справа сильно спрощується, якщо є можливість створити бетонний вузол безпосередньо на будмайданчику. Це стає вельми актуальним при точковому будівництві в щільній забудові, де часто немає можливості доставити і складувати панелі, розмістити рейкові колії для декількох підйомних кранів. Не варто забувати і про те, що для панельного будівництва характерні допуски на всіх етапах технологічного циклу, що приводить до додаткових праце- і матеріалозатратам при їхньому вирівнюванні.

Завдяки своїм технологічним особливостям монолітні будинки набагато більш стійкі до дії зовнішніх чинників і, отже, більш довговічні. Якщо встановлений проектувальний термін експлуатації сучасних панельних будинків складає 50 років, то для будинків, побудованих по монолітній технології - не менше 200 років.



## 2. Архітектурна частина

### 2.1. Загальні дані

Будівельний майданчик житлової будівлі знаходиться в центрі міста Гостомель неподалік від ЖК Гостомельські липки за адресою вул. Некрасова 1Ж (див. рис.2.1).

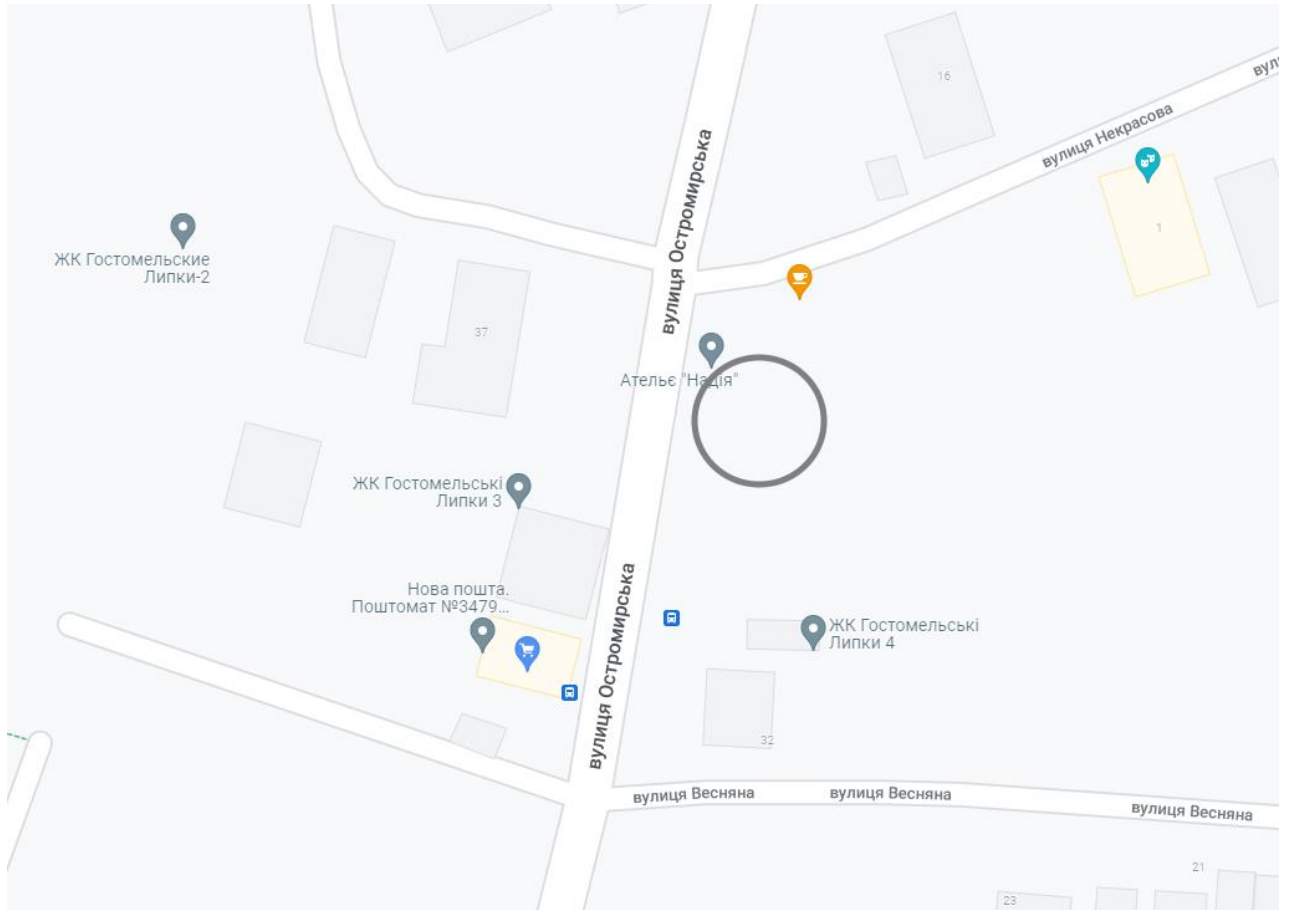


Рис 2.1. Ситуаційний план.

Рельєф ділянки пологий рівний із загальним ухилом в північно-західному напрямку. Абсолютна відмітка поверхні змінюється з 78.0 до 81.0. Майданчик обладнаний підїздними дорогами, які забезпечують транспортування будівельного матеріалу на ділянці. Проїзд на територію будівельного майданчику для автомобільного транспорту здійснюється з вул. Остромирська.

## 2.2. Природні умови

Район будівництва м. Гостомель, згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [4] відноситься до зони І і має наступні кліматичні характеристики:

- середньорічна температура  $+8^{\circ}\text{C}$ ;
- середня температура січня  $-4,7^{\circ}\text{C}$ ;
- середня температура липня  $+19,8^{\circ}\text{C}$ ;
- температура зовнішнього повітря холодної п'ятиденки забезпеченістю  $0,98 -29,0^{\circ}\text{C}$ ;
- тривалість періоду з середньодобовою температурою менше  $0^{\circ}\text{C}$  188 діб;
- глибина промерзання ґрунту 1,2м.

Сніговий район ділянки будівництва – 5.

Вітровий район ділянки будівництва – 1.

Тип місцевості – II.

За результатами геологічних досліджень, було проведення буріння скважин глибиною до 28 м від рівня планування. Виділяються 5 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ):

ІГЕ-1: насипний ґрунт: дрібний пісок темно-сірого кольору з добавками бутового каменю, з низькою вологістю,  $h=0,7-1,8\text{м}$ ;

ІГЕ-2: пісок дрібний з низькою вологістю, жовто-сірий, середньої щільності,  $h=2,0-4,3\text{м}$ ;

ІГЕ-3: пісок дрібний, водонасичений, жовто-сірий, щільний, з вкрапленням суглинних пісків,  $h=8,0-10\text{м}$ ;

ІГЕ-4: пісок суглинний, рідкої консистенції,  $h=2,5-3,2\text{м}$ ;

ІГЕ-5: мергельна глина зелено-сірого кольору.

Підземні води знаходяться на рівні 3,8-5,0м (абсолютна відмітка 125,2-125,82м). Підвищення рівня підземних вод можливе до 1 м від зафіксованого обстеженням.

Підземні води не агресивні до бетонів нормальної щільності.

### 2.3. Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Будівля має кутову форму в плані. Висота будівлі 19 поверхів.

Конфігурація в плані та кількість поверхів забезпечують нормативну ізоляцію від навколишніх будівель.

Для доступу використовується існуючий проїзд з вулиці Остромирська. Другий запасний проїзд пропонується облаштувати від вул. Некрасова.

Перший поверх має частково відкритий простір між колонами. В'їзд та під'їзд до підземного паркінгу розташовані на першому поверсі. На цьому поверсі облаштовано тимчасову парковку на 4 автомобілі.

На всіх поверхах присутні офісні. Конструктивна схема підходить для гнучкого планування офісів з різними площами:

- Поверхи 2-8 – площа приміщень 150-200м<sup>2</sup>;
- Поверхи 9-14 – площа приміщень 200-300м<sup>2</sup>;
- Поверхи 15-18 – площа приміщень 300-400м<sup>2</sup> з більш комфортним плануванням і дворівневим простором. Верхню терасу даху пропонується використовувати для відпочинку та оздоровлення.

В оздобленні нижніх приміщень використовується граніт та декоративна плитка з уламками штукатурки на шарі теплоізоляції. В оздобленні верхніх поверхів використовуються алюмінієві панелі та високоякісна декоративна штукатурка.

Для внутрішньої обробки використовуються сучасні високоякісні матеріали: для підлоги керамічна плитка, для стін і перегородок – гіпсокартон, у санвузлах та квартирах з підвищеною вологістю – кольорова штукатурка та керамічна плитка.

Для інженерного обслуговування використовується високоякісне обладнання та матеріали:

- вантажно-пасажирські та пасажирські ліфти «OTIS»;
- механізми підйому біля сходів першого поверху для інвалідів.

## 2.4. Архітектурно-конструктивне рішення

### 2.4.1. Основні конструктивні рішення

За відповідальністю будівля належить до 1-го класу, паркінг до 2-го класу.

Коефіцієнт надійності за відповідальністю для будівлі (висотою понад 75 м)  $\gamma_{gr}=1.1$ , коефіцієнт надійності за призначенням  $\gamma_{gr}=1$ .

Нормативні навантаження на перекриття приймаються за таблицею 6.2 ДБН В.1.2-2:2006 [5]:

- 1.5 кПа для житлових приміщень;
- 2.0 кПа для службових приміщень.

Постійні навантаження, викликані рухомими транспортними засобами на перекритті стоянки, приймаються з урахуванням навантаження НК-80 (одиначні автомобілі з ходом коліс) згідно з СНиП 2.09.03-85 [6].

На місці існуючого 2-поверхового будинку спроектована житлова 19-поверхівка. Існуюча споруда підлягає зносу.

Схема основних несучих конструкцій комбінована – каркасна з ядрами жорсткості і каркасна з діафрагмами. Діафрагми жорстко з'єднані між собою плитами перекриття.

В якості ядер жорсткості використовуються закриті ліфтово-сходові блоки з вентканалами, в якості діафрагм – стіни.

Підземний паркінг монолітний, являє собою систему поперечних і поздовжніх рам з жорстким з'єднанням балок з колонами і колон з фундаментом. Каркаси об'єднані монолітним залізобетонним перекриттям.

#### ***Фундаменти***

Комбінований пальово-плитний фундамент (КППФ).

Застосування огорожувальної «стінки діафрагми» як несучої (фундаментної) конструкції передбачає укладання глибоких фундаментів, а саме паль, по контуру та всередині контуру споруджуваної будівлі. На рівні монолітності - з/б стіна має товщину  $t = 720$  мм. Стіна діафрагми (См-1) передає навантаження на фундамент від вище розташованих колон і стін.

Товщина пальового ростверку - 1,2 м. Палі буронабивні (ПБм-1, ПБм-2),  $d = 620$  мм,  $l = 24000$  мм до позначки -32.950.

По периметру будівлі укладається відмост шириною 900 мм з ухилом  $i = 0,03$ . Він призначений для захисту фундаменту від дощу і талої води, що проникає в землю біля стін будівлі.

### ***Стіни***

Стіни призначені для захисту від впливу навколишнього середовища та передачі навантаження від конструкцій над ними – плит перекриття та покриття на фундамент.

Підземні несучі стіни ( $t=720$ мм) спираються на фундаментну плиту.

Стіни вище рівня 0 є ненесучими і спроектовані у вигляді газобетонних блоків ( $t=200$ мм) згідно з ДСТУ Б В.2.7-80:2008 [7]. Утеплювач - мінеральна вата ( $t=150$ мм). Стіни спираються на перекриття на кожному поверсі.

Товщина зовнішніх стін визначається виходячи з розрахунку опалення і становить 200 мм. Така товщина необхідна для забезпечення стійкості до вітрових і ударних навантажень, а також для підвищення тепло- і звукоізоляційної здатності стін.

Зовнішні стіни покриті штукатурним цементно-піщаним розчином. Товщина зовнішнього (декоративного) шару штукатурки 20 мм. За межами шару штукатурки виконана кольорова побілка. Необхідно покращити зовнішній вигляд будівлі.

### ***Колони***

В будівлі передбачаються монолітні залізобетонні колонни. Вони жорстко з'єднані з фундаментною плитою. Разом з діафрагмою вони формують каркас будівлі. Вони передають корисне навантаження і навантаження власної ваги на фундаментну плиту. Переріз колон змінюється в залежності від висоти будівлі: від 800x800мм до 400x400 мм.

### ***Плити перекриття***

Підземна плита перекриття (фундаментна плита) має товщину ( $t=250\text{мм}$ ). На неї спираються монолітні залізобетонні колони та монолітні стіни. Перекриття має клас бетону В30 і клас арматури А400.

Міжповерхова плита перекриття має товщину ( $t=200\text{мм}$ ) клас бетону В30, клас арматури А240, А400 (сітки зварні).

### ***Покрівля***

Дах будівлі - складний і вальмовий. Дах має різну висоту. Кровляна система підтримується перекриттям. Покриття покрівлі виконується сучасними ефективними теплоізоляційними та гідроізоляційними матеріалами. Матеріал покриття - ондулін. Ондулін - легкий, покрівельний та облицювальний матеріал. Зливна система організована внутрішньою.

### ***Сходова система***

Основний сходовий марш виконується монолітними залізобетонними сходами та міжсходовими площадками. сходові марші – за сер. 1.251.1 – 2 (частина 1) [8], під'їзди - за сер. 1.152.1 – 8 (частина 1) [8], набірні сходинок - за ДСТУ Б В.2.6-56:2008 [9] (сходинок на металевих струнах, які покриті шаром бетону товщиною  $t=30\text{мм}$ ).

### ***Гідроізоляція підземних споруд***

Відповідно до рекомендацій інженерно-геологічних досліджень проектом передбачено обклеювання підземних стін і підлог вертикальним і горизонтальним гідроізоляційним матеріалом. Гідроізоляційний матеріал являє собою три шари гідроізола на бітумному повсті.

### ***Перегородки***

Проект будівлі передбачає вільне планування. Перегородки виконані у вигляді гіпсокартонних плит на профілях. Система КНАУФ. Загальна товщина перегородок 120 мм із заповненням простору між листами звукоізоляційного матеріалу. Це дозволяє створити комфортні акустичні умови в житлових приміщеннях.

Вологі приміщення, такі як туалети, цехи громадського харчування, облицюються водостійкими гіпсовими листами з низьким водопоглинанням (менше 10%) і мають підвищену стійкість до проникнення вологи.

### ***Вогнестійкість будівлі***

Проектна будівля за відповідальністю відноситься до I класу, а за вогнестійкістю до II класу. Необхідний ступінь вогнестійкості забезпечується вогнетривкими матеріалами для вогнезахисту будівлі.

### ***Матеріали***

Проект передбачає використання сучасних ефективних матеріалів, сертифікованих в Україні.

## **2.4.2. Системи водопостачання та каналізації**

Джерелом холодного водопостачання є водогін діаметром 200 мм по вулиці Остромирська. Проектом передбачено розміщення двох ввідів зі свердловини із заслінкою між ними. Введення труб здійснюється з пластикових труб ПЕ-80 діаметром 100 мм. Укладання вважається відкритим способом на глибину 2 м. Всю систему пожежогасіння забезпечує проектована свердловина та наявні пожежні крани, розміщені на магістральній трубі.

Для обліку водокористування установка водомірного вузла з лічильником води «Премекс-20». Пожежний кран діаметром 50 мм з довжиною рукава 20 м встановлюється на кожному поверсі в спеціальних боксах у легкодоступних місцях.

Підземний паркінг обладнаний автоматичною системою пожежогасіння. Проект передбачає водонаповнену спринклерну систему. Джерелом водопостачання паркінгу є водосховище ємністю 140м<sup>3</sup>, розташоване в підвальному приміщенні. Система автоматизована.

Система гарячого водопостачання забезпечується бойлером, влаштованим у кожній квартирі.

Для досягнення необхідного тиску в системі водопостачання використовуються підвісні насоси.

Система холодного та гарячого водопостачання проектується з оцинкованих труб діаметром 15-100 мм. Магістральні трубопроводи ізолювані матеріалами K-FLEX.

Внутрішня каналізація монтується з пластикових труб діаметром 50-100 мм. Відведення стічних вод проектується в загальну систему каналізації будівлі. Загальна система каналізації будівлі складається з пластикових труб діаметром 200 мм. Укладання проводиться відкритим способом на глибину 2-3,5м.

### 2.4.3. Зовнішнє утеплення стін

Необхідний термічний опір стінових огорожувальних конструкцій визначається відповідно до санітарно-гігієнічних і комфортних умов.

$$R_0^{req} = 3/13 m^2 \cdot ^\circ C / Wt$$

Конструкція закритої стіни складається з наступних шарів:

Табл 2.1

Характеристика шарів

Назва шару	Товщина, мм	$\lambda$ , Wt/(m·°C)	R, m <sup>2</sup> ·°C/Wt
Штукатурка	15	0.7	0.021
Пінобетон	200	0.22	0.909
Теплоізоляція "Rockwool "	100	0.047	2.128
Повітряний прошарок	22	-	-
Облицювання	10	2.91	0.003

Термічний опір (R, m<sup>2</sup>·°C/Wt) багатошарової огорожувальної конструкції, а також однорідної (одношарової) огорожувальної конструкції:

$$R = \frac{\delta}{\lambda} ,$$

де  $\delta$  — товщина шару, м

$\lambda$  — розрахунковий коефіцієнт теплопровідності для шару матеріалу, Wt/(m·°C).



Загальний опір шарів огорожувальної конструкції (опір облицювання не враховується):

$$R_c = 3.059 m^2 \cdot ^\circ C / Wt$$

Терmostійкість огорожувальної конструкції:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_i} + R_c + \frac{1}{\alpha_o} = \frac{1}{8.7} + 3.059 + \frac{1}{12} = 3.257 m^2 \cdot ^\circ C / Wt,$$

де  $\alpha_i$ - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні закритих конструкцій;

$\alpha_o$ - коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні закритих конструкцій.

Через наявність теплових містків у вигляді конструкції навісного фасаду, було прийнято рішення збільшити товщину утеплювача, що укладається в зовнішніх стінах, до 120 мм. Цей процес усуває негативний вплив кріплень.

#### **2.4.4. Техніко-економічні фактори**

Кількість поверхів –19;

Площа будмайданчику – 1410 м<sup>2</sup>;

Загальна площа будівлі–20520.7 м<sup>2</sup>, включаючи площу паркінгу, що дорівнює 2160 м<sup>2</sup>;

Об'єм будівлі - 81248.4 м<sup>3</sup>.

### 3. Конструктивна частина

#### 3.1. Конструювання житлової будівлі в ПК МОНОМАХ

##### 3.1.1. Конструктивна схема

Конструктивна схема каркаса має дві підсистеми несучих конструкцій:

- горизонтальні конструкції;
- вертикальні конструкції.

Горизонтальні конструкції забезпечують геометричну незмінність у плані, вони передають прикладені навантаження на вертикальні конструкції, беруть участь у просторовій роботі всієї схеми як діафрагми, запобігають взаємному зсуву нерівномірно навантажених вертикальних елементів. В якості горизонтальних конструкцій використовуються балки, ригелі, перекриття.

Вертикальні конструкції виконують основну несучу функцію, вони в кінцевому підсумку сприймають всі прикладені навантаження, передаючи їх на фундамент. В якості вертикальних конструкцій використовуються колони та стіни.

За способом просторової жорсткості та геометричної незмінності каркасні системи поділяють на каркасні, з'єднані, каркасно-в'язеві. У моєму випадку схема каркасно-в'язева. Плоский каркас забезпечує лише бічну жорсткість і стійкість будівлі. Поздовжню стійкість будівлі забезпечують жорсткі з'єднання або діафрагми жорсткості.

Дана будівля має кутову форму в плані. Допустимий крок колон 6м у двох напрямках. Схема перекриття безбалкова.

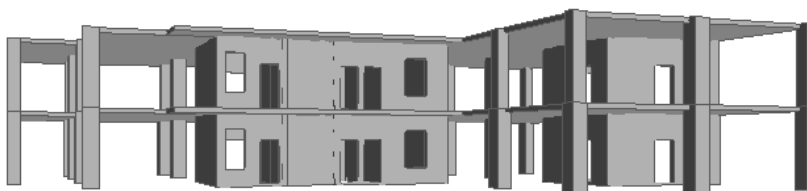


Рис 3.1 Каркасно-в'язева схема будівлі

### 3.1.2. Збір навантажень

Схема сприймає наступні види навантажень:

- власна вага покриття та конструкцій;
- довготривалі навантаження;
- короткотривалі навантаження;
- вітрове навантаження;
- снігове навантаження;
- сейсмічний вплив.

#### 3.1.2.1. Навантаження на плити перекриття

- навантаження, розподілене по загальній площі плити (на м<sup>2</sup>);
- лінійне навантаження від огорожувальних конструкцій (на м.п.).

В Табл 3.1, 3.2 показано зібране навантаження для монолітної плити типового поверху. Навантаження вважається рівномірно розподіленим.

Таблиця 3.1

Рівномірно розподілене навантаження, т/м <sup>2</sup>		
Номер	Назва навантаження	Величина, т/м <sup>2</sup>
<b>Постійне навантаження</b>		
1	Керамічна плитка – 10 мм (2.4 т/м <sup>3</sup> ) $0.01 \cdot 2.4 \cdot 0.95 = 0.023$ т/м <sup>2</sup>	0.023
2	Цементно-піщана стяжка – 30 мм ( 2.5 т/м <sup>3</sup> ) $0.03 \cdot 2.5 \cdot 0.95 = 0.0713$ т/м <sup>2</sup>	0.0713
3	Теплоізоляція ‘Stroprock’ - 90 мм (15 кг/м <sup>3</sup> ) $0.09 \cdot 0.015 \cdot 0.95 = 0.0013$ т/м <sup>2</sup>	0.0013
4	Гіпсокартон – 10 мм (0.9 т/м <sup>3</sup> ) $0.01 \cdot 0.9 \cdot 0.95 = 0.009$ т/м <sup>2</sup>	0.009
5	Вага перегородок (0.3 т/м <sup>2</sup> ) $0.3 \cdot 0.95 = 0.285$ т/м <sup>2</sup>	0.285
	Всього	0.39

	<b>Тривалі навантаження</b>	0.4
	<b>Всього</b>	0.79

Таблиця 3.2

Постійне рівномірно розподілене лінійне навантаження від огорожувальних стін

Номер	Назва навантаження	Величина ,т/м
1	Штукатурка – 15 мм (1.2 т/м <sup>3</sup> ) 0.015·1.2·1·0.95=0.017 т/м	0.017
2	Пінобетон – 200 мм (0.9 т/м <sup>3</sup> ) 0.2·0.9·1·0.95=0.171 т/м	0.171
3	Теплоізоляція " Rockwool " - 100 мм (15 кг/м <sup>3</sup> ) 0.1·0.015·1·0.95=0.002 т/м	0.002
4	Облицювання – 10 мм (1.15 т/м <sup>3</sup> ) 0.1·1.15·1·0.95=0.011 т/м	0.011
	<b>Всього</b>	0.201

$\gamma_f=0.95$  - коефіцієнт надійності за призначенням

### 3.1.2.2. Навантаження на фундаментну плиту

Фундаментна плита також є стоянкою, тому вона сприймає тимчасове навантаження від рухомих транспортних засобів. НК-80 – нормативне навантаження, що складається з машини з колесом,  $N= 785\text{кН}$  (80т) згідно до СНиП 2.09.03-85 [6].

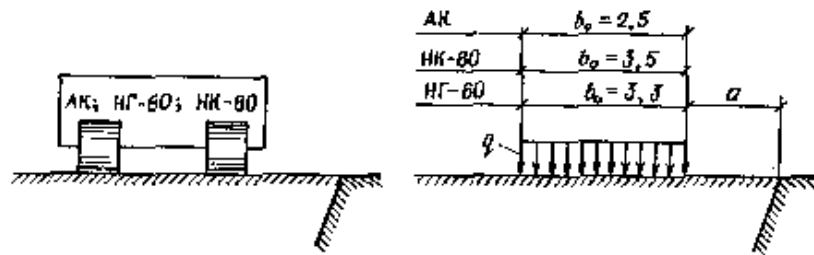


Рис.3.2 Схема приведення навантаження до лінійного

## Навантаження на фундаментну плиту

Номер	Назва	Величина, т/м <sup>2</sup>
<b>Постійні навантаження</b>		
1	Покриття 'Park-in' – 30 мм (2.1 т/м <sup>3</sup> ) 0.03·2.1·0.95=0.06 т/м <sup>2</sup>	0.06
2	Цементно-піщана стяжка – 30 мм (2.5 т/м <sup>3</sup> ) 0.03·2.5·0.95=0.0713 т/м <sup>2</sup>	0.0713
	Сума	0.0131
	<b>Тимчасове навантаження</b>	6.5

**3.1.2.3. Снігове навантаження**

Сніговий регіон для Київської області: 5 [5].

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальні проекційні поверхні (проектне) розраховується за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1 \cdot 1550 \cdot 0.8 = 1240 \text{ kPa},$$

де  $\gamma_{fm} = 1$  – коефіцієнт надійності для граничного значення снігового навантаження;

$S_0$  – характеристична величина снігового навантаження,  $S_0 = 1550 \text{ kPa}$  5-го снігового району;

$C$  – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt} = 1 \cdot 0.8 \cdot 1 = 0.8;$$

де  $\mu$  – коефіцієнт перерахунку від маси снігу до снігового навантаження на поверхню покриття. Для рівномірно розподіленого навантаження  $\mu = 1$ ;

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим роботи покрівлі;

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти,  $C_{alt} = 1$  (для  $H < 0.5$ )

### 3.1.2.4. Вітрове навантаження

Вітрове навантаження визначається згідно ДБН В.1.2-2:2006 [5].

- 2-й регіон за нормативним значенням вітрового тиску;
- 'II' – тип місцевості;
- напрямом  $0^\circ$  до осі X будівлі;
- напрямом  $90^\circ$  до осі X будівлі.

### 3.1.3. Спостереження за результатами розрахунку

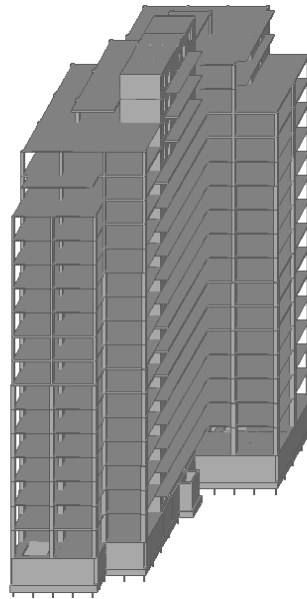


Рис. 3.3. Просторова модель будівлі

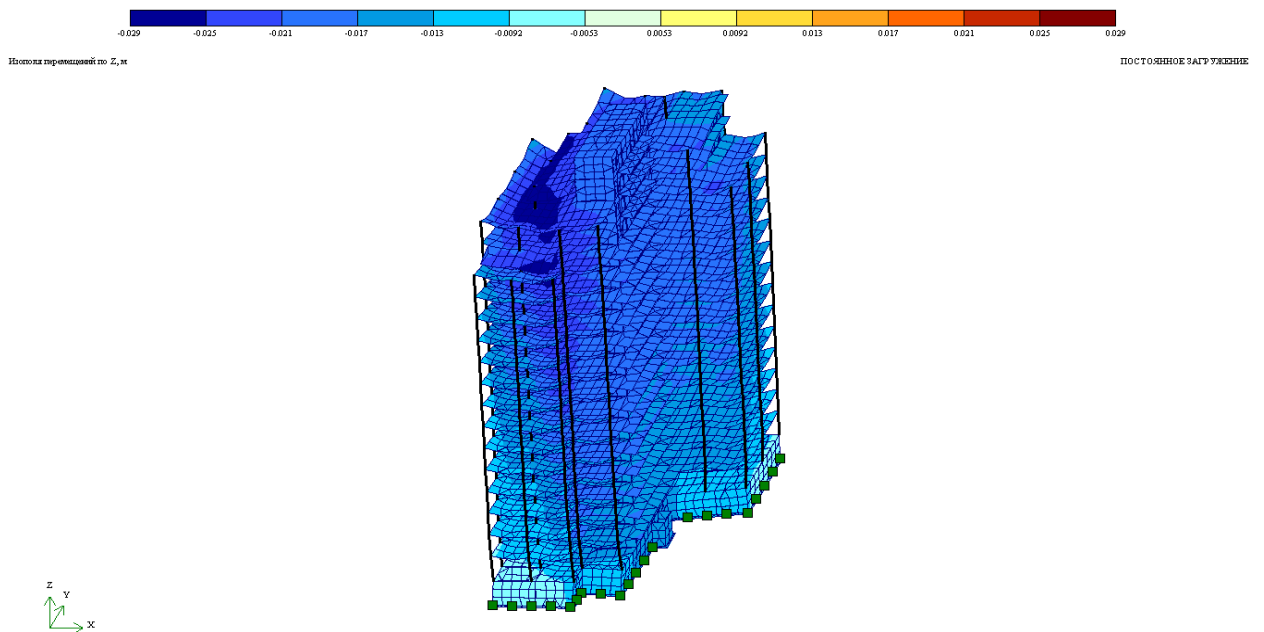


Рис. 3.4. Мозаїка переміщень по осі Z від власної ваги на деформованій схемі

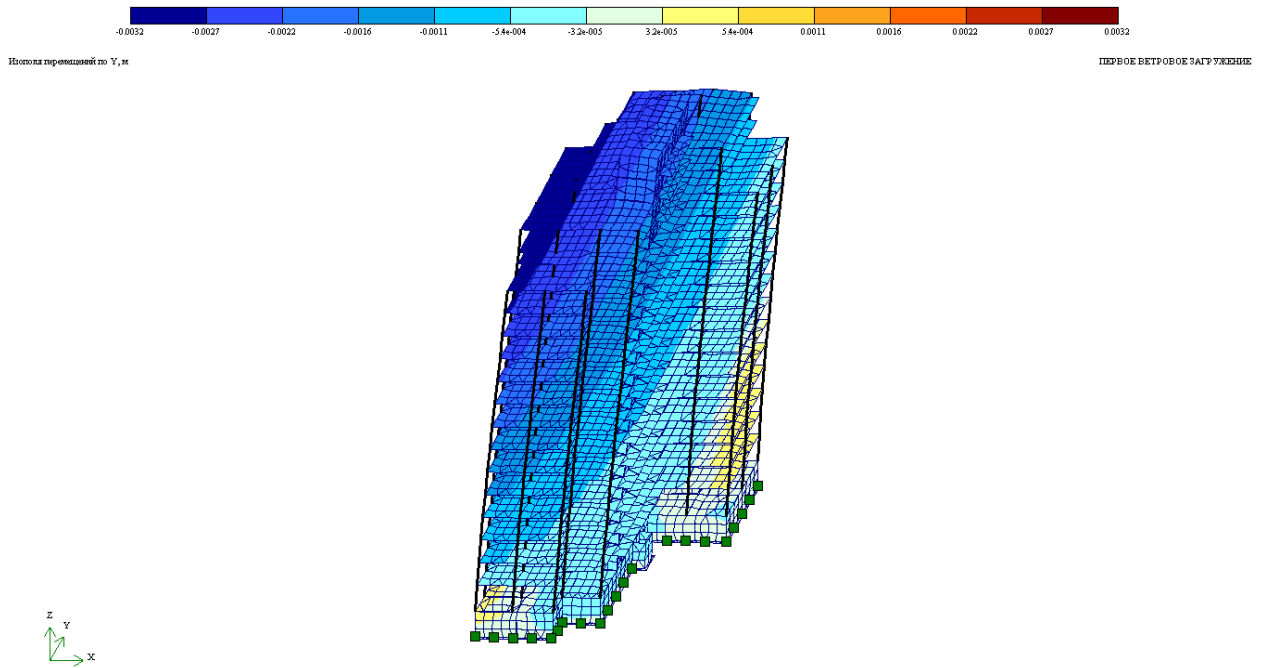


Рис. 3.5. Мозаїка переміщень по осі X від 1-го вітрового навантаження на деформованій схемі

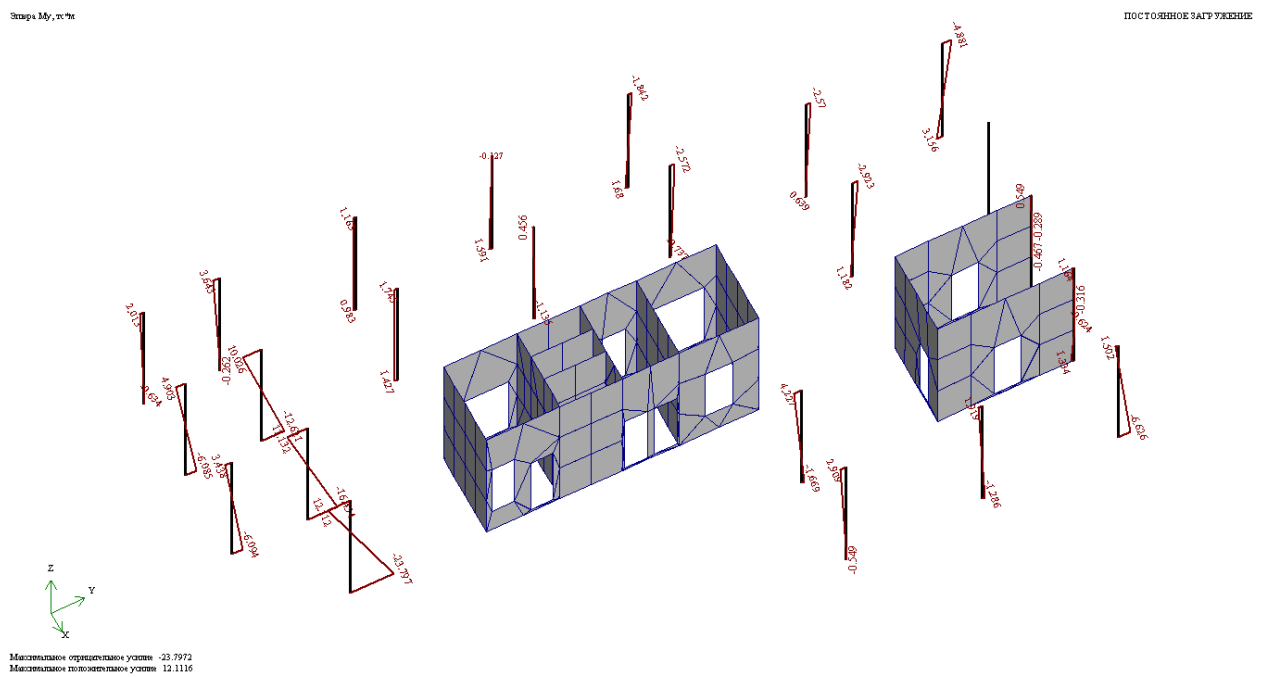


Рис. 3.6. Діаграми зусиль на фрагментованій схемі (3-й поверх)

Таблиця 3.4

Сумарні вертикальні навантаження

Постійне навантаження, т	Тимчасове навантаження, т	Миттєве навантаження, т
Навантаження на нижній рівень стін і колон 1-го поверху		
15493.749	5394.138	1.65
Власна вага фундаментних плит і додаткові навантаження на них		
2142.149	1586.777	0

## Вітрове навантаження

№ поверху	Вітер 1, період коливань = 2.36 с, нормальне прискорення = 0.104 м/с <sup>2</sup>			Вітер 2, період коливань = 2.22 с, нормальне прискорення = 0.074 м/с <sup>2</sup>		
	Статична складова, т	Пульсаційна складова, т	Всього, т	Статична складова, т	Пульсаційна складова, т	Всього, т
19	1.217	1.374	2.592	0.609	0.689	1.298
18	4.076	4.392	8.468	2.898	3.132	6.03
17	5.824	5.982	11.806	5.014	5.165	10.179
16	6.123	5.987	12.11	4.873	4.779	9.652
15	6.112	5.662	11.774	5.626	5.229	10.855
14	5.93	5.18	11.11	5.459	4.783	10.242
13	5.748	4.706	10.455	5.292	4.346	9.637
12	5.567	4.242	9.809	5.125	3.917	9.042
11	5.345	3.805	9.15	4.92	3.513	8.434
10	5.118	3.373	8.492	4.711	3.115	7.827
9	4.891	2.948	7.839	4.503	2.722	7.225
8	4.664	2.531	7.196	4.294	2.337	6.631
7	4.437	2.125	6.563	4.085	1.963	6.047
6	4.165	1.732	5.897	3.834	1.599	5.434
5	3.802	1.347	5.149	3.5	1.244	4.744
4	3.439	0.977	4.416	3.166	0.903	4.068
3	2.975	0.632	3.607	2.739	0.583	3.322
2	2.731	0.346	3.078	2.514	0.32	2.834
1	1.611	0.009	1.62	1.483	0.009	1.491

**3.2. Конструювання монолітного безбалкового перекриття**

Матеріал плити перекриття:

- залізобетон кл. С 25/30 (важкий) для плити перекриття:  
розрахункова міцність бетону на стиск 173кг/см<sup>3</sup>, модуль пружності бетону 3.31·10<sup>6</sup> т/м<sup>2</sup>, коефіцієнт Пуассона 0,2; вага одиниці 2.5т/м<sup>2</sup>

Геометричні параметри:



- Товщина плити 0,2м, товщина стін 0,3м і 0,2м; параметри колон 0,8х0,8м. План плити перекриття наведено на рис.3.7.

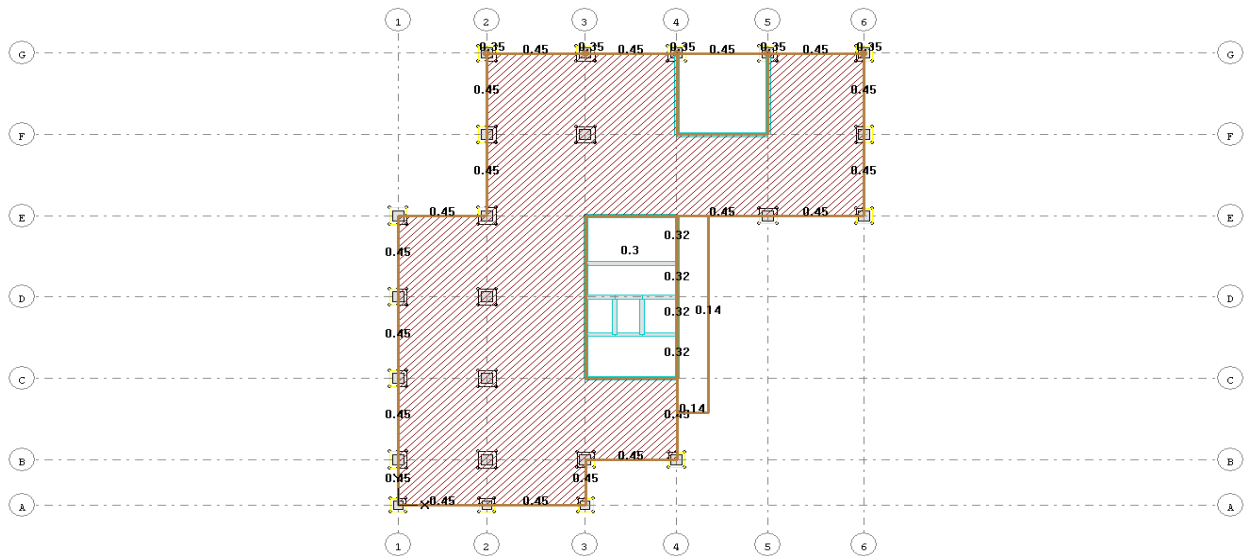


Рис.3.7. План плити перекриття

Таблиця 3.6

Навантаження, що діють на плиту перекриття

Номер	Назва навантаження	Величина, т/м <sup>2</sup>
<b>Постійні навантаження</b>		
1	Керамічна плитка – 10 мм (2.4 т/м <sup>3</sup> ) $0.01 \cdot 2.4 \cdot 0.95 = 0.023$ т/м <sup>2</sup>	0.023
2	Цементно-піщана стяжка – 30 мм (2.5 т/м <sup>3</sup> ) $0.03 \cdot 2.5 \cdot 0.95 = 0.0713$ т/м <sup>2</sup>	0.0713
3	Теплоізоляція ‘Stroprock’ - 90 мм (15 кг/м <sup>3</sup> ) $0.09 \cdot 0.015 \cdot 0.95 = 0.0013$ т/м <sup>2</sup>	0.0013
4	Гіпсокартонові листи –10 мм (0.9 т/м <sup>3</sup> ) $0.01 \cdot 0.9 \cdot 0.95 = 0.009$ т/м <sup>2</sup>	0.009
5	Вага перегородок (0.3 т/м <sup>2</sup> ) $0.3 \cdot 0.95 = 0.285$ т/м <sup>2</sup>	0.285
	Всього	0.39
	<b>Тимчасове навантаження</b>	0.4
	<b>Всього</b>	0.79

$\gamma_f = 0.95$  - коефіцієнт надійності за призначенням

Таблиця 3.7

Постійне рівномірно розподілене лінійне навантаження від огорожувальних стін

Номер	Назва навантаження	Величина ,т/м
1	Штукатурка – 15 мм ( $1.2 \text{ т/м}^3$ ) $0.015 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 0.95 = 0.017 \text{ т/м}$	0.017
2	Пінобетон – 200 мм ( $0.9 \text{ т/м}^3$ ) $0.2 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 0.95 = 0.171 \text{ т/м}$	0.171
3	Теплоізоляція " Rockwool " - 100 мм ( $15 \text{ кг/м}^3$ ) $0.1 \cdot 0.015 \cdot 1 \cdot 0.95 = 0.002 \text{ т/м}$	0.002
4	Облицювання – 10 мм ( $1.15 \text{ т/м}^3$ ) $0.1 \cdot 1.15 \cdot 1 \cdot 0.95 = 0.011 \text{ т/м}$	0.011
	<b>Всього</b>	0.201

$\gamma_f = 0.95$  - коефіцієнт надійності за призначенням

Для розрахунку плити в ПК МОНОМАХ я використала модель будівлі, створену в модулі «Композиція», а потім імпортувала її в модуль «Плита» з перерозподілом навантажень та інших параметрів схеми, необхідних для адекватного результату розрахунку.

Таблиця 3.8

Переміщення (екстремуми)

№ вузла	X (см)	Y (см)	Переміщення Z (мм)	№ вузла	X (см)	Y (см)	Переміщення Z (мм)
207	2776.9	3335.0	-16.045620	282	1235.0	239.3	0.679529

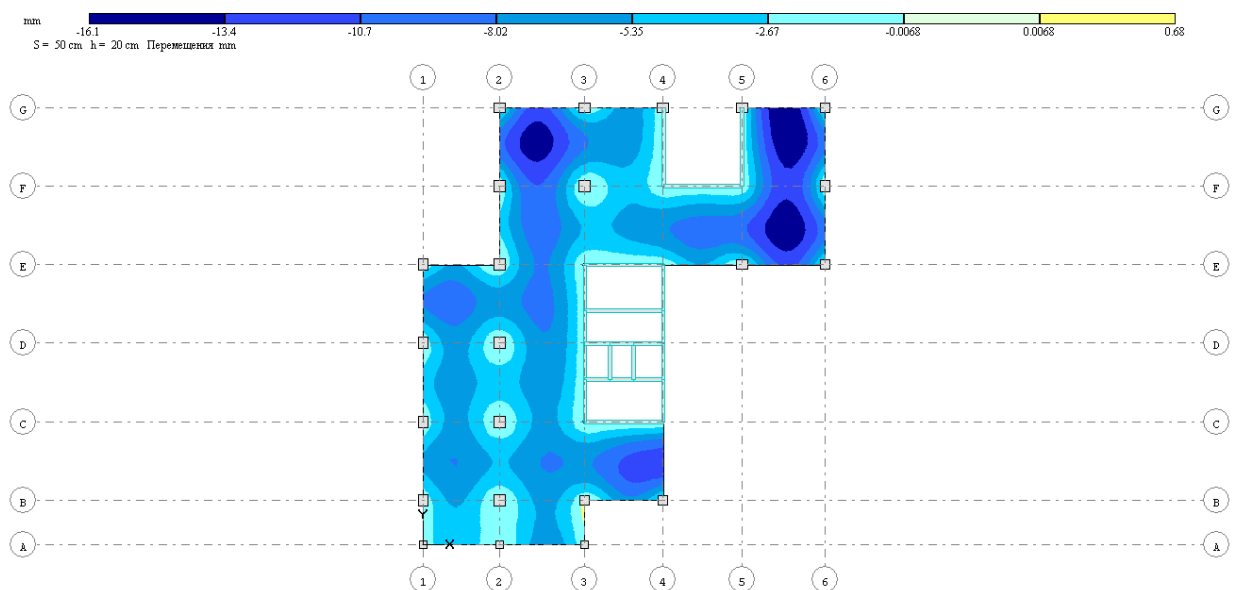


Рис.3.8.Мозаїка переміщень

## Композиція зусиль (екстремуми)

№ тр.	$M_x$	$M_y$	$M_{xy}$	$Q_x$	$Q_y$	$R$
1215	-15.79	-10.49	-4.27	55.83	-30.50	0.00
1668	-10.97	-13.77	3.58	-18.20	-24.14	0.00
2208	-8.30	-11.82	-5.15	-103.24	2.48	0.00
1195	-12.25	-8.51	1.01	-254.75	-56.52	0.00
1640	-9.43	-12.30	0.86	-152.64	221.93	0.00
1	1.38	1.16	-4.29	4.41	-4.33	0.00

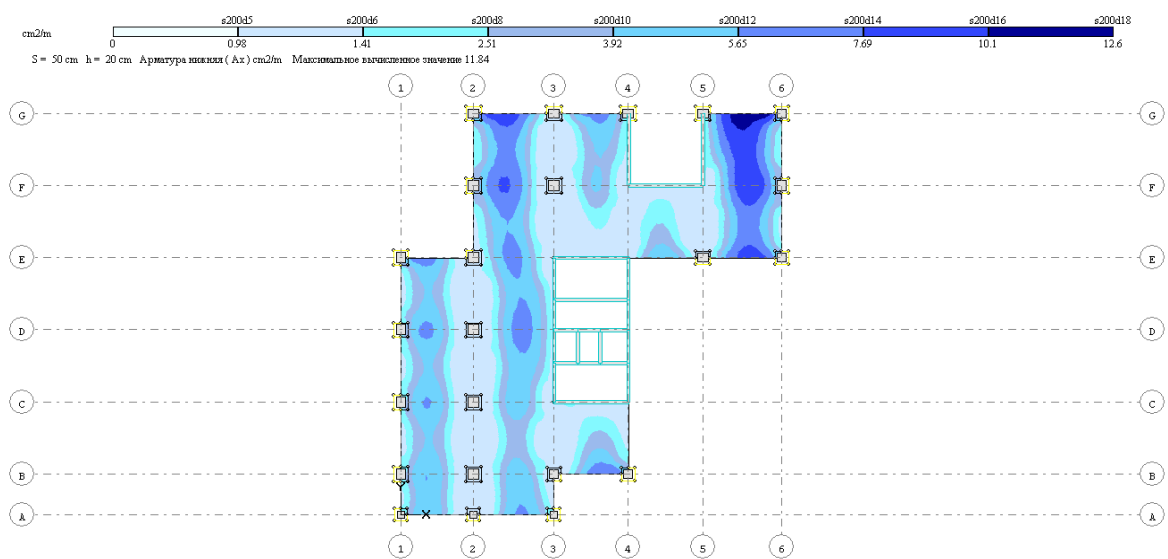


Рис.3.9.Мозаїка нижнього армування плити по X

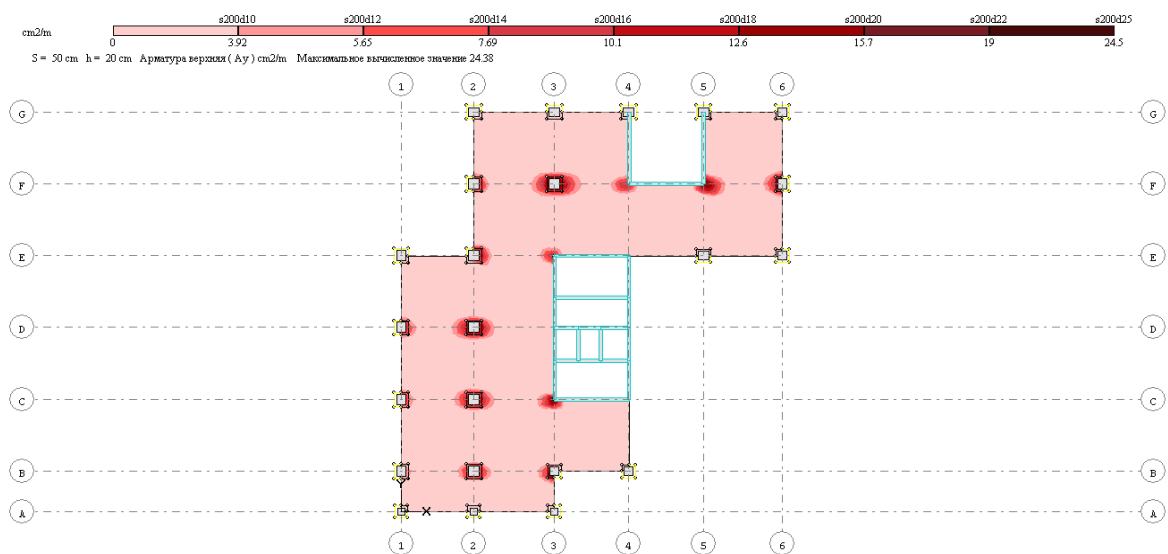


Рис.3.10. Мозаїка нижнього армування плити по Y

Армування (екстремуми)

№тр.	Xc (см)	Yc (см)	Angle	AX	AY	AX	AY	AX	AY
				нижня (см)	нижня (см)	верхня (см)	верхня (см)	попереч. (см)	попереч. (см)
1923	2903.7	3301.8	0.0	11.84	1.22	1.22	1.22	0.00	0.00
2341	1786.0	634.2	0.0	1.00	9.98	1.00	1.00	0.00	0.00
1215	2438.9	2720.2	0.0	1.00	1.00	29.03	17.61	53.76	10.36
1668	1216.9	925.6	0.0	1.00	1.00	18.55	24.38	3.52	6.83
819	564.1	1523.8	0.0	1.00	1.00	21.46	21.88	59.48	0.00
737	1226.0	2120.1	0.0	1.00	1.00	10.25	14.72	0.00	102.48

### 3.3. Конструкція колони першого поверху

#### 3.3.1. Вихідні дані

Необхідно проектувати монолітні армовані колони в монолітно-каркасному будинку. Клас бетону – С25/30 ( $E_b=29\cdot 10^6$ кПа). Геометричні параметри поперечного перерізу колони наведені на рис. 3.11.

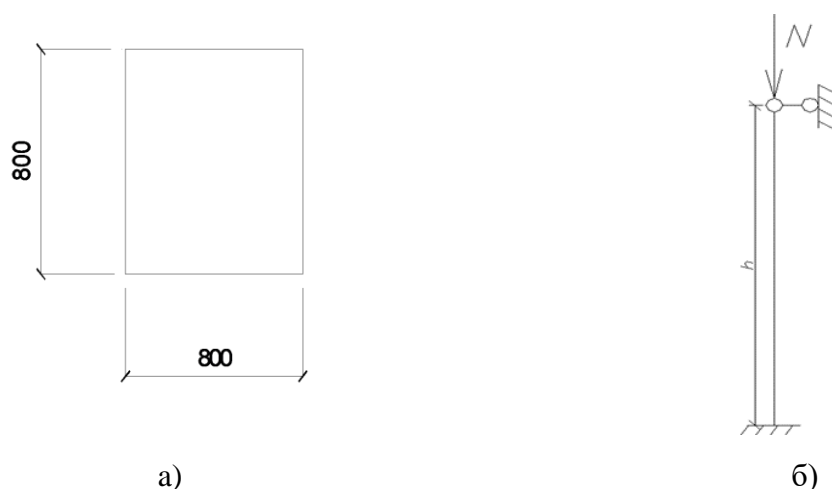


Рис.3.11. а) Геометричні параметри поперечного перерізу колони; б) Схема конструкції колони

Де  $a \times b = 0.8 \times 0.8$  m;  $h = 4.0$  m.

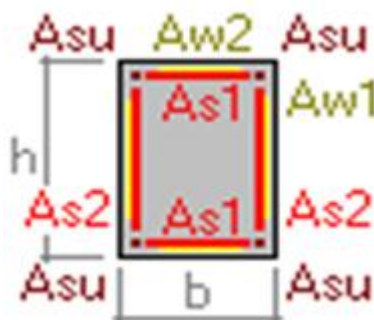
Навантаження, що діють на колону, отримані за результатами МСЕ, виконаного за допомогою ПК ЛІРА-САПР при проектуванні цілісної будівлі:

Таблиця 3.10

## Результати МСЕ розрахунку

	N, т	M <sub>x</sub> , т*м	M <sub>y</sub> , т*м	Q <sub>x</sub> , т	Q <sub>y</sub> , т
Постійне	457	-16.6	57.6	18.6	-5.28
	451	4.54	-17	18.6	-5.28
Тривале	228	-4.55	23	7.9	-1.09
	228	-0.197	-8.63	7.9	-1.09
Короткочасне (сніг)	0.0103	-0.00621	0.0191	0.00638	-0.00277
	0.0103	0.00488	-0.00649	0.00638	-0.00277
Вітер 1	-11.5	1.9	-11.6	-3.16	0.322
	-11.5	0.614	1.02	-3.16	0.322
Вітер 2	6.21	-0.967	3.88	1.32	0.546
	6.21	-3.15	-1.39	1.32	0.546
Сейсміка 1	31.5	-5.09	29.5	8.2	-0.776
	31.5	-4.2	-3.38	8.2	-0.776
Сейсміка 2	-14.6	1.77	-8.76	-3.09	-2.59

## 3.3.2. Результати розрахунку та проектного армування



Таблиця 3.11

Робоча арматура поперечного перерізу	Площа арматури, см <sup>2</sup>
Asu	12.57
As1	1.64
As2	3.31

Таблиця 3.12

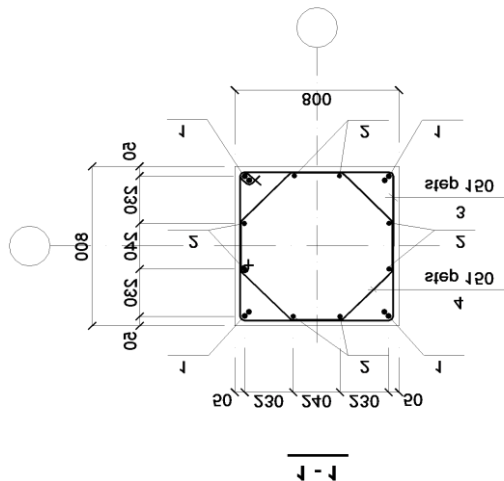
## Розташування повздожньої арматури

Кутова	4Ø40
Повздожж грані	2Ø16
Бокова	4Ø16
Загальна	4Ø40 + 6Ø16
Площа арматури, см <sup>2</sup>	62.3292
% армування	0.97

Таблиця 3.13

## Анкерування повздовжньої арматури

Діаметер стержня, мм	Довжина анкера, мм	Довжина нахлесту, мм
40	760	890
16	310	360



Таблиця 3.14

## Розташування повздовжньої арматури

Зона анкерування	7 $\varnothing$ 10
Крок, мм	150
Регулювання 1-го, мм	50
Зона розташування, мм	900
Регулювання останнього, мм	950
Основна зона, мм:	13 $\varnothing$ 10
Крок, мм	200
Регулювання 1-го, мм	1150
Зона розташування, мм	2400
Регулювання останнього, мм	3550
Додаткова, мм:	1 $\varnothing$ 10
Крок, мм	150
Регулювання	3700
Відстань до грані, мм	50
Площа арматури, см <sup>2</sup> /м	7.85398

Sheet of details

Des.	Sketch
3	
4	

Stirrups' dimension is by inner edges of rods

Рис.3.12 Відомість деталей

### 3.4. Конструкція діафрагми

#### 3.4.1. Вихідні дані

Необхідно проектувати монолітну армовану діафрагму в монолітних і каркасних будівлях.

#### *Матеріал діафрагми жорсткості*

Залізобетон кл. С25/30 (важкий) для діафрагми: розрахункова міцність бетону на стиск  $173 \text{ кг/см}^3$ , модуль пружності бетону  $3.31 \cdot 10^6 \text{ т/м}^2$ , коефіцієнт Пуассона 0,2; вага одиниці  $2,5 \text{ т/м}^2$ .

#### *Геометричні параметри*

Товщина стіни – 0,3 м, висота стіни цокольного поверху – 4,0 м, висота поверхів вище – 3,6 м.

#### *Навантаження, прикладені до верхнього рівня діафрагми першого поверху*

Згідно з розрахунком ПК ЛІРА-САПР для всієї будівлі та з урахуванням перерозподілу навантажень діафрагма першого поверху навантажується:

Таблиця 3.15

Навантаження прикладаються до верхнього рівня стіни

Тип навантаження	Вертикальна рівномірно розподілена сила по довжині стіни, т/м	Горизонтальна зосереджена сила, т	Згинальний момент, т·м

Постійне	135.95	0	-33.604
Тривале	46.293	0	-12.877
Сейсміка 1	0	-1.138	-2809.609
Сейсміка 2	0	-0.176	-726.273
Вітер 1	0	-0.414	-900.562
Вітер 2	0	-0.059	-152.097

### 3.4.2. Результати розрахунку та проектного армування

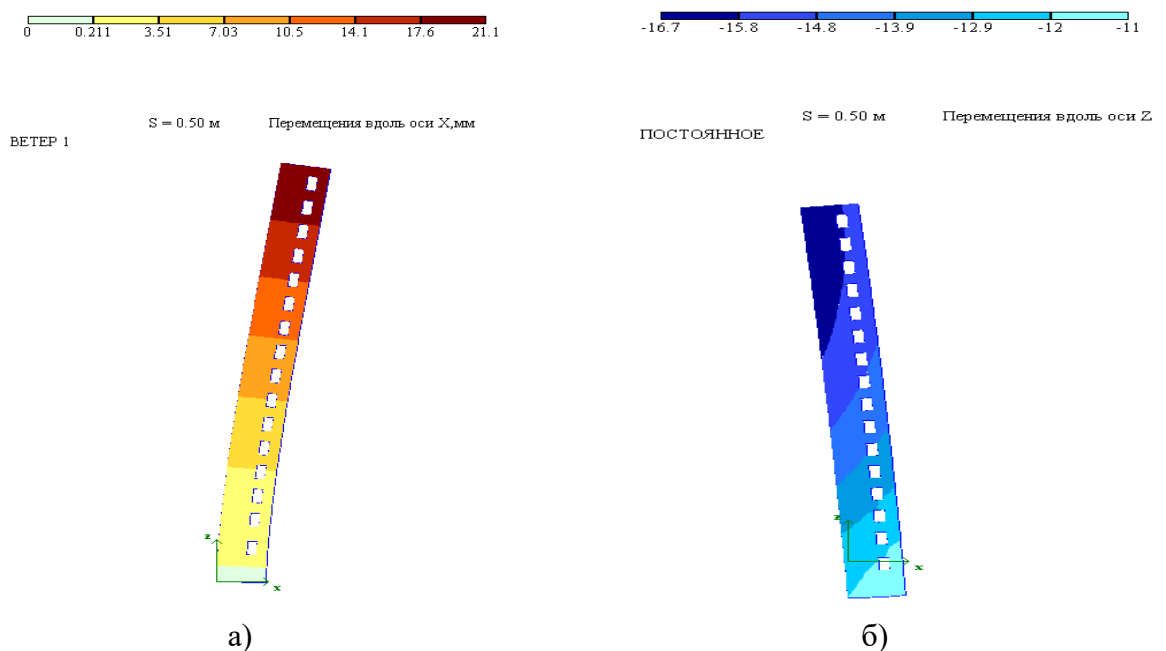


Рис. 3.13 а) Переміщення вздовж осі X під впливом вітрового навантаження; б) Переміщення вздовж осі X при постійному навантаженні

Контурні графіки зусиль будуються за варіантами навантаження. Їх проектні значення приймаються за замовчуванням (рис. 3.14). Також можуть бути показані нормативні значення. У вузлі можна спостерігати переміщення. Діалогове вікно показує складені частини переміщення.



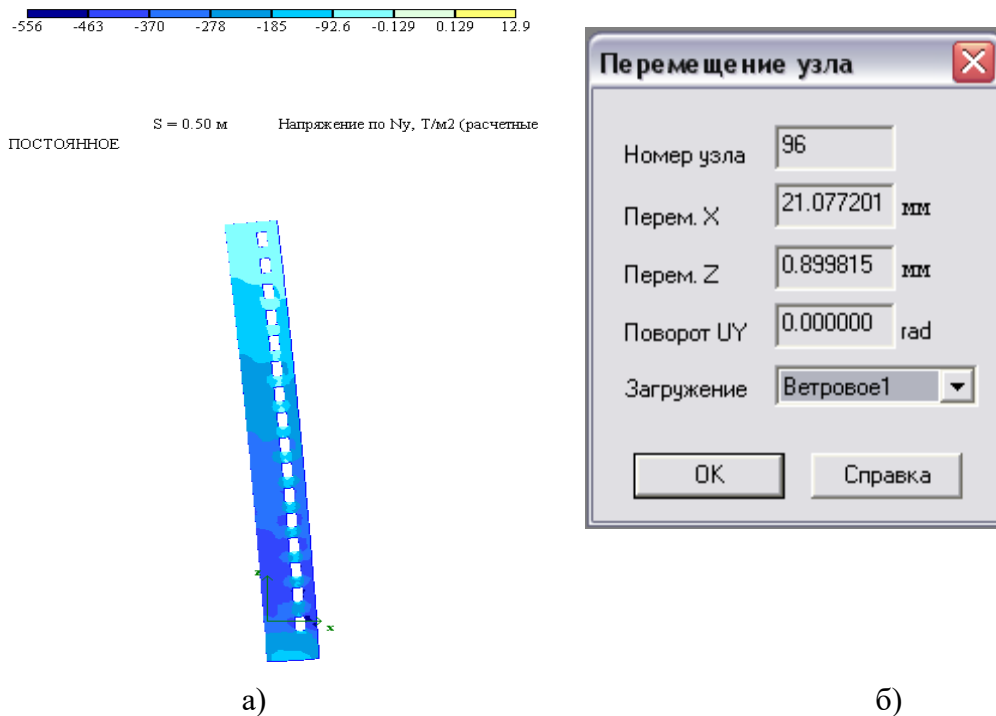


Рис. 3.14 а) Мозійка повздовжнього напруження від постійного навантаження; б) Інформація про переміщення у вузлі

Значення арматури представлені в см<sup>2</sup> на один погонний метр у середній площині стіни (рис. 3.15).

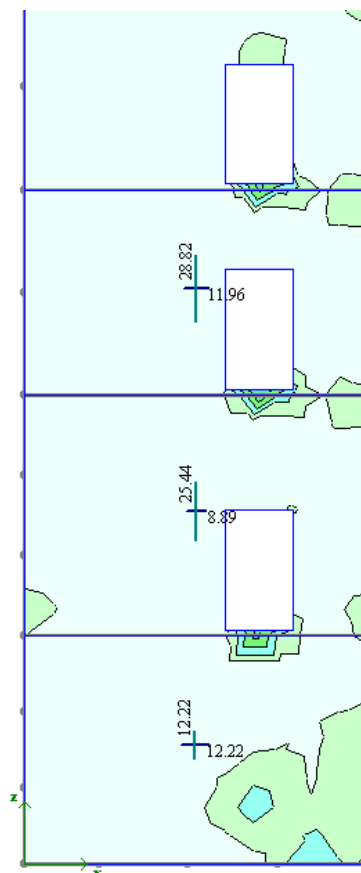


Рис. 3.15 Максимальне армування

## **4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ**

### **4.1. Загальні відомості**

Палі - це стрижневі конструкції фундаментів, які передають навантаження від споруди на глибокі міцні шари ґрунту.

Виготовлення паль на будівельному майданчику створенням свердловини у ґрунті і заповненням її бетоном запропонував київський інженер К. Страус наприкінці XIX ст. З того часу з'явилося багато різних конструкцій і технологій, які тією чи іншою мірою розвивають цю ідею.

Найчастіше виготовляють такі палі: буронабивні, пневмотрамбовані, частотрамбовані, буронабивні з поліпшеною основою, буронабивні з розширенням, камуфлеті, у витрамбованих шпарах, буроін'єкційні. В основу технології виготовлення паль покладено способи створення свердловини та укладання бетонної суміші.

### **4.2. Влаштування буроін'єкційних паль**

Буроін'єкційні палі рекомендується використовувати при новому будівництві, для підсилення основ існуючих будівель і споруд у випадку виникнення нерівномірних аварійних деформацій, для цілей надбудови, в якості превентивного підсилення при будівництві неподалік нового будинку, при реконструкції будівлі з зміною конструктивної схеми та передачі на фундаменти додаткових навантажень.

Питома вага буроін'єкційних паль збільшується з кожним роком, так як безшумність виробництва, відсутність вібрації, висока продуктивність (близько 20паль за зміну), порівняно мала собівартість та інші переваги цієї технології забезпечили першочергове використання та незамінність таких паль при будівництві в тісних міських умовах.

Технологічна послідовність виготовлення буроін'єкційних паль включає:

- влаштування бурової свердловини;
- ін'єктування цементного розчину;
- встановлення арматурного каркасу.

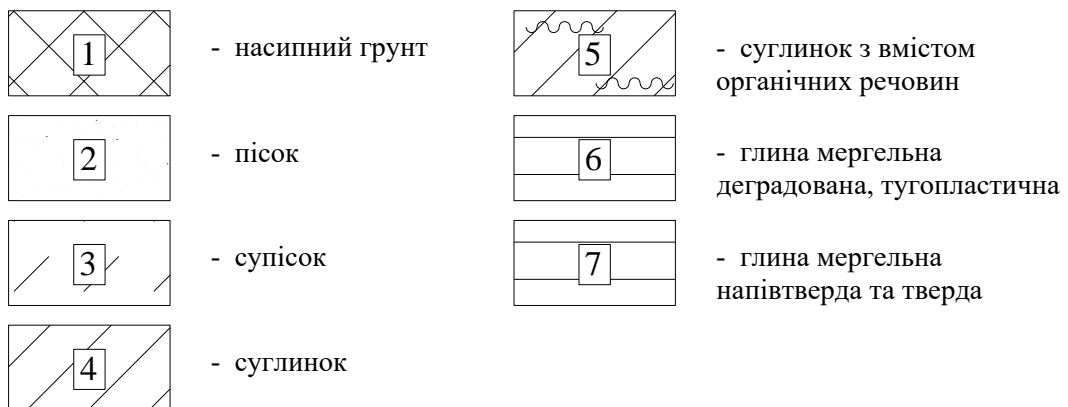
Буріння свердловини виконується буровою установкою МБШ-818. Буріння ведеться пустотілим шнеком до проектної відмітки (несучого шару ґрунту). Відповідальний за буріння свердловини – машиніст бурової установки. Буріння виконує бригада бурильників у складі 3 робітників.

Подача бетонної суміші до свердловини здійснюється по шлангу від міксера РМ – 750. Шланг з'єднується з пустотілою шнековою колоною (з відкриваючимся буровим долотом) в лідерному (кінцевому) шнеку. подача бетону здійснюється під тиском 0,2-0,4Мпа в забій свердловини з цементациєю затрубного простору, яке ведеться з одночасним підняттям шнекової колони до вилива чистого бетону з гирла свердловини (затрубного простору).

Встановлення арматурного каркасу виконується буровою установкою шляхом опускання його в заповнену бетоном свердловину до її забою. По мірі усадки бетону проводиться його підливка того ж складу.

### 4.3. Геологічні умови

Інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються витриманим горизонтальним заляганням шарів ґрунту.



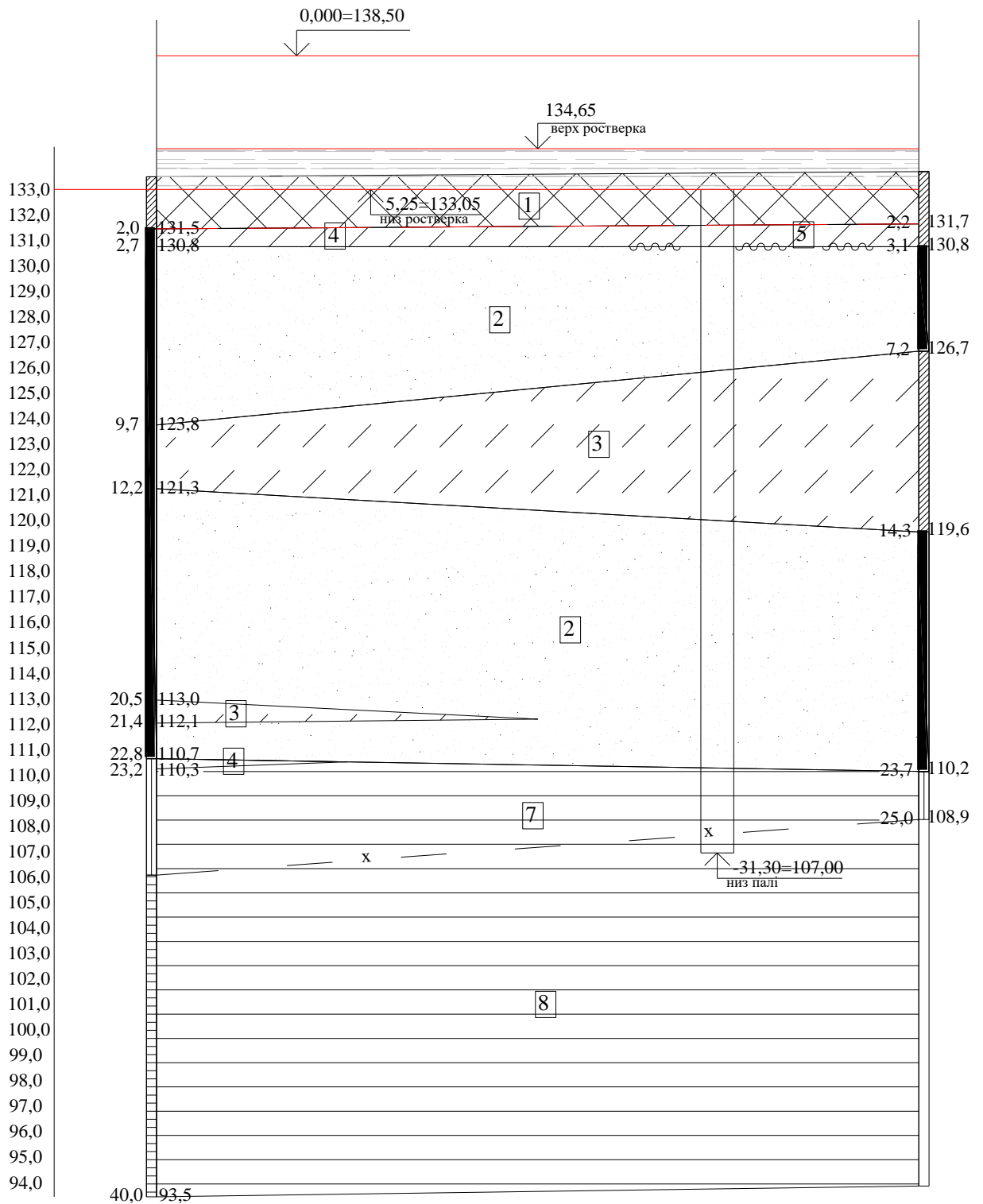


Рис. 4.1. Геологічний розріз

Інженерно-геологічні процеси на території забудови не розвиваються, тому впливу на основи і фундаменти, будинок в цілому не має. Зміна властивостей основи на період експлуатації не прогнозується.

#### 4.4. Розрахунок фундаменту

Навантаження на палю –  $N = 373,1 \text{ кН}$

Для такого навантаження приймаємо довжину палі  $l = 13 \text{ м}$

Вихідні дані геологічного розрізу приведені у таблиці

Таблиця 4.1

№ шару	Товщина шару, м	Назва	$\gamma, \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$\gamma_s, \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$\omega$	$S_r$	$E_{II}, \text{МПа}$	$R_0, \text{кПа}$	$\varphi_{II}, \text{град}$	$c_{II}, \text{кПа}$
1	1,3	Насипний шар	14.1	-	-	-	-	-	-	-
2	2,1	Пісок пилуватий	18.2	26.9	0.12	0.49	25	300	31	2
3	3,4	Супісок	20	26.6	0.24	0.98	30	400	35	-
4	4,0	Суглинок тугопластичний ( $I_L=0.6, e=0.75$ )	19.4	27	0.26	0.94	12	220	18	25
5	8,5	Глина напівтверда ( $I_L=0,5; e=0,26$ )	19.2	27.3	0.32	0.99	27	250	16	36

Несуча здатність одиночної висячої палі по ґрунту

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right)$$

де  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, прийнятий  $\gamma_c = 1.0$ ;

$\gamma_{cR}, \gamma_{cf}$  – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі. У даному прикладі  $\gamma_{cR} = 1,0; \gamma_{cf} = 1,0$ , тому що ухвалюємо, що занурення забиванням суцільних палі виконується диз. молотом;

$R$  – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі,  $R = 2100 \text{ кПа}$ ;

$A$  – площа опирання на ґрунт палі, прийнята по площі поперечного переріза палі бруто або по площі поперечного перерізу камуфлетного

розширення по його найбільшому діаметру або по площі палі-оболонки нетто,  
 $A = 3,14 \cdot 0,25^2 = 0,196 \text{ м}^2$ ;

$u$  – зовнішній периметр поперечного перерізу палі,  $u = 1,6 \text{ м}$ ;

$f_i$  – розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту підстави на бічній поверхні палі, кПа;

$h_i$  – товщина  $i$ -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею, м.

Щоб визначити розрахунковий опір тертю по бічній поверхні палі  $f_i$ , кожний шар ґрунту ділимо на шари висотою  $h$  не більш 2,0 м.

Опір тертю на глибині:

$$Z_1 = 7 \text{ м} \Rightarrow f_1 = 0,0272 \text{ МПа}; \quad Z_2 = 8 \text{ м} \Rightarrow f_2 = 0,0276 \text{ МПа};$$

$$Z_3 = 9 \text{ м} \Rightarrow f_3 = 0,028 \text{ МПа}; \quad Z_4 = 10 \text{ м} \Rightarrow f_4 = 0,0287 \text{ МПа};$$

$$Z_5 = 11 \text{ м} \Rightarrow f_5 = 0,0296 \text{ МПа}; \quad Z_6 = 13 \text{ м} \Rightarrow f_6 = 0,0304 \text{ МПа};$$

$$F_d = 1 \cdot [1 \cdot 2100 \cdot 0,196 + 1 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 27,2 + 2 \cdot 27,6 + 2 \cdot 28 + 2 \cdot 28,7 + 2 \cdot 29,6 + 2 \cdot 30,4)] = 699,4 \text{ кН}$$

Знайдемо розрахункове навантаження яке допускається на палі:

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{699,4}{1,4} = 499,5 \text{ кН}$$

де  $\gamma_k = 1,4$  – коефіцієнт, що враховує спосіб отримання розрахункових навантажень, в нашому випадку за допомогою формули.

Перевірка основної умови I групи гран. станів.

$$N = 376,1 \text{ кН} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = 499,5 \text{ кН}$$

Висновок: перевірка виконується і фундамент запроектовано правильно.

Розрахунок за II групою граничних станів.

Знайдемо середній тиск під подошвою умовного фундаменту

$$P = \frac{(N_{oII} + N_{epII} + N_{nII})}{b_y \cdot l_y} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Визначимо осереднений кут внутрішнього тертя основи, яка прорізається палею

$$\alpha_{cp} = \frac{1}{4} \left( \frac{\varphi_{1II} \cdot l_1 + \varphi_{2II} \cdot l_2}{l_1 + l_2} \right) = \frac{1}{4} \left( \frac{18 \cdot 9,0 + 16 \cdot 21,5}{9,0 + 21,5} \right) = 4,14^\circ$$

Визначимо ширину умовного фундаменту

$$b = d_p + b_n + 2 \cdot a = 0,5 + 1 + 2(23,8 \cdot \operatorname{tg} 4,14^\circ) = 3,16 \text{ м}$$

Знайдемо вагу палі

$$N_n = 2,64 \text{ м}^3 \cdot 2500 \text{ кг} / \text{м}^3 = 6600 \text{ кг} = 6,6 \text{ кН}$$

Знайдемо вагу ґрунту в умовному об'ємі:

- об'єм умовного палевого фундаменту:  $V = 3,17 \cdot 3,17 \cdot 13,5 = 135,6 \text{ м}^3$   
де 30,5 – висота умовного палевого фундаменту.

- об'єм палі:  $V_{cs} = 3,14 \cdot 0,25^2 \cdot 13,5 = 2,64 \text{ м}^3$

- об'єм ґрунту:  $V_{cp} = V - V_{cs} = 135,6 - 2,64 = 132,96 \text{ м}^3$

- середнє значення питомої ваги ґрунту:

$$\gamma_{II}^1 = \frac{\sum \gamma_{II} h_i}{\sum h_i} = \frac{19,4 \cdot 2,5 + 19,4 \cdot 3,5 + 19,4 \cdot 6,5}{13,5} = 17,96 \text{ кН} / \text{м}^3$$

Вагу ґрунту в умовному об'ємі:

$$N_{cp} = V_{cp} \cdot \gamma_{II}^1 = 132,96 \cdot 17,96 = 2387 \text{ кН}$$

$$M_x = M_{IIx} + Q_{IIx} \cdot H = 14,21 \cdot 1,1 + 0,05 \cdot 7,4 = 16 \text{ кН}$$

$$M_y = M_{IIy} + Q_{IIy} \cdot H = 14,21 \cdot 1,1 + 0,05 \cdot 7,4 = 16 \text{ кН}$$

$$W_x = W_y = \frac{b \cdot b^2}{6} = \frac{3,16 \cdot 3,16^2}{6} = 5,25 \text{ м}^3$$

$$P = \frac{(376,1 + 2387 + 6,6)}{3,16^2} \pm 2 \cdot \left( \frac{16}{5,25} \right) = 283,46 \text{ кН} = 0,283 \text{ МН}$$

Знайдемо розрахунковий опір ґрунту в якому залягає умовний фундамент

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot C_{II}];$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,0}{1} \cdot [0,43 \cdot 1 \cdot 3,16 \cdot 0,018 + 2,73 \cdot 6,3 \cdot 0,018 + 5,31 \cdot 0,001] = 0,36 \text{ МН};$$

$\gamma_{c1} = 1,0$  (пісок середньої крупності)

$\gamma_{c2} = 1,0$  (будівля з гнучкою конструктивною схемою)

$k = 1$  інженерні дані отримані дослідним шляхом (згідно СНиП)

$\varphi = 18^\circ \Rightarrow M_\gamma = 0,43; M_q = 2,73; M_c = 5,31 \quad d_1 = 6,3\text{м}$

Перевіряємо виконання умови розрахунку за II групою гран. станів

$P \leq 1,2R$

$0,283\text{МН} \leq 1,2 \cdot 0,36 = 0,432\text{МН}$

Умови виконуються, отже фундамент запроектовано вірно.



## **5. Технологія будівництва**

### **5.1. Склад робіт, що увійшли до технологічної карти**

До складу робіт, що розглядаються картою, входять наступні технологічні процеси:

- Схема бетонування вертикальних конструкцій
- Організація робочого місця при бетонуванні вертикальних конструкцій
- Схема строповки бункера
- Організація робочого місця при бетонуванні горизонтальних конструкцій
- Схема встановлення крупнощитової опалубки
- Схема монтажу

### **5.2. Складування і запас матеріалів**

Основні матеріали, що складуються на будівельному майданчику:

- опалубні щити
- пакети арматури

Ці матеріали завозяться на будівельний майданчик відповідно до заявки, як мінімум на дві захватки.

Розвантаження і складування проводиться в районі складального майданчика, що є спланованою і ущільненою ділянкою, що знаходиться в зоні роботи крана.

Арматура повинна зберігатися згідно ДСТУ 3058-95 [10], опалубні щити пакетами не більш 1,5м. Між пакетами мають бути проходи не менше 1м.

### **5.3. Методи і послідовність виробництва робіт**

#### **5.3.1. Улаштування опалубки і армування стін і перекриттів**

Установка і розбирання краном крупнощитової деревометалевої опалубки стін. Опалубка однієї сторони стіни встановлюються на всю висоту стіни і

закріплюється підкошуваннями і гвинтовими струбцинами. Опалубка другої сторони стіни встановлюється після установки арматури стіни. При установці щитів другої сторони опалубки, встановлюються сутички, тимчасові розпірки і болтові стягування. Установка і розбирання опалубки проводиться з підмостів.

Установка опалубки перекриттів, розташованих на висоті до 5,5 м від нижчестоячого перекриття, проводиться без попереднього пристрою лісів. Щити опалубки перекриттів укладають на стіни, після чого під них підводять інвентарні розсунні стійки, розсунені на необхідну довжину. Точна установка щитів опалубки досягається підгвинченням домкратів під стійками. Опалубку перекриттів встановлюють з переносних драбин.

Армування стін проводиться спільно з монтажем опалубки стін. Арматура подається краном, в'яжеться в просторові каркаси.

Армування перекриттів проводиться після встановлення опалубки перекриттів. Арматура подається краном, в'яжеться в сітки, виставляється на бетонних прокладках, закріплюється і вивіряється.

### **5.3.2. Бетонування стін і перекриттів**

Для доставки бетонної суміші, використовуються автобетонозмішувачі СБ-92, місткістю барабана 5 м<sup>3</sup>. Бетонна суміш подається до місця бетонування за допомогою баштового крана в баддях ємкістю 1,5 м<sup>3</sup>.

Стіни в розбірно-переставній опалубці бетонують без перерви, ділянками заввишки не більше 2 м. Ущільнюють бетонну суміш глибинними вібраторами.

При бетонуванні стін зверху, нижню частину опалубки спочатку заповнюють на висоту 10-20 см цементним розчином складу 1:2–1:3 щоб уникнути в цій частині стіни пористого бетону з скупченням крупного заповнювача.

### **5.3.3. Витримка бетону і оборотність опалубки**

Демонтаж опалубки починають після досягнення бетоном необхідної міцності. Оскільки швидкість тверднення бетону в основному залежить від

температури зовнішнього повітря, той час, через який проводиться демонтаж опалубки, встановлюється по СНиП: для плит прольотом до 3 м, 70% міцності від нормативної при температурі бетону 20°C досягається при 7 добах з дня бетонування.

При видаленні поетажних стійок, що підтримують опалубку забетонуваних перекриттів багатоповерхових будівель, керуються наступними правилами:

- видаляти стійки опалубки перекриття, що знаходиться безпосередньо під бетонованим перекриттям, не допускається;
- стійку опалубки наступного перекриття, що пролягає нижче, можна видаляти лише частково, при цьому під всіма балками прольотом 4 м і більш залишають стійки безпеки, розташовані одна від одної на відстані не більше 5 м;
- стійки опалубки решти перекриттів, що пролягають нижче, можна видаляти повністю, якщо міцність цих перекриттів досягла проектної.

#### 5.4. Чисельно-кваліфікаційний склад ланок

Для забезпечення процесу монолітних робіт в терміни, визначені графіком будівельних робіт.

Таблиця 5.1

Склад ланки

№ п/п	Основна професія	Розряд	Шифр рабоч.	Змінна професія робочого	Розряд змін. проф.	Робота виконувана робочим
Ланка № 1						
1	Слюсар	4	М-1			Установка опалубки стін і перекриттів
2	Слюсар	4	М-2	Арматурник	4	
3	Слюсар	3	М-3	Арматурник	2р	
4	Слюсар	3	М-4	Арматурник	2р	

5	Слюсар	2	М-5	Арматурник	2р	Установка арматури у 1 зміну
6	Машиніст кр.	6	М-6			
Ланка № 2						
7	Слюсар	4	М-7			Установка опалубки стін і перекриттів Установка арматури у 2 зміну
8	Слюсар	4	М-8	Арматурник	4	
9	Слюсар	3	М-9	Арматурник	2р	
10	Слюсар	3	М-10	Арматурник	2р	
11	Слюсар	2	М-11	Арматурник	2р	
12	Машиніст кр.	6	М-12			
Ланка № 3						
13	Бетонувал.	4	М-13			Бетонування стін і перекриттів у 1 зміну
14	Бетонувал.	4	М-14			
15	Бетонувал.	4	М-15			
16	Бетонувал.	3	М-16			
17	Бетонувал.	3	М-17			
18	Бетонувал.	3	М-18			
Ланка № 4						
19	Бетонувал.	4	М-19			Бетонування стін і перекриттів у 2 зміну
20	Бетонувал.	4	М-20			
21	Бетонувал.	4	М-21			
22	Бетонувал.	3	М-22			
23	Бетонувал.	3	М-23			
24	Бетонувал.	3	М-24			

### **5.5. Методи і прийоми праці робочих по виконанню робочих процесів і операцій**

Роботи по монтажу опалубки стін і перекриттів з одночасною установкою арматури проводиться в наступній послідовності.

Слюсар будівельник М 1-2 і С-3 проводить розмітку місць установки щитів опалубки по розбивочним осям. Слюсарі М-4 і М-5 пістолетами-розпилювачами наносять шар емульсії на робочі поверхні щитів опалубки. М-

4-5 чипляють щит за дві монтажні петлі. Відійшовши на безпечну відстань, М-4 подає команду машиністові крана на підйом щита. М-1-2-3 приймають поданий щит і орієнтують його над місцем установки. По команді М-1, машиніст крана опускає щит, а слюсарюючи М-1-3 встановлюють його, суміщаючи ризики розмітки з щитом. Після розстроповки, щит тимчасово закріплюють підкошуваннями і струбцинами.

Після установки однієї із сторін опалубки ведеться монтаж внутрішньої арматури стін.

Монтаж арматурних каркасів проводить ланка робочих, що виконують установку опалубки.

М-4-5 проводять строповку арматурної сітки відповідно до специфікації. Відійшовши на безпечну відстань, М-4 дає команду машиністові крана на підйом. М-1-3 приймають сітку і орієнтують її на місце установки. Після вивірювання і установки арматурна сітка зварюється з арматурними випусками і тимчасово закріплюється. Після цього встановлюється опалубний щит другої сторони стіни. Проводиться стягування щитів болтами, встановлюються тимчасові розпірки. Слюсарями

М-1-2 проводиться остаточне вивірювання встановленої опалубки за допомогою рівнів і схилів. Після чого проводиться остаточне кріплення опалубки підкошуваннями, сутичками, розпірками і стягуваннями.

До пристрою опалубки перекриттів приступають після установки опалубки всіх стін кімнати.

Слюсарі М-1-3 проводять укладання латів згідно робочих креслень і схем. На оголовки стійок встановлюють розсувні інвентарні ригеля, які притискними планками прикріплюють до оголовкам стійкий, а у верху до опалубки плит перекриття, остання складається з металевих щитів, сполучених в панель за допомогою прогонів-сутичок. По периметру плити встановлюються фризіві дошки, що полегшують надалі ту, що розпалубила. Остаточна, точна установка опалубки перекриттів досягається підгвинченням домкратів під стійками.

М-4-5 проводять строповку арматурних сіток перекриття і дають сигнал машиністові крана на підйом.

М-1-3 підносять і укладають бетонні прокладки з їх закріпленням. Встановлюють подану сітку краном в опалубку. Після цього вивіряють правильність установки по кресленнях бетонних конструкцій.

Бетонні роботи виконуються ланкою з двох чоловік: бетонувальників 4 і 2 розряди.

Бетонна суміш доставляється на будівельний майданчик автомобілями-самоскидами і розвантажується на спеціально відведеному майданчику безпосередньо в бадді.

Бадді подаються краном безпосередньо до місця укладання. Бетонувальники М-13, 14 перед подачею бетону встановлюють на місці укладання приймальну воронку, стіни бетонують, підводячи бетонну суміш зверху через воронки безперервно на всю висоту стіни. Укладання бетонної суміші ведеться шарами, рівними 0,8 - 0,85 довгі робочій частині наконечника вібратора. Бетонування перекриттів, монолітно пов'язаних із стінами, починають не раніше 1-2 годин після бетонування стін, із-за необхідності первинного осідання укладеної бетонної суміші.

Перед початком бетонування бетонники М-13, 14 встановлюють маячкові рейки, які встановлюються на опалубці рядами через 2-2,5 м. Верхню плоскість рейки розташовують на рівні верху плити. Після зняття рейок, поглиблення, що залишилися в плиті, закладаються бетоном. Бетонну суміш в плитах ущільнюють вібробрусом. Робочий встановлює вібратор в початкове положення межу маячковими рейками, включає двигун і разом пересувають вібратор до кінця хватки із швидкістю 0,2-0,4 м/с. Бетонувальники у міру бетонування злегка струшують арматуру за допомогою металевих крюків, стежачи при цьому за тим, щоб під арматурою утворився захисний шар бетону необхідної товщини.

Розпалублювання конструкцій стін і перекриттів ведеться ланкою № 5.

У опалубці стін слюсарі М-25-27 спочатку видаляють стяжні болти, потім горизонтальні сутички зверху в низ. Після чого відривають від тіла бетону щити. Далі їх стропят і знімають краном.

У опалубці перекриттів видаляють бруски, що оздоблюють прогони, знімають фризіві дошки і, використовуючи домкрати, плавно опускають стійки, відривають днища. Потім видаляють розпірки між стійками і знімають самі стійки.

### 5.6. Контроль якості готових виробів

Допустимі відхилення в розмірах при встановленні монолітних з.б. стін і перекриттів: відхилення від проектних параметрів по довжині і ширині щита + 5мм; зсув осей опалубки від проектного положення стін +5мм; відхилення у відстанях між окремими стрижнями: робочими +20мм, розподільними +20мм; відхилення у відстанях між ребрами арматури при армуванні в декілька рядів по висоті +20мм; відхилення в певних місцях в товщині захисного шару +10мм; відхилення від заданої рухливості бетонної суміші +10мм.

Таблиця 5.2

Відхилення в розмірах стержнів арматури

	При діаметрі до 16 мм	При діаметрі від 18 до 40 мм	При діаметрі зверху 40 мм
По довжині виробу мм	±10	±10	±50
По ширині виробу мм	±5	±10	±20

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд. Навчальний посібник для студентів будівельних спеціальностей. Харків. – 2007.
2. Лінда С.М., Моркляник О.І. Типологія громадських будівель і споруд: підручник. Львів. – 2015.
3. Котляр М.І., Рапіна Т.В. Технологія зведення будівель та споруд і технологія реконструкції. Конспект лекцій. Харків. ХНУМГ. – 2015.
4. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія.
5. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи.
6. СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий. Изменение № 1 (национальное).
7. ДСТУ Б В.2.7-80:2008. Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови.
8. Серія 1.152.1. Сходові марші
9. ДСТУ Б В.2.6-56:2008 Конструкції будинків і споруд. Східці залізобетонні та бетонні. Технічні умови
10. ДСТУ 3058-95 Металопродукція. Прийом, маркування, упаковка, транспортування та зберігання (ГОСТ 7566-94). Зі зміною №1.
11. Першаков В.М. Будівельні конструкції / В.М. Першаков, В.С. Горбатов, М.С. Барабаш // Навчальний посібник. – К.: НАУ, 2005. – 109 с.
12. Барабаш М.С. Пакеты прикладных программ для автоматизированного проектирования конструкций / Ю.Д. Гераймович, А.Н. Кекух, М.В. Лазнюк, Е.Б. Стрелецкий // Навчальний посібник. – К.: Факт, 2006. – 111с
13. Верюжский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. Курсовое проектирование / Ю.В. Верюжский, В.И. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский // Учебное пособие. З грифом МОН України – К.: НАУ, 2006. – 808 с.
14. Барабаш М.С. Computer technologies in building / М.С. Барабаш // Study guide for students of speciality “Industria and civil constructions”. – К.: НАУ, 2008.



– 172с.

15. Барабаш М.С. Комп'ютерні технології проектування металевих конструкцій / М.С. Барабаш, С.В. Козлов, Д.В. Медведенко // Навчальний посібник. З грифом МОН України. Лист № 1/11-1378 від 18.02.11 р. – К.: НАУ, 2012. – 572 с.

16. Барабаш М.С. Комп'ютерні технології у транспортному будівництві / М.С. Барабаш, Т.В. Тугай // Методичні рекомендації до виконання курсової роботи. – К.: НАУ, 2013. – 88 с.

17. Барабаш М.С. Комп'ютерні технології проектування об'ємно-планувальних рішень будівель та споруд аеропортів / М.С. Барабаш, Є.А. Бакулін, В.М. Бакуліна, Н.О. Костира // Методичні рекомендації до виконання домашніх завдань. – К.: НАУ, 2014. – 72 с

18. Городецкий А.С. Компьютерное моделирование в задачах строительной механики / А.С. Городецкий, М.С. Барабаш, В.М. Сидоров // Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2016. – 338 с

19. Барабаш М.С. Проектирование конструкций рабочей площадки в ПК ЛИРА-САПР / М.С. Барабаш, М.А. Ромашкина // Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2018. – 148 с

20. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, М.А. Ромашкіна // Навчальний посібник. З грифом «Рекомендовано Вченою радою НАУ». Протокол № 7 від 27.06.17 р. – К.: НАУ, 2018. – 492 с.