

Факультет конструювання та дизайну

ПОГОДЖЕНО

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Декан факультету

Завідувач кафедри

конструювання та дизайну

будівництва

Іван РОГОВСЬКИЙ

Ігор ЯКОВЕНКО

(підпис)

(ПІБ)

“ ____ ” ____ 20__р.

(підпис)

(ПІБ)

“ ____ ” ____ 20__р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: Проектування школи в м. Буча, Київської області

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.

Наталія КОСТИРА

(підпис)

Виконав

Максим КИРИЧЕНКО

(підпис)

(ПІБ здобувача)

КИЇВ — 2026

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)

Наталія КОСТИРА

До виконання прийняв

(Підпис)

Максим КИРИЧЕНКО

(Під згодувача)

Реферат

Актуальність теми.

Нині дедалі більше будівель проектується із монолітного залізобетону. У монолітному будівництві можна звести будинок в короткий термін і досягти будь-якої форми та поверховості.

Велике значення для забезпечення загальної стійкості, зменшення згинальних моментів у колонах та плитах перекриття у монолітних каркасних будинках грають діафрагми жорсткості (пілони, стіни жорсткості). Діафрагми жорсткості сприймають частину вертикальних та основну частину горизонтальних навантажень, що діють на будівлю, та передають їх фундаментам. Вони ж забезпечують загальну стійкість будівлі, а їх жорсткість визначає значення деформацій будівлі загалом.

Основні елементи каркасу - колони, перекриття та діафрагми жорсткості розміщують на ранній стадії проектування, що нерозривно пов'язано з компонуванням будівлі загалом. Розміщення діафрагм жорсткості досить складний процес, мета якого полягає у максимально можливому поєднанні функціональних особливостей будівлі, її архітектури, раціонального розміщення інженерних систем та чистоти конструктивної схеми.

Сучасні потужні програмні комплекси для розрахунку та проектування конструкцій дозволяють не тільки скласти та досліджувати докладні розрахункові схеми, але провести комп'ютерне моделювання процесів життєвого циклу конструкції, включаючи стадії зведення та експлуатації.

Однак питання про розміщення діафрагм жорсткості в плані та висоті будівлі та їх вплив на деформативність елементів монолітного каркасу в посібниках та посібниках проектування конструкцій монолітних будівель дано в дуже малій кількості.

Проектувальник змушений покладатися на ці нечисленні дані та власний досвід розстановки діафрагм жорсткості, виникають різні думки про вплив

діафрагм на роботу несучих конструкцій будівлі та взагалі про необхідність їх постановки в залежності від особливостей конструктивного вирішення будівлі.

Оскільки перед будівельною галуззю нині стоїть завдання зменшення матеріаломісткості та зниження вартості споруджуваних об'єктів, то визначення місць найбільш ефективного розміщення діафрагм у будівлі та досягнення мінімально достатнього їх розміру дозволило б суттєво здешевити та прискорити зведення будівель та споруд.

Метою наукової роботи є розроблення та обґрунтування методики визначення раціональної кількості й перерізів діафрагм жорсткості будівлі школи на основі скінченноелементної моделі та модального аналізу для забезпечення вимог міцності, жорсткості, стійкості та експлуатаційної придатності при мінімізації матеріалоємності конструкцій.

Об'єкт дослідження – проектована будівля школи в м. Буча, Київської області.

Предмет дослідження – закономірності формування та визначення раціональної кількості й перерізів діафрагм жорсткості в просторовій системі будівлі школи на основі модального аналізу та скінченно елементного моделювання з урахуванням вимог безпеки, експлуатаційної придатності, архітектурно-планувальних обмежень і принципів багатофункціональності конструктивних елементів.

Методи дослідження.

- метод скінченно елементного моделювання за допомогою програмного комплексу «ЛІРА САПР»;
- модальний аналіз просторової системи будівлі;
- числові методи розрахунку напружено-деформованого стану;
- варіантне (параметричне) моделювання;
- порівняльний аналіз отриманих результатів;
- нормативний аналіз відповідності вимогам ДБН.

Практичне значення одержаних результатів

Запропонована методика може бути використана при проектуванні громадських будівель у практиці проектних організацій.

Отримані рекомендації дозволяють:

- зменшити матеріалоемність конструкцій;
- підвищити ефективність просторової роботи каркаса;
- забезпечити відповідність вимогам експлуатаційної придатності без надмірного резервування жорсткості.

Результати можуть бути інтегровані в практику BIM-проекування та цифрового моделювання.

Особистий внесок здобувача полягає у:

- виконанні аналізу сучасних підходів до розрахунку діафрагм жорсткості громадських будівель;
- розробленні скінченно елементної моделі будівлі школи в ПК ЛІРА-САПР;
- проведенні модального аналізу просторової системи будівлі;
- виконанні варіантних розрахунків із різною кількістю та перерізами діафрагм жорсткості;
- аналізі впливу параметрів діафрагм на напружено-деформований стан, переміщення та просторову жорсткість будівлі;
- обґрунтуванні раціональних конструктивних рішень з урахуванням вимог безпеки, експлуатаційної придатності та архітектурно-планувальних обмежень;
- формулюванні висновків і практичних рекомендацій щодо застосування отриманих результатів у проектній практиці.

Особистий внесок здобувача в наукових працях наведений у списку публікацій автореферату.

Апробація результатів магістерської роботи. Результати магістерської роботи були оприлюднені та схвалені на конференції науково-педагогічних працівників, наукових співробітників та аспірантів «ПРОБЛЕМИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ ТЕХНІЧНИХ ТА БІОЕНЕРГЕТИЧНИХ

СИСТЕМ ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ: КОНСТРУЮВАННЯ ТА
ДИЗАЙН». (м. Київ, 16 квітня 2026 р.) : тези конф. – К. НУБіП України,
2026.

Публікації. За матеріалами магістерської роботи опубліковано 1 тезу доповіді.

Структура і обсяг магістерської роботи. Магістерська робота складається із 8 розділів, додатків та списку використаних джерел із 52 найменувань. Робота викладена на 113 сторінках та містить додатки на 15 аркушах.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	3
1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....	4
2. АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ.....	5
2.1. Рішення генерального плану.....	5
2.2. Об'ємно-планувальні рішення.....	7
2.3. Архітектурно-будівельні рішення.....	8
2.4. Зовнішнє опорядження.....	9
2.5. Внутрішнє опорядження.....	11
2.6. Заходи щодо захисту приміщень будівлі школи від шуму, вібрації та інших впливів.....	12
2.7. Протипожежні заходи.....	14
2.8. Вимоги щодо забезпечення інклюзивності будівлі школи.....	16
3. РОЗРАХУНКОВО- КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	17
3.1. Розрахунок металевих ферм покриття будівлі школи в ПК «ЛПРА САПР».....	17
3.1.1. Вихідні дані для розрахунку ферми.....	17
3.1.2. Збір навантаження на ферму Фрм-2.....	18
3.1.3. Результати розрахунку ферми покриття Фрм-2 в ПК «ЛПРА САПР 2022».....	19
3.1.4. Розрахунок несучих елементів ферми покриття Фрм-2.....	22
3.1.5. Розрахунок зварних з'єднань в вузлах.....	22
3.1.6. Розрахунок ферми покриття Фрм-2 за прогинами.....	23
3.2. Розрахунок монолітної залізобетонної колони К-1.....	24
3.2.1. Збір навантажень.....	24
3.2.2. Розрахунок монолітного каркасу будівлі школи.....	26
4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	33
4.1. Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика.....	33
4.2. Розрахунок фундаментної плити будівлі школи.....	36

5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА ТА ОХОРОНА ПРАЦІ.....	40
5.1. Технологія та організація виконання робіт з розробки котловану.....	40
5.2. Техніка безпеки та охорона праці.....	43
6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	48
6.1. Послідовність виконання будівельних робіт.....	48
6.2. Потреба будівництва в кадрах.....	54
6.3. Потреба в тимчасових будівлях та спорудах.....	55
6.4. Потреба будівництва в електричній енергії.....	56
6.5. Потреба будівництва у водопостачанні.....	59
7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА.....	62
8. НАУКОВА ЧАСТИНА.....	66
8.1. Модальний аналіз.....	71
8.1.1. Загальні положення.....	71
8.1.2. Побудова математичної моделі конструкції.....	74
8.1.3. Побудова математичної моделі та розрахунок модальних характеристик повної конструкції.....	80
8.2. Оцінка впливу сумісної роботи діафрагм різної жорсткості на напружено-деформований стан несучих конструкцій будівлі.....	82
8.2.1. Вертикальні елементи каркасу та їх внесок в загальну жорсткість будівлі.....	82
8.2.2. Методика розрахунку жорсткості діафрагми з отворами.....	85
8.2.3. Дослідження загальної стійкості каркасу будівлі школи методом скінченних елементів.....	90
ВИСНОВКИ.....	103
ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА.....	105
ДОДАТКИ.....	110

ВСТУП

Сучасний розвиток системи освіти в Україні висуває підвищені вимоги до архітектурно-планувальних рішень закладів загальної середньої освіти. Школа сьогодні розглядається не лише як місце отримання знань, але й як багатофункціональний освітній простір, що сприяє всебічному розвитку особистості, формуванню соціальних навичок та комфортному перебуванню учнів протягом навчального дня.

Актуальність даної теми зумовлена зростанням потреби у сучасних освітніх закладах у передмістях великих міст, зокрема в Київській області, де спостерігається активна житлова забудова та збільшення кількості населення. Місто Буча є одним із таких населених пунктів, що динамічно розвиваються, що потребує розширення освітньої інфраструктури та створення нових шкіл, здатних забезпечити навчання значної кількості учнів на сучасному рівні.

Метою даної магістерської роботи є розробка проекту загальноосвітньої школи в місті Буча Київської області, розрахованої на 1600 учнів, з урахуванням сучасних вимог до функціональності, безпеки, енергоефективності та комфортного освітнього середовища.

У процесі виконання роботи передбачається вирішення таких завдань: аналіз сучасних тенденцій проектування шкільних будівель; визначення функціональної структури навчального закладу; розробка об'ємно-просторового та планувального рішення школи; врахування інклюзивності та безбар'єрності середовища; а також застосування сучасних будівельних та енергоефективних технологій.

Об'єктом дослідження є загальноосвітня школа на 1600 учнів, а предметом – архітектурно-планувальні та конструктивні рішення навчального закладу.

Результатом дипломної роботи є комплексний архітектурний проект сучасної школи, що відповідає актуальним освітнім стандартам та потребам розвитку міста Буча.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Сучасний етап розвитку системи освіти в Україні характеризується значними трансформаціями, що безпосередньо впливають на підходи до проектування та будівництва закладів загальної середньої освіти. Школа сьогодні розглядається як багатофункціональний освітній простір, який має забезпечувати не лише навчальний процес, але й розвиток особистості, соціалізацію учнів, інклюзивність та безпечне середовище перебування.

Актуальність проектування нових шкільних будівель в Україні зумовлена низкою факторів. Насамперед, це демографічні зміни та нерівномірний розподіл населення, що особливо характерно для передмість великих міст, зокрема Київської області. У таких населених пунктах, як Буча, спостерігається активний приріст населення, що створює підвищене навантаження на існуючу освітню інфраструктуру та формує потребу у будівництві нових сучасних шкіл.

Важливим чинником є також реформування освітньої системи в межах концепції «Нова українська школа», що передбачає зміну підходів до організації навчального процесу та освітнього середовища. Сучасна школа має бути гнучкою, адаптивною, орієнтованою на учня та інтегрованою в сучасні педагогічні методики, включаючи групову роботу, проектне навчання та використання цифрових технологій.

Окрему увагу в сучасному архітектурному проектуванні шкіл приділяють принципам інклюзивності та безбар'єрності. Відповідно до сучасних досліджень, українські школи потребують удосконалення архітектурно-планувальних рішень з урахуванням потреб дітей з особливими освітніми потребами, створення ресурсних кімнат, універсального дизайну та безпечних комунікаційних просторів.

Крім того, значним напрямом розвитку є впровадження енергоефективних та екологічних рішень у шкільну архітектуру. Міжнародний досвід демонструє, що сучасні освітні будівлі повинні забезпечувати оптимальний мікроклімат, ефективне природне освітлення, енергозбереження та комфортні умови навчання протягом усього року.

Окремо слід відзначити, що сучасна освітня інфраструктура в Україні перебуває у процесі масштабного оновлення та модернізації. Реалізуються державні програми, спрямовані на будівництво нових шкіл, реконструкцію існуючих закладів та створення інноваційних освітніх просторів, включаючи безпечні укриття та сучасні навчальні лабораторії.

Таким чином, проєктування школи в місті Буча є актуальним і соціально значущим завданням, яке поєднує містобудівні, соціальні, педагогічні та архітектурні аспекти. Сучасна школа повинна відповідати вимогам часу, забезпечувати комфортне та безпечне середовище для навчання 1600 учнів і сприяти формуванню нового якісного рівня освіти в Україні.

2. АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

2.1. Рішення генерального плану

Район будівництва – місто Буча Київської області – належить до помірно-континентальної кліматичної зони з чітко вираженими порами року. Клімат характеризується помірно теплим літом, відносно м'якою зимою та достатньою кількістю опадів протягом року.

Середня температура найхолоднішого місяця (січня) становить приблизно $-4...-6$ °C, тоді як середня температура найтеплішого місяця (липня) сягає $+18...+20$ °C. Абсолютні мінімальні температури можуть опускатися до $-25...-30$ °C, а максимальні — підніматися до $+35$ °C.

Річна кількість опадів становить у середньому 550-650 мм, з переважанням у теплий період року. Сніговий покрив є нестійким і зазвичай утримується протягом зимового періоду з періодичними відлигами.

Переважаючими вітрами є західні та північно-західні, що необхідно враховувати при розміщенні будівель на ділянці з метою забезпечення захисту від переохолодження в зимовий період та організації комфортного мікроклімату на території школи.

Інсоляційний режим району є сприятливим для розміщення навчальних приміщень, що дозволяє забезпечити нормативну тривалість природного освітлення класних кімнат. При проєктуванні генерального плану враховувались

вимоги щодо орієнтації будівель, захисту від перегріву в літній період та раціонального використання природних умов ділянки.

Таким чином, кліматичні умови міста Буча є загалом сприятливими для будівництва закладу освіти з урахуванням сучасних архітектурно-планувальних та енергоефективних рішень.

Проектом передбачається комплексний благоустрій території загальноосвітньої школи з формуванням функціонально зонованого та безпечного середовища для навчання, відпочинку та фізичного розвитку учнів. Організація території виконується з урахуванням вимог чинних будівельних норм України, зокрема [9] та [8].

Територія школи поділяється на кілька основних функціональних зон: навчально-адміністративну, спортивну, ігрову та зону відпочинку з озелененням.

Спортивна зона передбачається для проведення уроків фізичної культури та позакласної спортивної діяльності. До її складу входять універсальний спортивний майданчик для ігрових видів спорту (міні-футбол, баскетбол, волейбол), бігова доріжка, а також зона для загально фізичної підготовки з тренажерами просто неба. Покриття майданчиків передбачається із сучасних безпечних матеріалів, що забезпечують травмо безпеку та довговічність експлуатації.

Ігрові майданчики призначені для учнів молодших класів і поділяються за віковими групами. Вони обладнуються сучасними ігровими елементами, навісами для захисту від сонця та опадів, а також мають м'яке травмобезпечне покриття. Розміщення ігрових зон передбачається на відстані від транспортних проїздів і спортивних майданчиків для забезпечення безпеки дітей.

Зона відпочинку та озеленення формує комфортне середовище перебування учнів і персоналу. Вона включає пішохідні алеї, місця для відпочинку з лавами, затінені ділянки, а також зелені насадження. Озеленення території виконується з використанням дерев, кущів та газонів, що сприяє покращенню мікроклімату, зниженню рівня шуму та пилу. Перевага надається місцевим видам рослин, стійким до кліматичних умов регіону.

Окрему увагу приділено організації транспортно-пішохідної структури території. Передбачено чітке розділення потоків учнів, персоналу та обслуговуючого транспорту. Пішохідні зв'язки забезпечують безпечне пересування між функціональними зонами без перетину з транспортними шляхами.

Відповідно до вимог [17], на території школи передбачено проїзди для пожежної техніки, які забезпечують можливість доступу до будівлі з усіх необхідних сторін. Ширина проїздів та радіуси поворотів прийняті згідно нормативних вимог, що гарантує безперешкодний під'їзд пожежних автомобілів. Покриття проїздів передбачається твердим, розрахованим на навантаження від спеціальної техніки.

Таким чином, запропонована організація благоустрою території забезпечує безпеку, функціональність та комфортні умови перебування учнів, а також відповідає сучасним вимогам до проектування освітніх закладів.

2.2. Об'ємно-планувальні рішення

Технічні рішення, прийняті у проекті, відповідають вимогам екологічних, санітарно-гігієнічних, протипожежних та інших норм, що діють на території України, та забезпечує безпечну для життя та здоров'я людей експлуатацію об'єкта за дотримання передбачених проектом заходів.

Проектні рішення виконані відповідно до граничних параметрів дозволеного будівництва, зазначеними у генеральному плані міста Буча:

- мінімальний відступ від червоних ліній магістральних вулиць до будівлі школи – понад 25 м;

- кількість надземних поверхів – не більше 4 (за проектом – 3-4)

Характеристики об'єкта проектування:

Ступінь вогнестійкості будівлі – І

Клас відповідальності будівлі – ССЗ

Проектована будівля школи є в плані обсягом, що складається з кількох різновисотних прямокутників, із загальними габаритними розмірами в осях 134,0x119,4 м.

Школа складається з кількох функціональних блоків, в ядрі об'ємно-просторової композиції – ключові громадські функції школи, така схема забезпечує оптимальне зонування технологічних процесів та забезпечує відповідність нормативним вимогам інсоляції та природного освітлення в розрахункових приміщеннях. Запроектована будівля школи не впливає на тривалість інсоляції та природне освітлення розташованих поруч житлових будинків.

Максимальна позначка будівлі за парапетом 4-поверхової частини дорівнює +17,700 м.

2.3. Архітектурно-будівельні рішення

Конструктивна система будівлі – каркасно-стінова.

Фундамент – монолітна залізобетонна плита.

Колони, пілони, діафрагми - монолітні залізобетонні.

Перекриття – залізобетонні монолітні, профіль сталевий листовий по металевим прогонам.

Несучі конструкції даху великопролітних залів - сталеві ферми.

Сходові марші та майданчики - залізобетонні монолітні.

Зовнішні стіни підвального поверху – залізобетонні монолітні товщиною 200 мм.

Зовнішні стіни надземних поверхів – залізобетонні монолітні товщиною 200 мм, газобетонні блоки марки D600 товщиною 200 мм.

Гідроізоляція – рулонна бітумна/полімерцементна.

Стіни покрівельних вентиляційних шахт – цегла повнотіла керамічна – 120 мм.

Парапет – залізобетонний монолітний товщиною 200 мм.

Перегородки *Тип 1* – блоки газобетонні марки D600 товщиною 200 мм.

Перегородки *Тип 2* – стінове бетонне каміння товщиною 90 мм.

Перемички – сталевий прокат, залізобетонні монолітні.

Дах – плоский з внутрішнім організованим водостоком.

Покрівля – ПВХ-мембрана.

Огородження сходових маршів та майданчиків – чорний металопрокат з фарбуванням.

Вимощення – фігурні елементи мощення з бетонної підготовки.

Зовнішні вікна та вітражі – алюмінієвий теплий профіль із заповненням прозорим двокамерним склопакетом/склопакетом зі стемалітом (у склопакетах застосовується ударостійке скло класу SM4).

Внутрішні вікна та вітражі – алюмінієвий холодний профіль із заповненням прозорих частин однокамерним склопакетом (у склопакетах застосовується ударостійке скло класу SM4).

Зенітні ліхтарі – світловоди Соларжі з вбудованим світильником.

Зовнішні двері – алюмінієвий теплий профіль із заповненням прозорим двокамерним склопакетом/сендвіч-панелями (у склопакеті застосовується ударостійке скло класу SM4).

Внутрішні двері - алюмінієвий холодний профіль із заповненням прозорим однокамерним склопакетом (у склопакеті застосовується ударостійке скло класу SM4), сталеві двері засклені/глухі (у склопакеті застосовується ударостійке скло класу SM4), двері МДФ без фрамуги/з фрамугою (у склопакеті фрамуги застосовується ударостійке скло класу SM2).

2.4. Зовнішнє опорядження

Будівля загальноосвітньої школи є об'ємно-просторовою композицією з прямокутних обсягів з різновисотними виступаючими частинами (від 3-х до 4-х надземних поверхів). Існуючий перепад рельєфу вплинув на формування об'ємно-планувальних рішень. Об'ємні елементи каскадом спускаються рельєфом, що дозволяє створити виразний силует.

Фасади виконані у стриманій кольоровій гамі з метою створення єдиного художнього образу з житловою забудовою, що проектується. Колористичні рішення та два типи розкладки фасадних матеріалів підкреслюють об'ємну композиційну структуру будівлі школи (контраст двох кольорів: білого та коричневого). Найважливішою особливістю фасадів будівлі є об'ємні елементи, підняті на похилих опорах. Ці елементи є, зокрема, навігаційними, оскільки

пофарбовані різні кольори залежно від функціональної приналежності тієї частини будівлі, де вони розташовані. У зоні початкової школи опори пофарбовані у бірюзовий колір, а у зоні старшої – у помаранчевий. Ці конструктивні елементи пронизують будівлю та виконують функцію своєрідних арт-об'єктів як зовні, і в інтер'єрі шкільних рекреацій. Таким чином, відбувається зв'язок та взаємопроникнення фасаду у внутрішній простір школи. Додатковий вхід з боку дитячих майданчиків (східний фасад) заглиблений та виділений кольором (бірюзово-синій RAL 5018).

Матеріали стін

У зовнішній обробці стін використовуються:

- навісний вентильований фасад з облицюванням фасадною плиткою клінкерною Terramatic Plato Brown, колір коричневий, розміри NF14 240x71x14;
- навісний вентильований фасад з облицюванням бетонною плиткою (вертикальна орієнтація плитки, розмір плитки 100x600 мм) колір білий RAL 9010;
- навісний вентильований фасад з облицюванням металевими касетами (вставки-простінки у вітражні системи), колір антрацитовий-сірий RAL 7016.

Матеріали кольорових колон:

- штукатурка по сітці, колір помаранчевий RAL 2009;
- штукатурка по сітці, колір бірюзово-синій RAL 5018

Вікна та скління

Вітражне та віконне фасадне скління виконане в алюмінієвому профілі з терморозривом (колір RAL 7016) із заповненням прозорим двокамерним склопакетом зі стемалітом. Клас пожежної безпеки – K0.

Вхідні двері – алюмінієвий профіль з терморозривом, колір антрацитовий-сірий RAL 7016.

Вхідні двері основної/старшої школи – алюмінієвий профіль з терморозривом, колір помаранчевий RAL 2009. Вхідні двері початкової школи – профіль алюмінієвий з терморозривом, колір бірюзово-синій RAL 5018.

2.5. Внутрішнє опорядження

Для обробки приміщень використовуються сучасні та довговічні оздоблювальні матеріали, що відповідають санітарно-гігієнічним, естетичним та протипожежним вимогам.

Оздоблення приміщень загальноосвітньої школи передбачено відповідно до вимог [9].

Підлоги в приміщеннях з мокрими процесами передбачаються з влаштуванням обмазочної гідроізоляції із закладом на стіни на висоту не менше 200 мм.

Внутрішні двері прийняті відповідно до функціонального призначення приміщень:

- сталеві зі склінням/глухі – у виробничих приміщеннях харчоблоку, сходових клітинах, коридорах, технічних приміщеннях, санітарно-побутових приміщеннях МГН;

- алюмінієві зі склінням – у коридорах, медіатеці з читальним залом, обідніх залах, адміністративних приміщеннях;

- протипожежні за [26] зі склінням/глухі – у приміщеннях відповідно до чинних норм;

- МДФ зі склінням/глухі – в адміністративно-побутових приміщеннях, навчальних приміщеннях, медичних приміщеннях, вбиральнях та роздягальнях.

Тамбури вхідних груп, вестибюлів, ліфтових холів:

підлога – керамограніт на клею;

стіни – поліпшена силікатна армована штукатурка, фарбування/мікроцемент декоративне захисне покриття;

стеля – звукопоглинаючі перфоровані ГКЛ або шпаклювання за два рази та покращене фарбування.

Рекреації та коридори:

підлога – комерційний гетерогенний лінолеум;

стіни – мікроцемент декоративне захисне покриття; штукатурка, шпаклювання в два шари (старт-фініш), покращене фарбування;

стеля – підвісна стеля з акустичними плитами з дерев'яного волокна SoundBoard на прихованій підсистемі.

Навчальні приміщення, майстерні, ігрові з можливістю організації спальних місць:

підлога – комерційний гетерогенний лінолеум;

стіни – мікроцементне декоративне захисне покриття; штукатурка, шпаклювання в два шари (старт-фініш), покращене фарбування;

стеля – підвісна стеля з акустичними плитами з дерев'яного волокна SoundBoard на прихованій підсистемі.

Вбиральні, туалети, кімнати особистої гігієни:

підлога – керамограніт на клею;

стіни – керамічна плитка на клею;

стеля – підвісна касетна металева стеля.

Актова зала:

підлога – комерційний гетерогенний лінолеум;

стіни – звуковбирні перфоровані ГКЛ листи на каркасі; ГКЛ листи на каркасі, шпаклювання в два шари (старт-фініш), покращене фарбування;

стеля – Звуковбирні підвісні панелі Саундлюкс-Техно Соло.

Спортивні та гімнастичні зали:

підлога – спортивний гетерогенний лінолеум;

стіни – Шпаклювання в два шари (старт-фініш), покращене фарбування;

стеля – без оздоблення; шпаклювання в два шари (старт-фініш), покращене фарбування.

2.6. Заходи щодо захисту приміщень будівлі школи від шуму, вібрації та інших впливів

У проекті передбачені такі заходи для захисту приміщень від шуму та вібрації:

- віконні та вітражні блоки з широким багатокамерним профілем та двокамерним склопакетом, в якому застосовується ударостійке скло. Монтаж

віконних блоків виробляється з використанням тепло- та звукоізоляційних пінних поліуретанових ущільнювачів;

- індекс ізоляції повітряного шуму міжповерхових перекриттів (монолітні залізобетонні) не менше 47 дБ, відповідно до [13];

індекс ізоляції повітряного шуму перегородок між навчальними приміщеннями (газобетонні блоки D600 з двостороннім штукатуренням) не менше 48 дБ, відповідно до [13]. Перегородки в санвузлах, приміщеннях прибирального інвентарю, роздягальних, душових, приміщеннях харчоблоку виконуються зі стінового бетонного каміння з обробкою штукатуркою або керамічною плиткою - індекс ізоляції повітряного шуму не менше 45 дБ;

- індекс ізоляції повітряного шуму перегородок та перекриття між кабінетом для музичних занять, об'єднаною майстернею з дерево- та металообробки та іншими приміщеннями школи прийнято не менше 55 дБ, відповідно до [13], огорожувальні перегородки даних приміщень з середини обробляються ГКЛ на каркасі для досягнення нормативного показника шумозахисту;

- зовнішні стіни – трьохшарові з ефективним мінераловатним утеплювачем в якості теплозахисту зі звукоізолюючий властивостями;

- для досягнення нормованих рівнів шуму, що створюється працюючим вентиляційним обладнанням, передбачено розміщення обладнання на покрівлі будівлі через звукоізолюючі прокладки та системи;

- для всіх припливних систем передбачена установка решіток, що глушать шум, для витяжних систем з боку нагнітача додатково передбачено встановлення прямокутних глушників шуму;

- у обладнання в технічних приміщеннях підвалу (ІТП, венткамери) передбачено вібровставки та віброопори у складі обладнання;

- зниження впливу структурного шуму від роботи ліфтового обладнання на суміжні приміщення забезпечується виключенням всіх жорстких зв'язків ліфтового обладнання з огорожувальними конструкціями, кріплення обладнання здійснюється через віброізолюючі вузли;

- інженерне обладнання у приміщеннях підвального поверху, що здійснює шум, розміщено під приміщеннями першого поверху без постійних робочих місць та без перебування дітей;

- для обробки стель навчальних кабінетів, коридорів та рекреацій, майстерень, медіатеки з читальною залюю та приміщень музею передбачені акустичні плити з деревного волокна SoundBoard на прихованій підсистемі;

- для обробки стель обідніх залів проектними рішеннями передбачені панелі Саундлюкс Техно Соло Круг;

- для оздоблення стін актового залу та потокової аудиторії застосовуються звукопоглинаючі перфоровані ГКЛ листи, для обробки стелі в цих приміщеннях застосовуються звукопоглинаючі підвісні панелі Саундлюкс-Техно Соло.

2.7. Протипожежні заходи

Проект будівлі загальноосвітньої школи на 1600 учнів розроблений згідно чинних будівельних норм та законодавчих актів:

- Закону України “Про пожежну безпеку”;
- НАПБ А.01.001 – 2004 „Правила пожежної безпеки в Україні”;
- ДБН В.1.1.7-2021 „Пожежна безпека об’єктів будівництва”;
- ДСТУ Б.В.2.5-38-08 “Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд”.
- ДСТУ Б.В.1.1-6-2001 “Захист від пожежі. Двері та ворота. Методи випробувань на вогнестійкість”.

Максимальна висота будівлі від рівня пожежного проїзду до нижньої межі отвору (вікна), що відкривається, у зовнішній стіні верхнього поверху 4-поверхової частини - 14,43 м, 3-х поверхової частини - 9,30 м.

Будівлю школи розділено на 2 пожежні відсіки (Пожежний відсік №1 та Пожежний відсік №2), відсіки розділені між собою протипожежною стіною 1 типу (EI 150) з протипожежними дверима 1 типу (EI 45), площа поверху в межах кожного відсіку не більше 5000 м². Межа пожежних відсіків практично збігається з межею секцій поверховості 1 та 2 відмінність - актовий зал із секції 1 відноситься до Пожежного відсіку №2). Кожен поверх будівлі (1-4 поверхи)

поділено на зони площею не більше 1300 м² протипожежними перегородками 1-го типу.

Для поділу коридорів використовуються перегородки з негорючих матеріалів з ненормованою межею вогнестійкості та дверима, що мають пристрої самозачинення та ущільнення в притворах, при цьому зазначені перегородки поділяють простір за підвісними стелями та доводяться до перекриття.

Двері, що розділяють пожежні відсіки та двері в сходові клітки, запроектовані з електромагнітним фіксатором відкритого положення.

Евакуація з надземних поверхів будівлі здійснюється через 8 сходових кліток:

- 4 сходові клітини типу Л1;
- 4 сходові клітини типу Н2.

Ширина маршів ЛК у чистоті – 1350 мм, висота огорож сходових маршів та майданчиків – 1200 мм.

У будівлі школи передбачені пожежонебезпечні зони для МГН групи М4:

- ПБЗ у ліфтових холах;
- ПБЗ в окремих приміщеннях при ЛК типу Н2.

Ширина евакуаційних виходів у чистоті в приміщеннях з кількістю людей, що перебувають, більше 50 осіб та ігрових приміщеннях з можливістю організації спальних місць становить не менше 1,2 м, ширина евакуаційних виходів у чистоті в міжкоридорних перегородках та актовому залі становить 1,8 м. Ширина евакуаційних виходів у чистоті з сходів назовні – 1,35 м. Висота евакуаційних шляхів у коридорах передбачена не менше ніж 2,0 м, а у сходових клітках – не менше 2,2 м.

Доступ у приміщення підвалу передбачений через коридори, сходові клітини, що ведуть безпосередньо назовні, а також сходові клітини з відокремленим виходом назовні від решти сходової клітини (надземної) глухою протипожежною перегородкою 1-го типу.

Підвал розділений на секції протипожежними перегородками 1-го типу, площа кожної секції трохи більше 700 м².

У приміщеннях з кількістю людей, що перебувають, понад 50 осіб запроектовано не менше 2-х розосереджених евакуаційних виходів.

Виходи на покрівлю передбачені через утеплені люки по металевих сходах зі сходових клітин, кількість виходів – 8.

Приміщення категорій В4-В2 у будівлі школи вигороджуються протипожежними перегородками 1 типу із протипожежними дверима 2 типу.

Світлопрозорі вітражі, встановлені у перегородках, що розділяють зони площею не більше 1300 м² або встановлені у перегородках двосвітніх просторів, запроектовані з межею вогнестійкості EIW 45.

Системою протидимної вентиляції обладнані приміщення, що відповідають вимогам [17].

Оздоблення фасадів виконується з матеріалів та конструкцій, що мають сертифікати пожежної безпеки та належать до групи горючості «НГ».

У будівлі запроектовано 3 пасажирські ліфти вантажопідйомністю 1000 кг з функцією перевезення пожежних підрозділів та пасажирів МГН усіх категорій. Габарити кабіни ліфта 1100 x 2100 мм відповідно до [29]. Ліфти обслуговують лише надземні поверхи будівлі.

Для функціонального зв'язку харчоблоку з роздавальної обідньої зали основної та старшої школи на 2 поверсі Секції 2 передбачено підйомник вантажопідйомністю 100 кг з ліфтовими холами.

2.8. Вимоги щодо забезпечення інклюзивності будівлі школи

Доступ МГН до будівлі ДТЗ забезпечено відповідно до вимог [10], передбачають для МГН рівні з рештою категорій населення умови життєдіяльності.

Для створення доступного для МГН середовища життєдіяльності передбачено можливість безбар'єрного та безперешкодного користування прилеглою територією, включаючи організацію шляхів руху та місця відпочинку на території ділянки та всередині будівлі.

У проекті передбачені вимоги щодо забезпечення життєдіяльності МГН:

- доступність;

- безпека;
- комфортність;
- інформативність.

Проектними рішеннями застосовані спеціалізовані засоби для комфортного та безпечного доступу до всіх громадських місць, де передбачено діяльність МГН:

- пандуси;
- ліфти;
- поручні та перила;
- системи відчинення дверей;
- спеціалізовані меблі;
- тактильні підлогові плитки та мітки;
- бездротові кнопки виклику;
- інформаційні знаки, таблички та мнемосхеми.

3. РОЗРАХУНКОВО- КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

3.1. Розрахунок металевих ферм покриття будівлі школи в ПК «ЛІРА САПР»

3.1.1. Вихідні дані для розрахунку ферми

Покриття будівлі школи в осях 16-26/Г/1-П вирішене у вигляді металевих ферм з паралельними поясами, що виконуються з труб квадратного перерізу.

- Проліт ферми Фрм-2: $L = 21,60$ м;
- Крок ферм покриття: 6,0 м;
- Висота ферми 2,0 м;
- Склад покриття:
 - гідроізоляція – полімерна мембрана LOGICROOF V-RP із системою механічного кріплення – 1,2 мм;
 - розділовий шар – склополотно;
 - шар утеплювача – Техноніколь CARBON PROF (або аналог) на стиск не менше 250 кПа, $\lambda=0,032$ Вт/м°C – 160 мм;

- ухилоутворюючий шар – Техноніколь CARBON PROF SLOPE (або аналог) на стиск не менше 250 кПа, $\lambda=0,032$ Вт/м°C – 10..мм;
- мінераловатний утеплювач типу Техноруф Н Проф (або аналог) на стиск не менше 40 кПа, $\lambda=0,041$ Вт/м°C – 50 мм;
- пароізоляція – Паробар'єр СА500 (або аналог) – 1 шар;
- сталевий оцинкований профільований лист;
- плита ВЗМ – 40 мм.
- Тип перерізу елементів ферми: нижній та верхній пояси, а також розкоси приймаємо з квадратного замкненого профілю; прогони - з швелеру 24П; зв'язки з труби квадратного перерізу;
- матеріал для елементів конструкцій покриття: листовий і фасонний прокат із сталі класу міцності 255 (фасонки із сталі класу міцності 255);
- район будівництва: м. Буча, Київської області (V сніговий район).

Розрахунок оболонки виконується за [1].

3.1.2. Збір навантаження на ферму Фрм-2

Таблиця 3.1

Розрахункові навантаження на верхній пояс ферми

Найменування навантажень	Норм. навантаж. (кг/м ²)	Коеф. надійності за навантаж. γ_f	Розрах. навантаж. (кг/м ²)
Постійні навантаження			
1. Полімерна мембрана LOGICROOF V-RP із системою механічного кріплення – 1,2 мм	1,50	1,2	1,80
2. Шар утеплювача Техноніколь CARBON PROF (або аналог) на стиск не менше 250 кПа, $\lambda=0,032$ Вт/м°C – 160 мм, $\rho = 36$ кг/м ³ ;	5,76	1,2	6,91
3. Ухилоутворюючий шар Техноніколь CARBON PROF SLOPE (або аналог) на стиск не менше 250 кПа, $\lambda=0,032$ Вт/м°C – 10..мм, $\rho=50$ кг/м ³ ;	5,00	1,2	6,00
4. Мінераловатний утеплювач			

типу Техноруф Н Проф (або аналог) на стиск не менше 40 кПа, $\lambda=0,041$ Вт/м°C – 50 мм, $\rho=120$ кг/м ³ ;	6,00	1,2	7,2
5. Сталевий оцинкований профільований лист	9,00	1,05	9,45
6. Плита ВЗМ - 40 мм	6,40	1,2	7,68
7. Прогони суцільні (швеллер 24П), кг/м.п.	24,0	1,05	25,2
Разом постійне навантаження g:	57,66	-	64,24
Тимчасові навантаження			
Снігове навантаження:	155	1,14	182
Вітрове навантаження:	37	1,2	45
Разом тимчасове навантаження q:	192	-	227
Повне навантаження	249,66		291,24

Розподілене розрахункове навантаження на пояс ферми Фрм-2 з урахуванням кроку ферм – 6 м:

$$q = 6 \times 291,24 = 1\,747,44 \text{ (кг/м.п.)}.$$

Розрахунок металевої ферми покриття будівлі школи виконуємо в програмному комплексі “ЛІРА САПР 2022”.

3.1.3. Результати розрахунку ферми покриття Фрм-2 в ПК «ЛІРА САПР 2022»

Під час розрахунку в ПК “ЛІРА САПР 2022” враховувалась власна вага елементів ферми, а також була виконана перевірка на розрахункові збіги навантажень для аналізу і вибору найбільш несприятливого збігу навантажень на несучі елементи ферми.

Результати розрахунку ферми покриття Фрм-2 в ПК “ЛІРА САПР 2022” наведені на рис. 3.1 – 3.6.

1. Постійне навантаження [1. Основна задіяна, C1. Основна задіяна, D1. Основна задіяна]

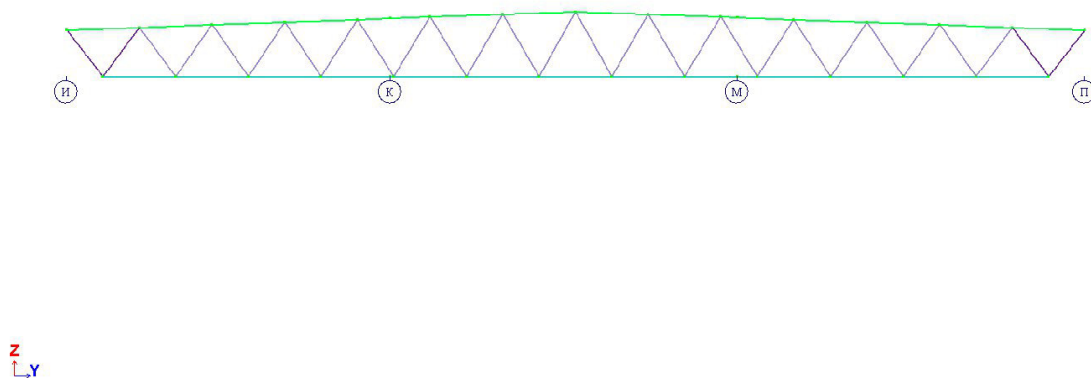


Рис. 3.1. Розрахункова скінченно-елементна модель ферми

1. Постійне навантаження [1. Основна задіяна, C1. Основна задіяна, D1. Основна задіяна]
Мінімальне переміщення по Z (mm)
Еквівалентне навантаження - mm

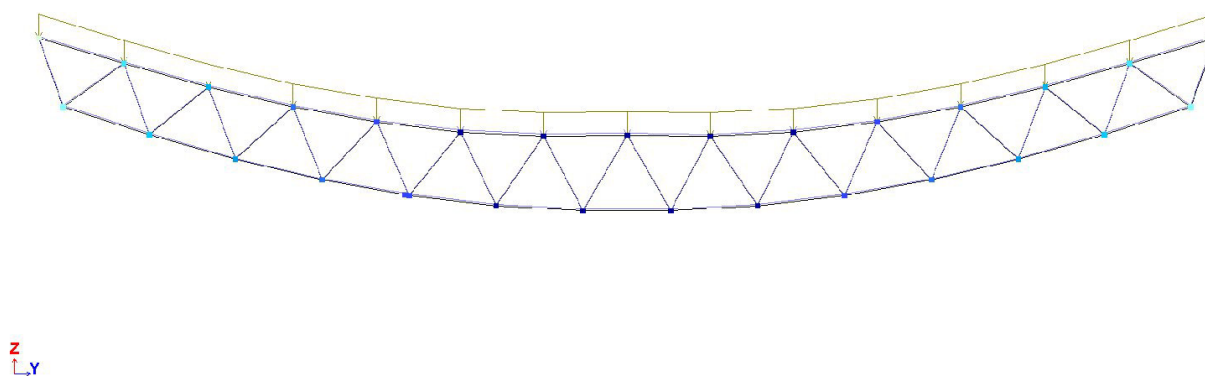


Рис. 3.2. Переміщення по осі z в вузлах ферми від власної ваги конструкцій та постійного навантаження

2. Снігове навантаження [1. Основна задіяна, C1. Основна задіяна, D1. Основна задіяна]
Мінімальне переміщення по Z (mm)
Еквівалентне навантаження - mm

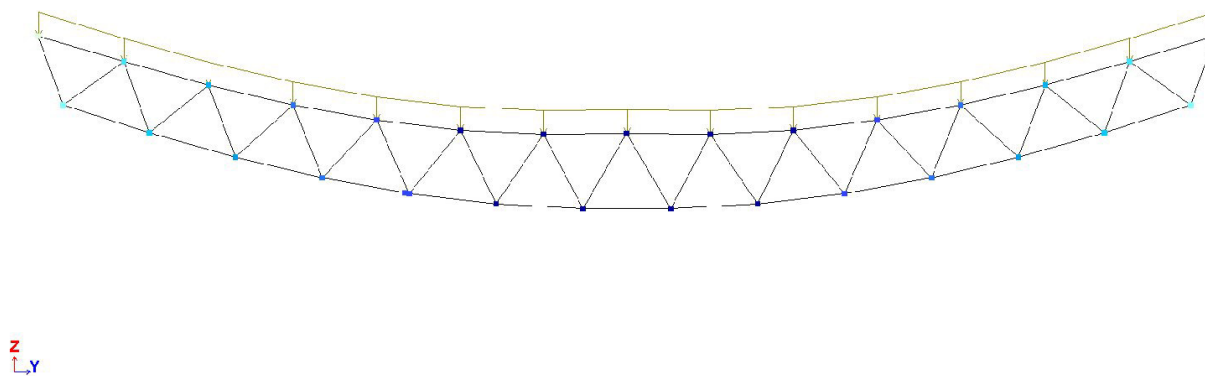


Рис. 3.3. Переміщення по осі z в вузлах ферми від снігового навантаження

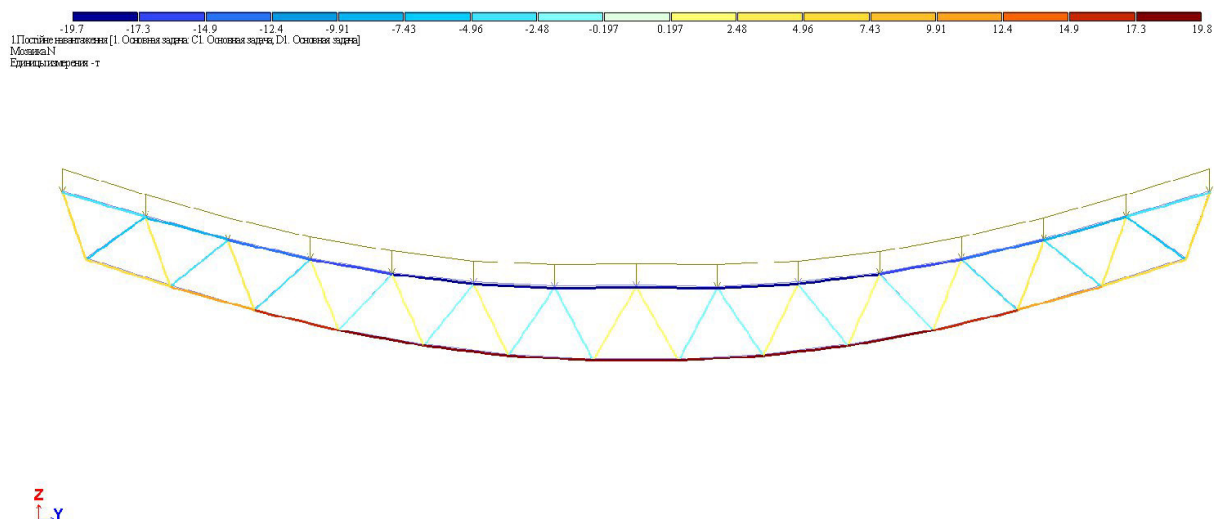


Рис. 3.4. Поздовжні зусилля в елементах ферми від власної ваги конструкцій та постійного навантаження

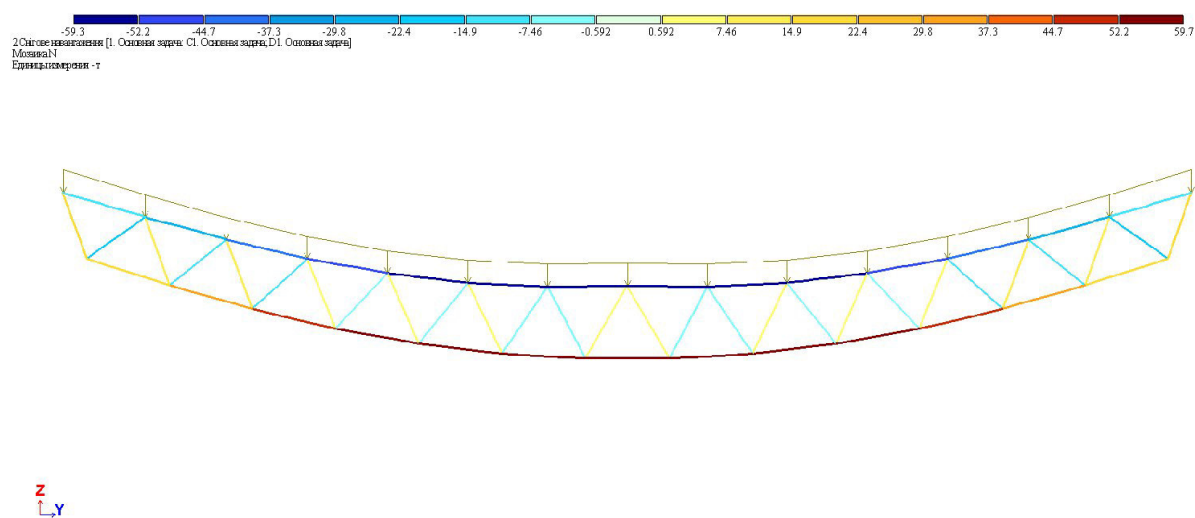


Рис. 3.5. Поздовжні зусилля в елементах ферми від снігового навантаження

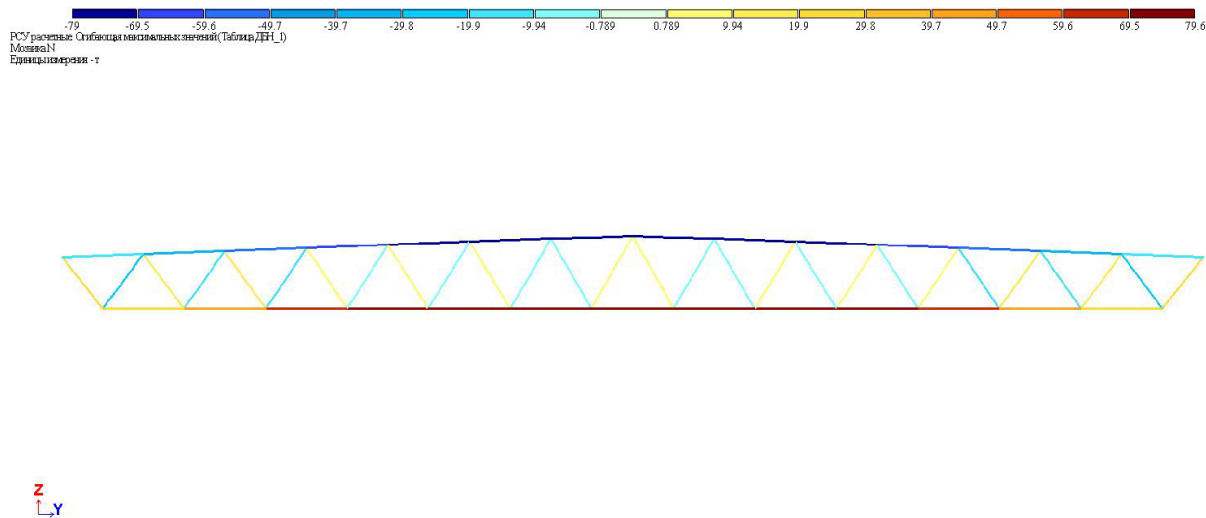


Рис. 3.6. Поздовжні зусилля в елементах ферми від Р33
(від розрахункового збігу зусиль)

Далі проводимо аналіз зусиль за РЗЗ, для вибору найбільш несприятливих комбінацій в елементах ферми Фрм-2 (Додаток 1).

За результатами статичного розрахунку металевої ферми покриття Фрм-2 в програмному комплексі «ЛІРА САПР 2022», були визначені максимальні поздовжні зусилля в конструктивних елементах ферми. Далі виконуємо перевірку попередньо призначених перерізів елементів ферми.

3.1.4. Розрахунок несучих елементів ферми покриття Фрм-2

Максимальне зусилля в верхньому поясі ферми: $N_{\max} = 775$ кН (див. Додаток 1). Приймаємо попередньо $\phi = 0,80$, тоді

$$A_d = \frac{N}{\phi R_y \gamma_c} = \frac{775}{0,80 \cdot 245} = 39,54 \text{ см}^2,$$

де $R_y = 245$ МПа; $\gamma_c = 1$.

В розрахунковій схемі ПК «ЛІРА САПР» попередньо був призначений переріз верхнього поясу – труба квадратна 180x180x6 мм зі сталі марки С255: $A = 41,76 \text{ см}^2$; $I = 2109,7 \text{ см}^4$; $W = 234,4 \text{ см}^3$; $i = 7,11 \text{ см}$ ([30]).

Розраховуємо гнучкість λ при $l_{ef} = l = 157 \text{ см}$:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{157}{7,11} = 22,08.$$

За таблицею 72, дод. 6 знаходимо фактичне значення $\phi = 0,805$ та перевіряємо стійкість елемента

$$\sigma = \frac{N}{\phi A} = \frac{775}{0,805 \cdot 41,76} = 230,54 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 245 \text{ МПа}$$

– тобто умова стійкості елементів ферми виконується, переріз верхнього поясу лишаємо без змін. Аналогічним чином перевіряємо решту перерізів.

3.1.5. Розрахунок зварних з'єднань в вузлах

Всі елементи ферми покриття Фрм-2 з'єднують в вузлах без фасонки зварюванням стержнів розкосів та примикання їх упиту до нижнього та верхнього поясів. Контури примикання труб обварюють кутовими швами. Розрахункову товщину шва приймаємо рівною меншій товщині стінки з'єднувальних елементів, тобто $k_f = 6 \text{ мм}$.

Перевіряємо міцність шва примикання ребра до закладної деталі, визначаючи

$$N_s = D_1 \cdot \sin \alpha = 226 \cdot \sin 54^\circ = 226 \cdot 0,81 = 182,84 \text{ кН};$$

Зусилля відриву

$$N_t = U_1 - 0,6D_1 = 111,20 - 109,70 \approx 0.$$

Площа шва по контуру при $\alpha = 90^\circ$:

$$A_\omega = l_\omega \beta_f k_f = 62,43 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 26,22 \text{ см}^2,$$

$$\tau_\omega = \frac{N_s}{A_\omega} = \frac{182,84}{26,22} = 69,70 \text{ МПа} < 0,85 R_{\omega f} = 180 \cdot 0,85 = 153 \text{ МПа}.$$

для зварювання приймаємо електроди марки Е-42.

Тут $\beta_f = 0,7$ – для ручного зварювання; $0,85$ – коефіцієнт умов роботи шва по довжині різку торця труб; l_ω – довжина прямої перетину труб, що визначається за формулою:

$$l_\omega = a + b + 3\sqrt{a^2 + b^2} = 62,43 \text{ см}$$

Зварювання елементів ферми покриття Фрм-2 виконуються електродами марки Е-42 в елементах зі сталі марки С255. Креслення ферми покриття будівлі школи Фрм-2 та деталі вузлів наведені на аркуші 6 дипломної роботи.

3.1.6. Розрахунок ферми покриття Фрм-2 за прогинами

За вимогами другої групи граничних станів та відповідно до [22], при розрахунку будівельних конструкцій повинна бути виконана умова:

$$f \leq f_u,$$

де f – прогин (вигин) і переміщення елемента конструкції (чи конструкції в цілому), визначені з урахуванням факторів, що впливають на їхні значення;

f_u – граничний прогин (вигин) і переміщення, встановлені [22].

За таблицею 1, [22] вертикальний граничний прогин елементів ферми покриттів відкритих для огляду, при прольоті до 24 м:

$$\text{- за естетико-психологічними вимогами } f_u = \frac{l}{250}.$$

$$\text{Тоді } f_u = \frac{21600}{250} = 86,40 \text{ мм}.$$

Після виконання розрахунку в ПК “Ліра” виводимо таблицю переміщень максимальне значення в якій $f = 84,49 \text{ мм}$.

Отже, $f \leq f_u = 84,49 < 86,40$ – умова виконується.

Для конструювання ферми покриття будівлі школи Фрм-2 остаточно приймаємо наступні перерізи:

- для верхнього поясу трубу квадратного перерізу $\tilde{180 \times 180 \times 6}$;
- для нижнього поясу трубу квадратного перерізу $\tilde{140 \times 140 \times 6}$;
- для розкосів трубу квадратного перерізу $\tilde{100 \times 100 \times 4}$; $80 \times 80 \times 4$;
- для прогонів швелер з паралельними гранями полиць 24П.

3.2. Розрахунок монолітної залізобетонної колони К-1

3.2.1. Збір навантажень

На елементи конструкції будівлі школи діють постійні (власна вага конструкцій і вага елементів підлоги), тимчасові (експлуатаційне навантаження) та короточасні (сніг вітер) навантаження. Підрахунок навантажень, що діють на монолітні залізобетонні колони каркасу марки К-1 зводимо в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Підрахунок навантажень на конструкції будівлі школи

Найменування навантажень	Норм. навантаж. (кг/м ²)	Коеф. надійності за навантаж. γ_f	Розрах. навантаж. (кг/м ²)
Постійні навантаження			
1. Навантаження на плити перекриття			
1. Плитка керамогранітна	$0,005 \cdot 2500 = 12,5$	1,3	16,25
2. Клей з сухих будівельних сумішей	$0,02 \cdot 1200 = 24,0$	1,2	28,8
3. Стяжка цементно-піщана	$0,050 \cdot 1800 = 90,0$	1,3	117
Разом постійне навантаження на плиту перекриття g:	126,5	-	162,05
2. Навантаження на плиту покриття			
1. Полімерна мембрана LOGICROOF V-RP із системою механічного кріплення – 1,2 мм	1,50	1,2	1,80
2. Шар утеплювача Техноніколь CARBON PROF (або аналог) на стиск не менше	5,76	1,2	6,91

250 кПа, $\lambda=0,032$ Вт/м°C – 160 мм, $\rho = 36$ кг/м ³ ; 3. Ухилоутворюючий шар Техноніколь CARBON PROF SLOPE (або аналог) на стиск не менше 250 кПа, $\lambda=0,032$ Вт/м°C – 10..мм, $\rho=50$ кг/м ³ ; 4. Мінераловатний утеплювач типу Технорурф Н Проф (або аналог) на стиск не менше 40 кПа, $\lambda=0,041$ Вт/м°C – 50 мм, $\rho=120$ кг/м ³ ; 5. Сталевий оцинкований профільований лист 6. Плита ВЗМ - 40 мм 7. Прогони суцільні (швелер 24П), кг/м.п.	5,00	1,2	6,00
	6,00	1,2	7,2
	9,00	1,05	9,45
	6,40	1,2	7,68
	24,0	1,05	25,2
Разом постійне навантаження на плиту покриття g:	57,66	-	64,24
Тимчасові навантаження			
Експлуатаційне навантаження на перекриття: - приміщення навчальних класів, адміністративні приміщення, побутові приміщення (душові, вбиральні, санвузли) (п.2, табл. 6.2, [1])	200	1,2	240
- підвальні приміщення, технічні приміщення, приміщення кухні (п.3, табл. 6.2, [1])	200	1,2	240
- читальні зали бібліотеки (п.4.а, табл. 6.2, [1])	200	1,2	240
- обідня зала (п.4.б, табл. 6.2, [1])	300	1,2	360
- актові зали, спортивні зали (п.4.в, табл. 6.2, [1])	400	1,2	480
- сховища книг, архіви (п.5, табл. 6.2, [1])	500	1,2	600
- сцена актової зали (п.6, табл. 6.2, [1])			
- плита покриття (п.9.в, табл. 6.2, [1])			

- вестибюлі, коридори сходи (п.12.а,б, табл. 6.2, [1]) Снігове навантаження:	500	1,2	600
	50	1,2	60
	300	1,2	360
	400	1,2	480
	155	1,14	182

Визначаємо горизонтальну складову вітрового навантаження згідно [1]:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C,$$

де $W_0 = 370$ Па – нормативне значення вітрового тиску для м. Буча;

$\gamma_{fe} = 0,21$ - коефіцієнт надійності за навантаженням;

C – аеродинамічний коефіцієнт, який є добутком кількох часткових коефіцієнтів, що враховують різні параметри навантаження, такі як напрям вітру, висоту будівлі над рівнем моря, загальну висоту будівлі над поверхню землі тощо.

Отримаємо наступні значення експлуатаційного вітрового навантаження з навітряної та завітряної сторони будівлі школи, в залежності від висоти над рівнем землі:

$$W_{12,700,нав.} = 0,21 \cdot 0,37 \cdot 1,14 = 0,089 \text{ кН/м}^2;$$

$$W_{12,700,зав.} = 0,21 \cdot 0,37 \cdot 0,855 = 0,067 \text{ кН/м}^2;$$

$$W_{17,700,нав.} = 0,21 \cdot 0,37 \cdot 1,32 = 0,103 \text{ кН/м}^2;$$

$$W_{17,700,зав.} = 0,21 \cdot 0,37 \cdot 1,08 = 0,084 \text{ кН/м}^2.$$

3.2.2. Розрахунок монолітного каркасу будівлі школи

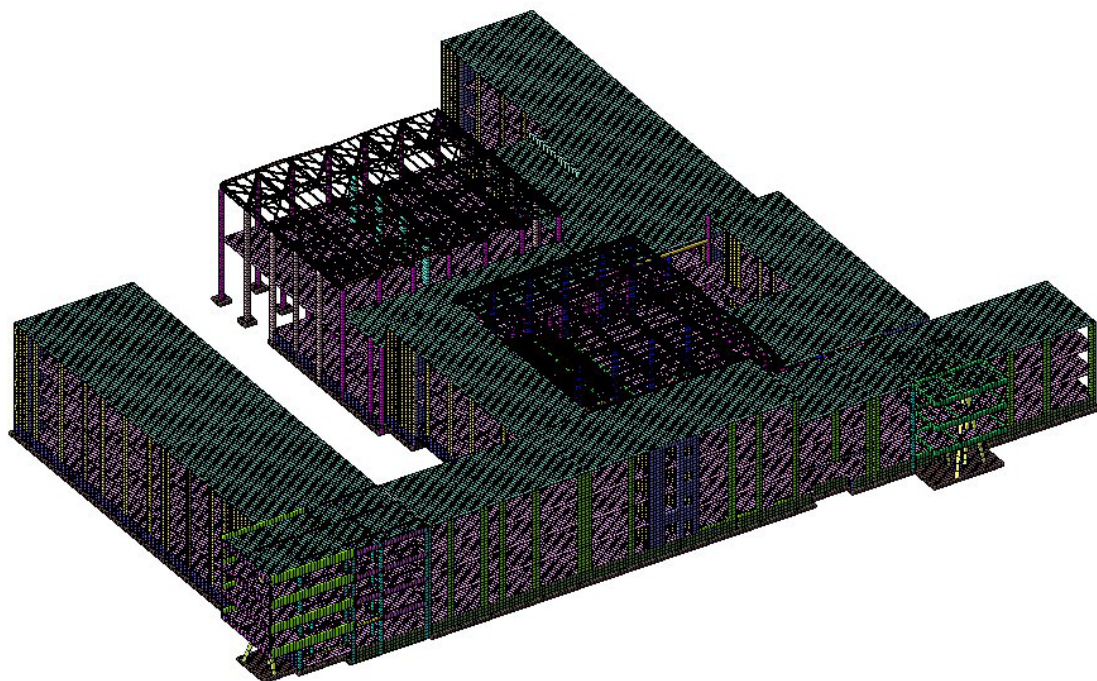
Розрахунок монолітного залізобетонного каркасу будівлі школи на зібрані навантаження виконано за допомогою розрахункової моделі з використанням методу скінченних елементів (МСЕ) в програмному комплексі «ЛІРА САПР 2022» (рис. 3.7).

Колони моделювалися універсальними стержневими елементами розміщеними вздовж їх осі, плити перекриттів/покриття – універсальними скінченними елементами пластин, розміщеними в серединній площині.

Розрахунок надземних конструкцій будівлі школи виконувався разом із фундаментом плитою та ґрунтами основи згідно даних інженерно-геологічних досліджень.

Початкові жорсткості елементів задавалися в першому наближенні, виходячи з архітектурно-планувальних та конструктивних рішень, описаних в розділі 2.

Розрахунок виконувався на статичні навантаження зібрані в табл. 3.2 в лінійній постановці. Для врахування сумісної дії різних завантажень було використано розрахункові сполучення навантажень та зусиль згідно вимог [1].



1РЧН1(ДЕН В.1.2-22006.1)

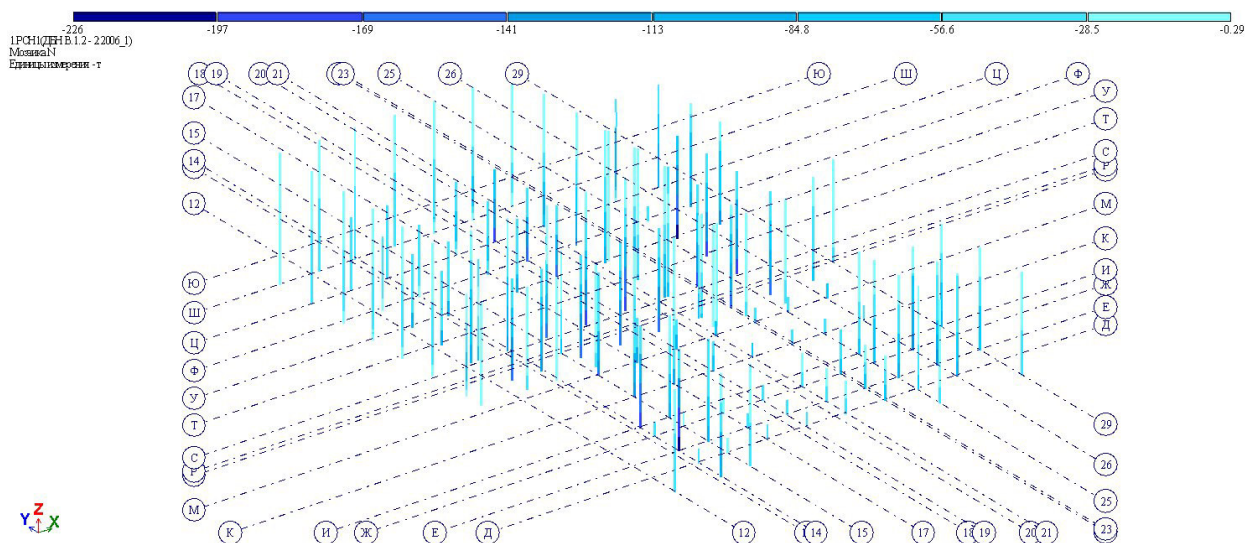


Рис. 3.7. Розрахункова схема будівлі школи в ПК «ЛІРА САПР»:

а – загальний вигляд; б - проекція на площину XOZ

Основною метою розрахунку каркасу будівлі школи в ПК «ЛІРА САПР» було одержання значень внутрішніх силових факторів в елементах конструкцій для їх подальшого детального розрахунку та конструювання.

Значення нормальних сил N (рис. 3.8), перерізуючих сил Q_z та Q_y (рис. 3.9) та згинальних моментів M_x та M_y (рис. 3.10) для колон марки К-1 внаслідок МСЕ розрахунку каркасу будівлі школи разом з фундаментами та ґрунтом основи в ПК «ЛІРА САПР», будуть використані для розрахунку армування даних колон та їх подальшого конструювання.

Рис. 3.8. Нормальні сили N в елементах колон марки К-1

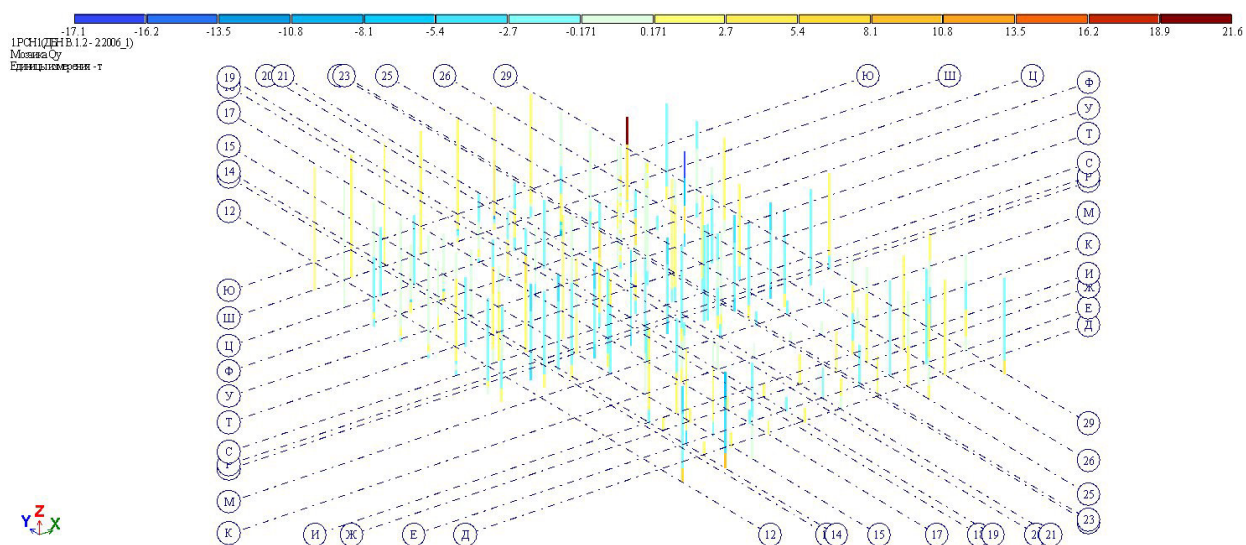
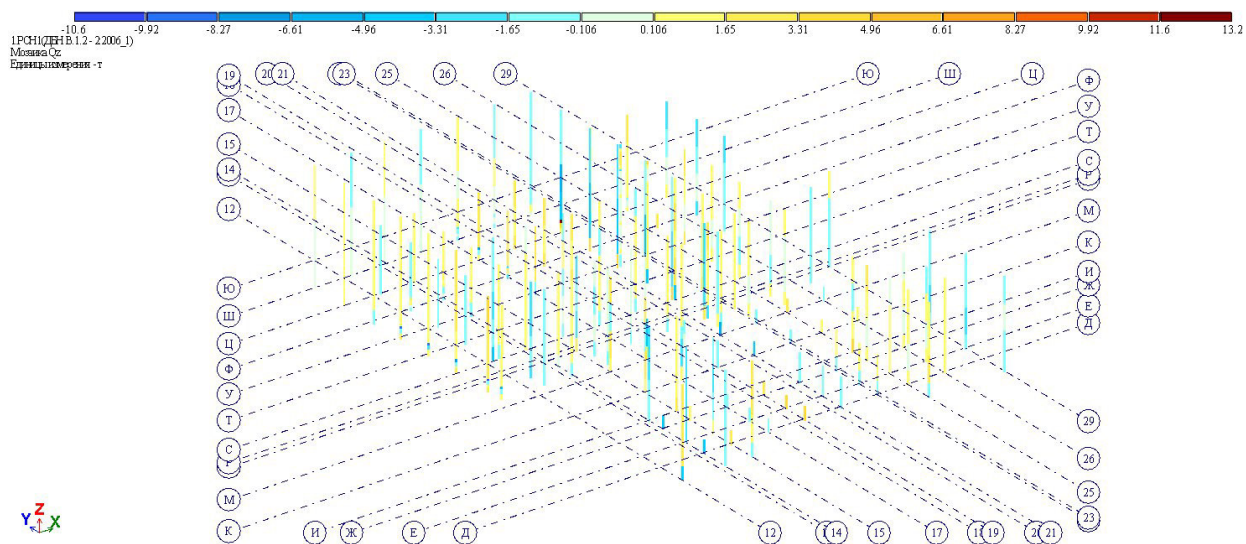
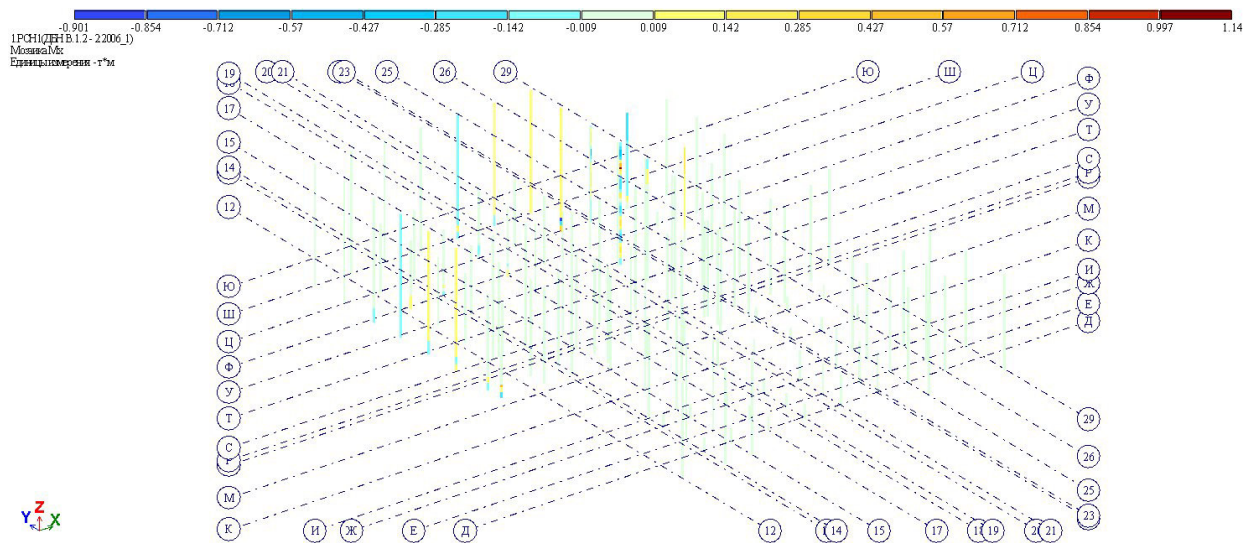


Рис. 3.9. Перерізуючи сили Q_z та Q_y в елементах колон марки К-1



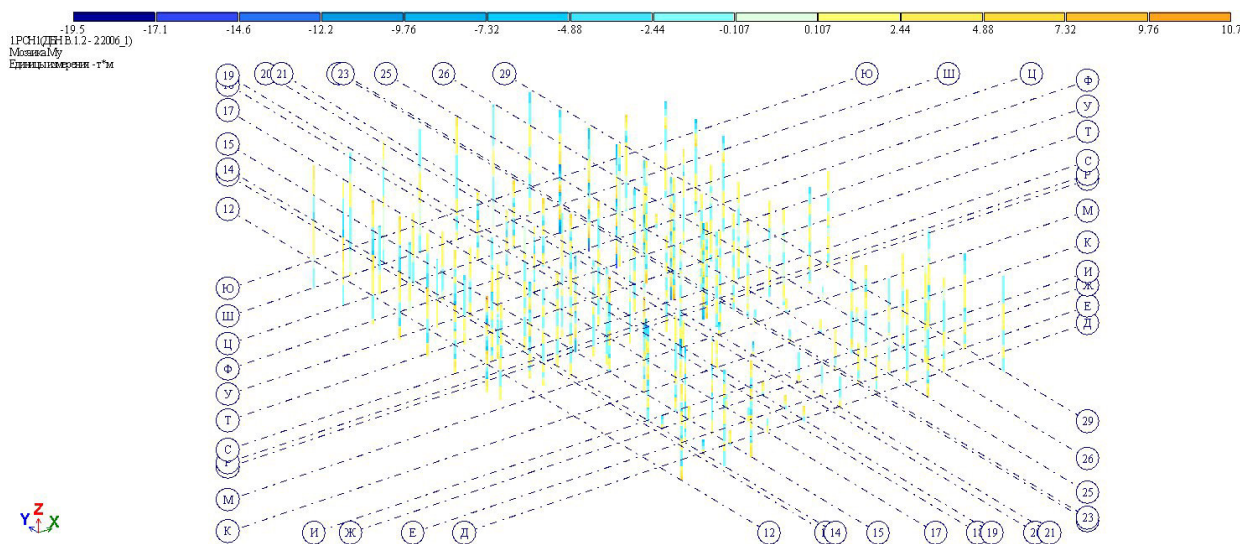


Рис. 3.10. Згинальні моменти M_x та M_y в елементах колон марки К-1

Згідно даних розрахунку монолітного залізобетонного каркасу будівлі школи в ПК «ЛІРА САПР 2022» зусилля в найбільш навантаженій колоні каркасу марки К-1 становлять:

$$N = 164 \text{ т} = 1608,84 \text{ кН};$$

$$Q_z = 2,69 \text{ т} = 26,39 \text{ кН};$$

$$Q_y = 0,0776 \text{ т} = 0,76 \text{ кН};$$

$$M_y = 3,46 \text{ т} \cdot \text{м} = 33,94 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Бетон класу С20/25 з характеристиками згідно [4]:

$$f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}; E_{cd} = 23 \text{ ГПа}; \epsilon_{cu,3} = 0,0031; \epsilon_{c(3)} = 0,00068.$$

Арматура класу А500 з характеристиками згідно [4]:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}; f_{yd} = 415 \text{ МПа}.$$

Перетин колони марки К-1 приймаємо 500x500 мм, висота колони $l = 2,57$ м. Відстань від краю перерізу до центру ваги арматури $a = 70$ мм, оскільки потрібно забезпечити зв'язок з випусками арматури з фундаментної плити.

Розрахунок виконуємо згідно рекомендацій [21].

Оскільки закріплення колони до фундаментної плити та плити перекриття жорстке, розрахункова довжина колони К-1 становитиме:

$$l_0 = \mu l = 0,7 \cdot 2,57 = 1,80 \text{ м}.$$

Визначаємо гнучкість колони:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{0,289h} = \frac{1,80}{0,289 \cdot 0,5} = 12,47.$$

Відносна осьова сила:

$$n = \frac{N}{bh f_{cd}} = \frac{1608,84 \cdot 10^3}{0,5 \cdot 0,5 \cdot 14,5 \cdot 10^6} = 0,444.$$

Гранична гнучкість:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,444}} = 16,18,$$

де A, B, C – коефіцієнти згідно [21].

Визначаємо випадковий ексцентриситет навантаження (деформації першого порядку):

$$e_i = \max\left(\frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 0,01\right) = (3,0 \cdot 10^{-3}; 0,17; 0,01) = 0,017 \text{ м.}$$

Значення критичної сили:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2};$$

де номінальна жорсткість колони:

$$EI = K_c E_{cd} \frac{bh^3}{12} + 0,01 E_s bh(0,5h - a)^2.$$

Тут $K_c = \frac{0,3}{1+0,5\varphi_{ef}} = \frac{0,3}{1+0,5 \cdot 2} = 0,15$ – коефіцієнт, що враховує вплив тріщин,

повзучості бетону та інших нелінійних факторів.

Тоді:

$$\begin{aligned} EI &= 0,15 \cdot 23 \cdot 10^9 \cdot \frac{0,5 \cdot 0,5^3}{12} + 0,01 \cdot 2 \cdot 10^{11} \cdot 0,5 \cdot 0,5 (0,5 \cdot 0,5 - 0,07)^2 = \\ &= 34,17 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2. \end{aligned}$$

$$N_B = \frac{3,14^2 \cdot 34,17 \cdot 10^3}{1,80^2} = 104,0 \cdot 10^3 \text{ кН.}$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету з урахуванням деформацій другого порядку складе:

$$e_0 = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1} \right),$$

де $\beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{\pi^2}{8} = 1,234$.

$$e_0 = 0,017 \cdot \left(1 + \frac{1,234}{\frac{104,0 \cdot 10^3}{1608,84} - 1} \right) = 0,017 \text{ м.}$$

Розмір ядра жорсткості перерізу:

$$r = \frac{h}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,083 \text{ м} > e_0 = 0,017.$$

Відповідно, далі розрахунок виконуємо за першою формою рівноваги згідно вимог [21].

Деформації в більш стиснутій зоні $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,0031$.

В менш стиснутій зоні:

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,0031 \cdot \left(1 - \frac{0,017}{0,083} \right) = 0,0025.$$

Координата умовної межі стиснутої зони бетону:

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 0,5 \cdot \frac{0,0031}{0,0031 - 0,0025} = 2,584 \text{ м.}$$

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu,3}} = 2,584 \cdot \frac{0,0031 - 0,00068}{0,0031} = 2,017 \text{ м} > h = 0,5 \text{ м.}$$

Знайдемо деформації в менш стисненій арматурі:

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x - (h - a)}{x} = 0,0031 \cdot \frac{2,584 - (0,5 - 0,07)}{2,584} = 0,0026.$$

Напруження в менш стисненій арматурі:

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,0026 \cdot 2 \cdot 10^5 = 520 \text{ МПа} > f_{yd} = 415 \text{ МПа.}$$

Тоді, згідно рекомендацій [21], необхідне армування в більш стиснутій зоні перетину колони:

$$A_s^I = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(h - 2a)};$$

де $e = e_0 + 0,5h - a = 0,017 + 0,5 \cdot 0,5 - 0,07 = 0,197 \text{ м.}$

$$A_s^I = \frac{1608,84 \cdot 10^3 \cdot 0,197 - 14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot (0,5 \cdot 0,5 - 0,07)}{415 \cdot 10^6 \cdot (0,5 - 2 \cdot 0,07)} =$$

$$= 0,867 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 8,67 \text{ см}^2.$$

Для колони марки К-1 приймаємо симетричне армування, тоді загальна необхідна площа арматури складе $A_s = 17,34 \text{ см}^2$.

Остаточного приймаємо 4Ø25 А500С з $A_s = 19,63 \text{ см}^2$.

Виходячи з конструктивних вимог рекомендацій [21], приймаємо поперечну арматуру Ø10 А240С з кроком 100 мм на приопорних ділянках, та кроком 200 мм в середній частині колони. Схему армування колони марки К-1 показано на рис. 3.11 без врахування випусків з фундаментної плити.

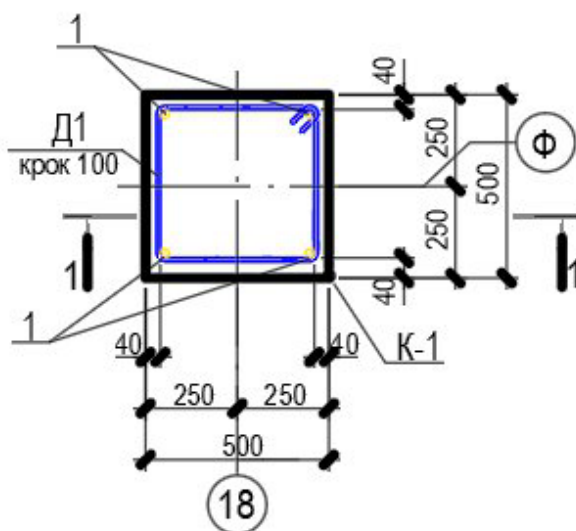


Рис. 3.11. Схема армування колони марки К-1

4. Основи і фундаменти

4.1. Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика

Майданчик вільний від забудови. Територія раніше заліснена, на момент проведення досліджень очищена від деревної та чагарникової рослинності. На окремих ділянках дерн та верхня ґрунтова частина знята планувальними роботами. У південно-східній частині ділянки простежується фрагмент старої занедбаної канами глибиною 0,2-0,3м. У північно-східній частині ділянки спостерігається заболочування місцевості, викликане обмеженням стоку поверхневих вод на зниженому, викладеному ділянці місцевості. Обмеженню стоку сприяє насип автодороги вул. Квіткової.

У геоморфологічному відношенні проектована ділянка розташована в межах рівної та полого нахиленої поверхні, приуроченої до акумулятивного рельєфу озерної рівнини.

У геологічній будові за умовами утворення, структурно-текстурними особливостям ґрунтів, а також на основі просторової мінливості характеристик фізико-механічних властивостей, у сфері взаємодії проектованої споруди з геологічним середовищем виділено 1 шар та 3 інженерно-геологічних елементи (ІГЕ).

Шар 1. Ґрунтово-рослинний шар, темно-сірий, з корінням дерев, глинистий, під час проходження вологий. Ґрунт зустрінутий на незахищених ділянках, з поверхні, розкрита потужність 0,1-0,4 м.

ІГЕ 2. Суглинок легкий пілуватий твердий. Ґрунт зустрінутий практично повсюдно, під ґрунтово-рослинним шаром та з поверхні. Ґрунт переважає в літологічному розрізі, перешаровуючись з ґрунтами ІГЕ 3 (суглинок легкий пілуватий) напівтвердий (ІГЕ 3) та на окремих ділянках з ґрунтами ІГЕ 4 (суглинок легкий пілуватий тугопластичний).

Глибина залягання шару 0,2 - 19,2 м, розкрита потужність 0,7 - 14,5 м. Ґрунти коричневі, сіро-коричневі, сірі, коричнево-сірі, темно-коричневі, легкі, важкі, комкуватою, шарувато-грудкуватою текстури, на окремих ділянках прошарками до супіску твердого, суглинку легкого напівтвердого, інтервалами, з незначною (до 0.05 д.е.) домішкою органічних речовин.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунту:

- щільність ґрунту $\rho(0,95) = 2,03 \text{ г/см}^3$; $\rho(0,85) = 2,03 \text{ г/см}^3$;
- коефіцієнт пористості $e = 0,602$;
- показник текучості $I_L = -0,13$;
- модуль деформації $E = 27,9 \text{ МПа}$;
- питоме зчеплення $C(0,95) = 60,0 \text{ кПа}$; $C(0,85) = 63,0 \text{ кПа}$;
- кут внутрішнього тертя $\varphi(0,95) = 15^\circ$; $\varphi(0,85) = 16^\circ$.

ІГЕ №3. Суглинок легкий пілуватий напівтвердий. Зустрінутий на більшій частині дослідженої ділянки у вигляді прошарків та шарів

перешаровуючись з грунтами ІГЕ 2 (суглинок легкий пилуватий твердий) і на окремих ділянках з грунтами ІГЕ 4 (Суглинок легкий пилуватий тугопластичний).

Глибина залягання шару 0,0 – 19,5 м, розкрита потужність 0,5 – 9,5 м. Грунти коричневі, темно-коричневі, сіро-коричневі, сірі, коричнево-сірі, легкі, важкі, комкуватої текстури, прошарками до супіску пластичної, суглинку твердого, суглинку тугопластичного, інтервалами з незначною (до 0.05 д.о.) домішкою органічних речовин.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунту:

- щільність ґрунту $\rho(0,95) = 2,01 \text{ г/см}^3$; $\rho(0,85) = 2,01 \text{ г/см}^3$;
- коефіцієнт пористості $e = 0,614$;
- показник текучості $I_L = 0,14$;
- модуль деформації $E = 22,0 \text{ МПа}$;
- питоме зчеплення $C(0,95) = 25,0 \text{ кПа}$; $C(0,85) = 26,0 \text{ кПа}$;
- кут внутрішнього тертя $\varphi(0,95) = 21^\circ$; $\varphi(0,85) = 21^\circ$.

ІГЕ4 №4. Суглинок легкий пилуватий тугопластичний. Зустрінутий на окремих ділянках у вигляді невитриманих, переважно малопотужних шарів у товщі озерних відкладеннях.

Глибина залягання шару на ділянці будівництва школи з поверхні під ґрунтово-рослинним шаром 0,1 м, у нижній частині розрізу з глибини 11,5 – 17,6 м, розкрита потужність 0,2 – 1,5 м. Глибина залягання шару на ділянці будівництва додаткових споруд 0,2 – 4,8 м, розкрита потужність 0,2 – 2,6 м. Грунти коричневі, темно-коричневі, сіро-коричневі, сірі, коричнево-сірі, переважно легкі, комкуваті, комкувато-шарової текстури, прошарками до супіску пластичної, суглинку м'якопластичного, інтервалами з незначною (до 0.05 д.о.) домішкою органічних речовин.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунту:

- щільність ґрунту $\rho(0,95) = 1,94 \text{ г/см}^3$; $\rho(0,85) = 1,95 \text{ г/см}^3$;
- коефіцієнт пористості $e = 0,714$;
- показник текучості $I_L = 0,43$;

- модуль деформації $E = 15,7$ МПа;
- питоме зчеплення $C(0,95) = 16,0$ кПа; $C(0,85) = 17,0$ кПа;
- кут внутрішнього тертя $\varphi(0,95) = 16^\circ$; $\varphi(0,85) = 16^\circ$.

Грунтові води типу «верховодка» зустрінуті окремими свердловинами в озерних відкладення. Вода зустрінута на глибині 2,0 – 7,0 м у суглинках легких пілуватих напівтвердих, тугопластичних. Рівень встановлення зафіксовано на глибині 2,7 – 4,2 м.

Величина напору обумовлена перепадом, перевищенням відміток області харчування горизонту ґрунтових вод щодо досліджуваної ділянки.

Водорясність горизонту незначна. Поширення води відбувається не суцільним потоком, а за структурними тріщинами. Живлення підземних вод цього типу відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів, а також за рахунок підтоку з ділянок з вищими гіпсометричними відмітками.

За хімічним складом вода сульфатно-хлоридно-гідрокарбонатна, магнієво-кальцієво-натрієва, хлоридно-сульфатно-гідрокарбонатна, магнієво-кальцієво-натрієва, хлоридно-сульфатно-гідрокарбонатна, магнієво-кальцієво-натрієва. Водне середовище характеризується слабоагресивним ступенем впливу по рН і слабо-, середньоагресивної за вмістом агресивної вуглекислоти до бетонів марок водонепроникності W4, W6; до бетонів марок W8, W10-W12 водне середовище неагресивне. Ступінь агресивного впливу водного середовища на металеві конструкції при вільному доступі кисню – середньоагресивний.

4.2. Розрахунок фундаментної плити будівлі школи

Фундаменти будівлі школи – монолітні залізобетонні плити завтовшки 500 мм; виконані з монолітного залізобетону класу B25 за міцністю, марки бетону W8 по водонепроникності та F200 за морозостійкістю за [21]. Поверхні фундаменту, що стикаються з ґрунтом, покриті гідроізоляцією рулонної в 2 шари. Глибина закладання підшови фундаментної плити від рівня планувальної позначки в осях П-BB, 12-13 -7,30 м (відповідає абсолютній відмітці +61,800 м); в осях А-П, 21-34 – 4,530 м (відповідає абсолютній відмітці +64,570 м), що більше мінімально необхідної з недопущення деформацій морозного пучення. На рис.

4.1 наведено посадку фундаментних плит будівлі школи на інженерно-геологічний переріз, згідно до якого несучим шаром для фундаментної плити Фп1 служить ІГЕ 2 (Суглинок легкий пілуватий твердий) та ІГЕ 3 (Суглинок легкий пілуватий напівтвердий); несучим шаром для фундаментної плити Фп2 служить ІГЕ 2 (Суглинок легкий пілуватий твердий).

В результаті просторового розрахунку будівлі школи в ПК «ЛІРА САПР 2022» з урахуванням ґрунтової основи були отримані дані щодо напружено-деформованого стану фундаментних плит, їх деформації та виконаний підбір основної робочої та додаткової арматури за допомогою інструментів «ЛІРА САПР 2022». Так як обсяг даних результатів є достатньо об'ємним, наводимо в пояснювальній записці переміщення (осідання) фундаментних плит будівлі школи, та визначене в програмному комплексі «ЛІРА САПР» основне та додаткове армування (рис. 4.2 – 4.8).

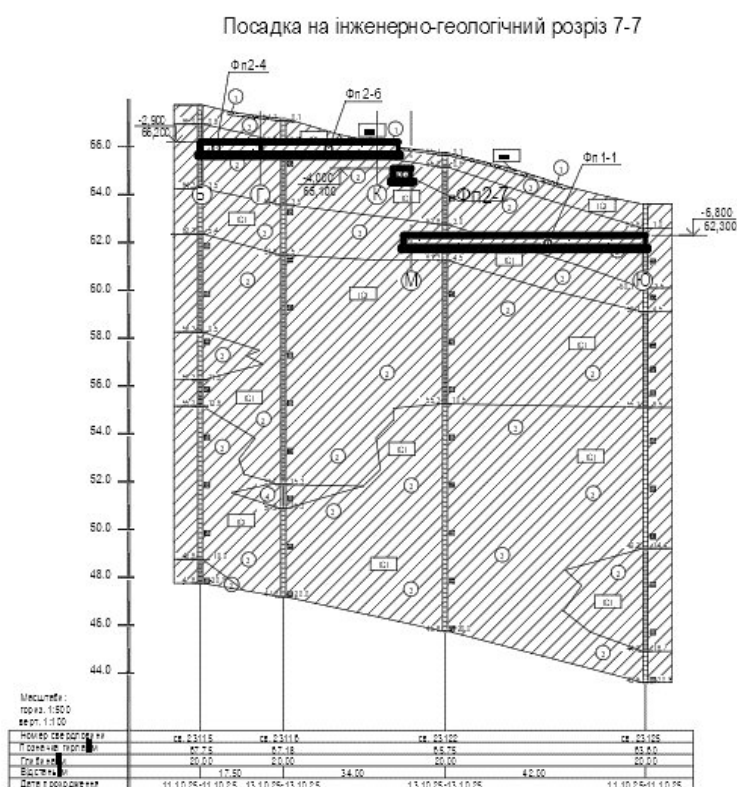


Рис. 4.1. Посадка фундаментів будівлі школи на інженерно-геологічний переріз

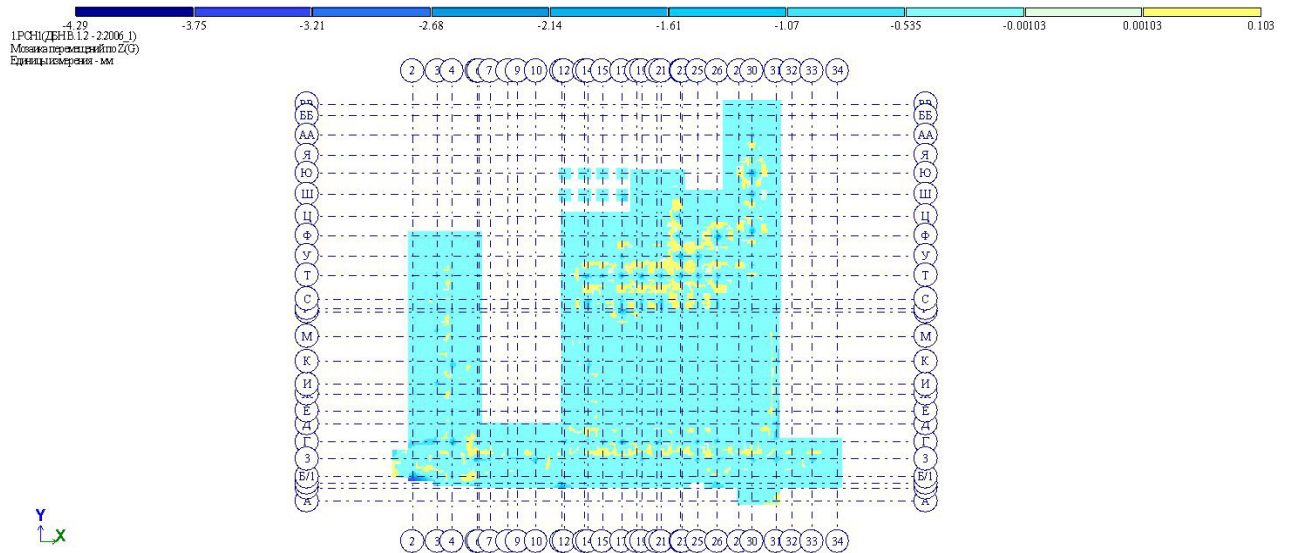


Рис. 4.2. Перемещения по Z, мм элементов фундаментной плиты

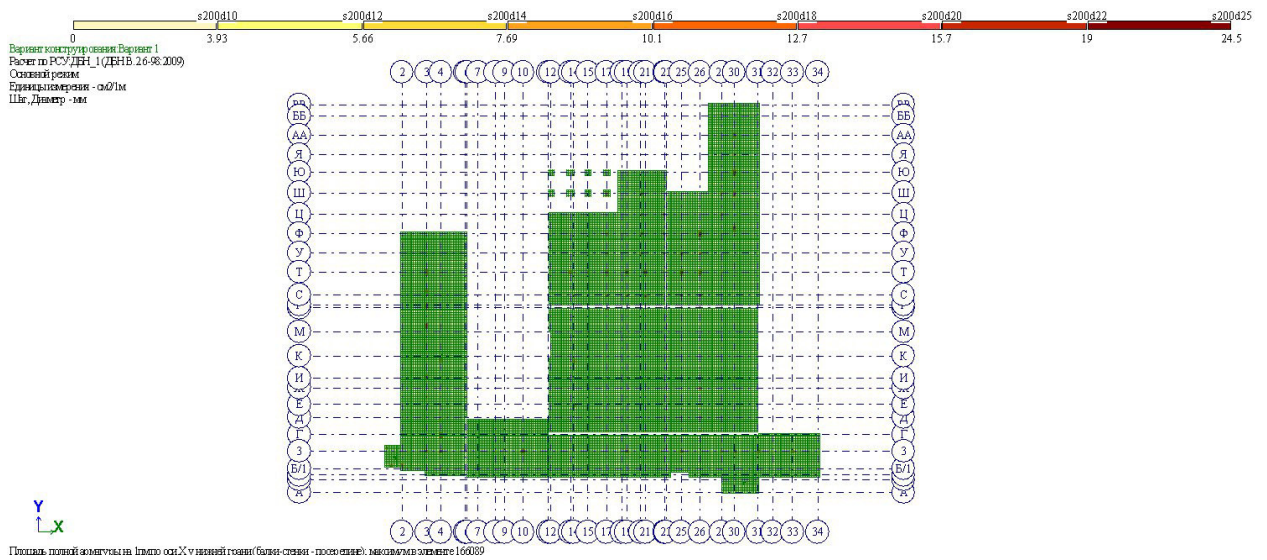


Рис. 4.3. Площадь полной нижней арматуры на 1 м.п. по оси X

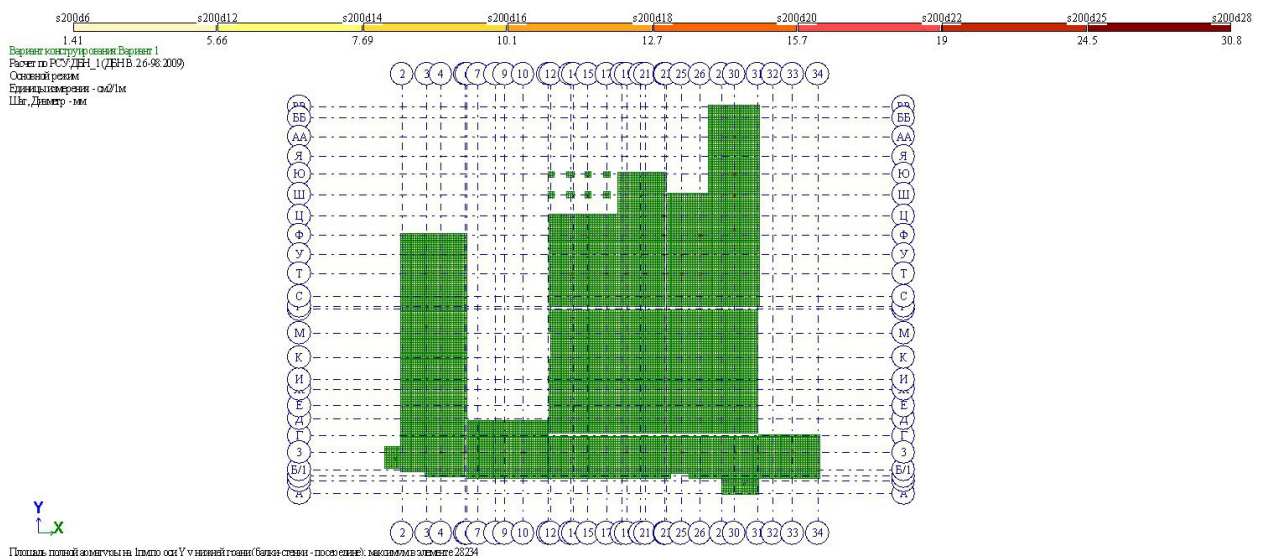


Рис. 4.4. Площадь полной нижней арматуры на 1 м.п. по оси Y

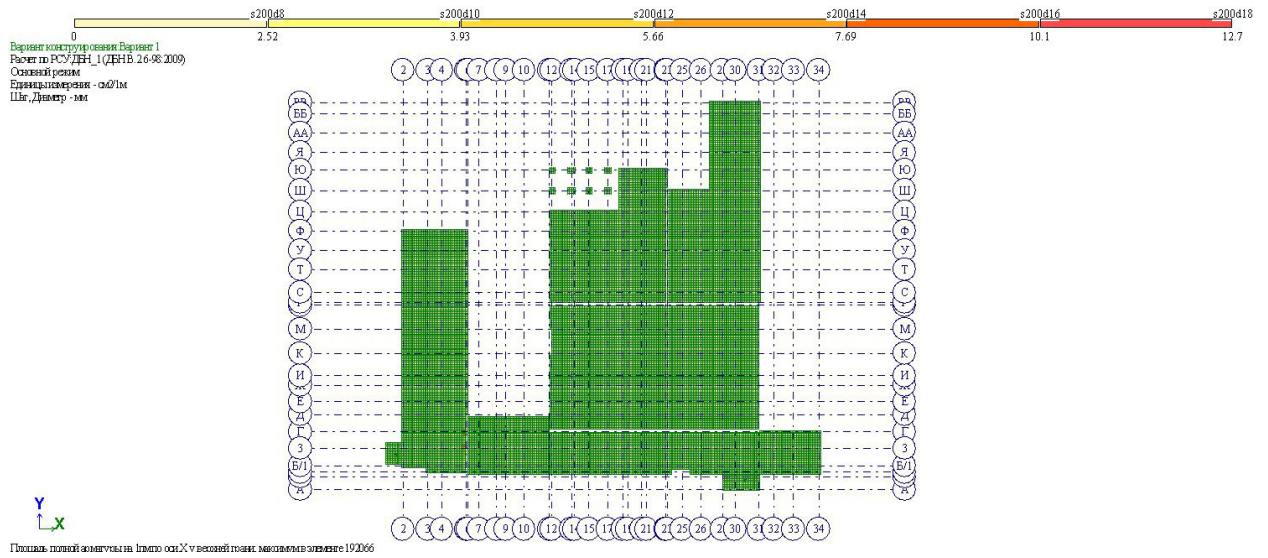


Рис. 4.5. Площадь полной верхней арматуры на 1 м.п. по осі X

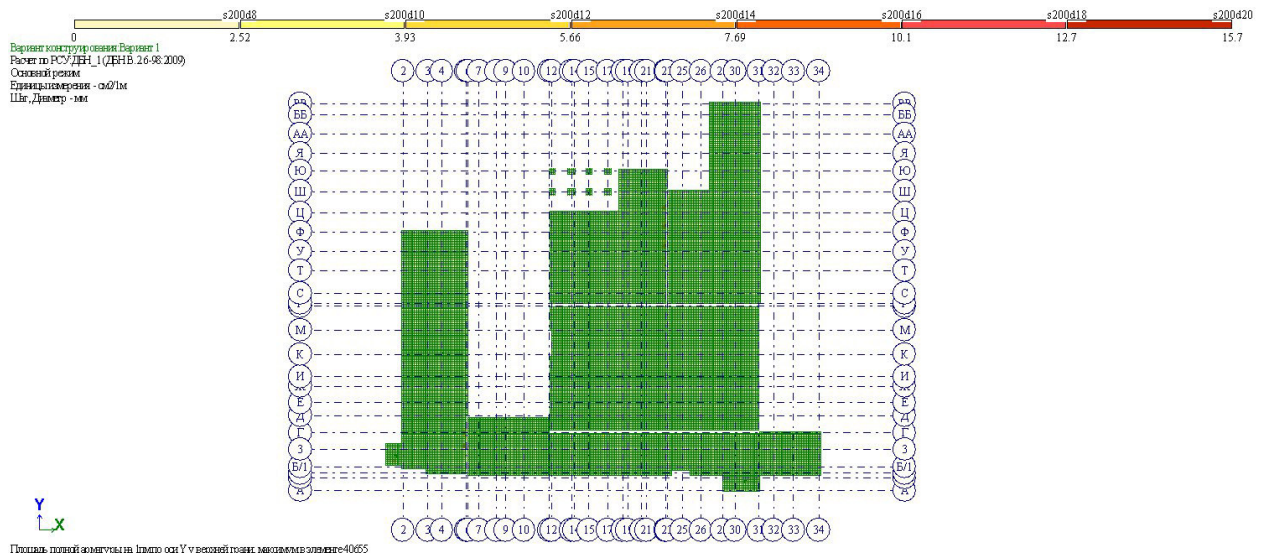


Рис. 4.6. Площадь полной верхней арматуры на 1 м.п. по осі Y

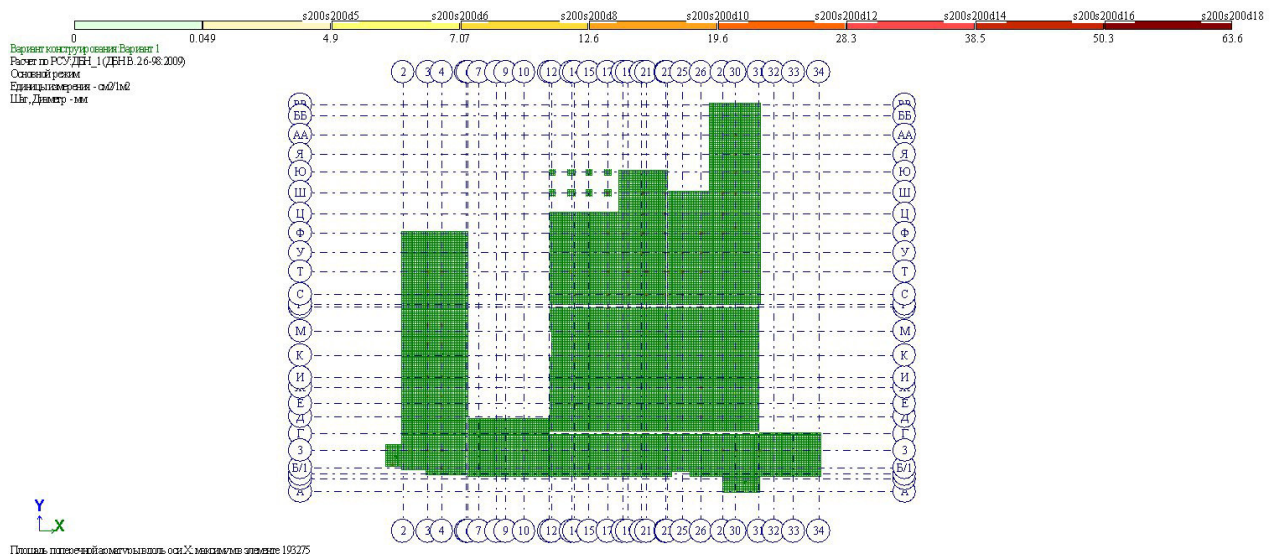


Рис. 4.7. Площадь поперечной арматуры вдоль осі X

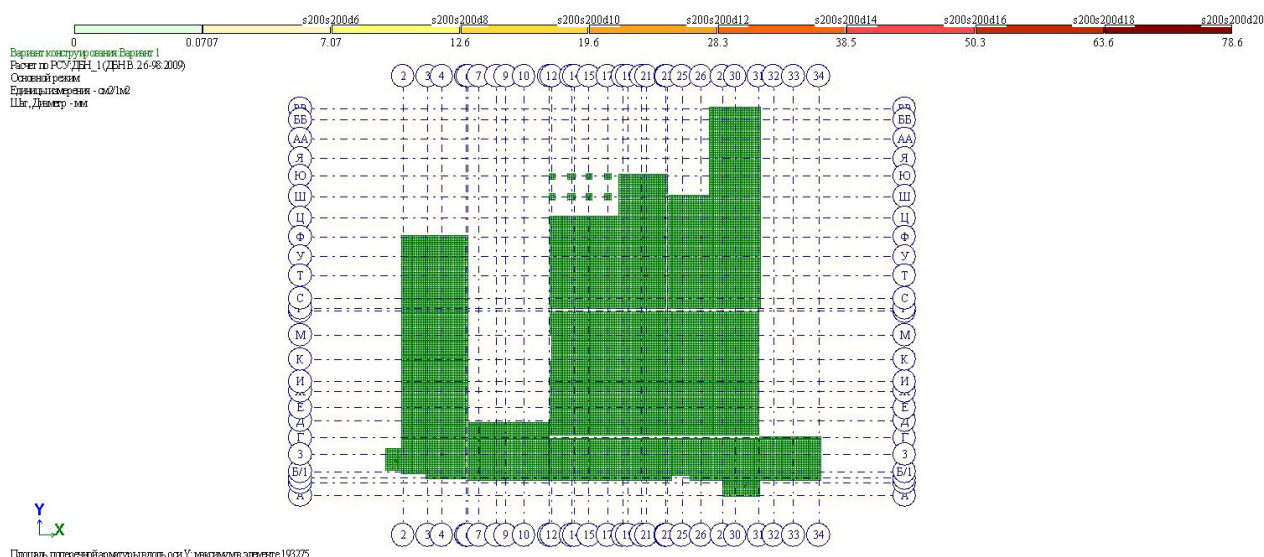


Рис. 4.8. Площа поперечної арматури вздовж осі Y

За результатами виконаного розрахунку фундаментів будівлі школи в ПК «ЛІРА САПР» приймаємо остаточно наступне армування:

Основна верхня арматура діаметром $\emptyset 12$ з кроком 200 мм класу А500С згідно з [24]; основна нижня арматура діаметром $\emptyset 14$ з кроком 200 мм класу А500С згідно з [24].

Додаткова нижня арматура прийнята з арматури діаметрами 10, 12, та 16 мм класу А500С за [24] з кроком 100 та 200 мм. Каркаси поперечного армування прийнято двох типів, з арматури діаметром 12 і 8 мм класу А500С за [24] відповідно крок поперечної арматури в каркасах прийнятий 100 мм. Спосіб влаштування арматури – в'язаний, за допомогою в'язального дроту. В'язка виконується в кожному перетині стрижнів.

5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА ТА ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1. Технологія та організація виконання робіт з розробки котловану

Розробка котловану під будівлю школи виконується відповідно до проєктних рішень, інженерно-геологічних умов майданчика та вимог чинних нормативних документів, зокрема [20], [7], [25].

Проєктом передбачено влаштування фундаментів у вигляді монолітної залізобетонної плити товщиною 500 мм. Фундаменти закладаються на різних відмітках, при цьому перепад між відмітками низу плит становить 2,77 м. Даний перепад вирішується шляхом улаштування уступів (терасування) в ґрунті.

Склад і послідовність виконання робіт

До **підготовчих робіт** належать:

- очищення будівельного майданчика;
- зняття родючого шару ґрунту з подальшим складуванням;
- виконання геодезичної розбивки будівлі та закріплення осей;
- організація тимчасового водовідведення;
- влаштування тимчасових доріг та під'їздів для будівельної техніки.

До **основних робіт** належать:

- розробка котловану механізованим способом із застосуванням екскаваторів;
- пошарова виїмка ґрунту з урахуванням проєктних відміток;
- улаштування уступів у котловані відповідно до перепаду відміток фундаментів;
- формування укосів або влаштування кріплень стінок котловану;
- транспортування надлишкового ґрунту.

Розробка котловану виконується поетапно з поділом на захватки. При значному перепаді відміток (2,77 м) уступи влаштовуються з урахуванням забезпечення стійкості ґрунтів. Геометричні параметри уступів (висота і ширина) приймаються відповідно до фізико-механічних характеристик ґрунтів та вимог [7].

Дно котловану доводиться до проєктної відмітки з урахуванням підготовки під фундаментну плиту (піщана або щебенева підготовка). Остаточна зачистка дна виконується вручну або малогабаритною технікою для уникнення порушення структури ґрунту основи.

Особливості розробки котловану з уступами

Улаштування уступів є необхідним технологічним рішенням при різних відмітках закладання фундаментів. Уступи забезпечують:

- стійкість ґрунтового масиву;
- запобігання зсувам і обвалам;
- можливість поетапного влаштування фундаментних плит.

Висота уступів призначається з урахуванням допустимих параметрів укосів для відповідного типу ґрунту. Ширина уступів повинна забезпечувати безпечне пересування техніки та виконання будівельних робіт.

Організація виконання робіт

Розробка котловану виконується комплексно-механізованим способом із застосуванням:

- одноковшових екскаваторів;
- автосамоскидів для вивезення ґрунту;
- бульдозерів для планування території.

Роботи організовуються таким чином, щоб забезпечити безперервність процесу та мінімізувати простої техніки. Складування ґрунту здійснюється на відстані не менше 1,0 м від бровки котловану (з урахуванням вимог безпеки та стійкості укосів). Перелік машин, механізмів, обладнання, що використовуються для розробки котловану наведений в табл. 5.1.

Таблиця 5.1

Перелік машин, механізмів, обладнання

№ п/п	Найменування машин, механізмів, обладнання	Тип, марка	Технічна характеристика	Призначення	Кількість на ланку, шт.
1	Екскаватор	ЕО-4321	$V_k = 1,00 \text{ м}^3$	Розробка	1

				рослинного грунту	
2	Екскаватор	ЕО-3323А	$V_k = 0,63 \text{ м}^3$	Розробка насипного грунту	1
4	Бульдозер	ДЗ-110А	Т-4АП 1 $B_{\text{відв.}} = 3,3 \text{ м}$	Доробка ґрунту до проектних відміток	1
4	Автосамоскид	Камаз 5511	$V_k = 7,20 \text{ м}^3$ $Q = 10 \text{ т}$	Транспортування ґрунту	1

Технологічна карта розроблена на комплексний процес розробки ґрунту в котловані під будівлю загальноосвітньої школи в м. Буча, Київської області. Роботи виконуються в літній період в одну зміну.

Техніко-економічні показники

1. Загальний об'єм розробленого ґрунту: $V = 22\,060,07 \text{ м}^3$;
2. Тривалість виконання робіт: $T_o = 32$ днів;
3. Загальна нормативна трудоємність розробки ґрунту: $T_p = 110,3$ маш.-год.;
4. Питома трудоємність розробки 1 м^3 ґрунту: $T_{\text{од}} = 0,37$ люд.год./ м^3 ;
5. Питома собівартість розробки 1 м^3 ґрунту: $C_{\text{од}} = 305,66$ грн/ м^3 .

Прийнята технологія розробки котловану з улаштуванням уступів забезпечує можливість зведення монолітної фундаментної плити на різних відмітках, гарантує стійкість ґрунтів та безпечні умови виконання робіт відповідно до чинних нормативних вимог.

5.2. Техніка безпеки та охорона праці

Облаштування і утримання будівельних майданчиків, виробничих дільниць і робочих місць виконуються відповідно до вимог [20].

Будівельно-монтажні роботи повинні виконуватися під керівництвом інженерно-технічних працівників, призначених наказом. На них покладається відповідальність за виконання заходів з техніки безпеки, охорони праці, екологічної та пожежної безпеки.

Перед початком виконання робіт має бути оформлений акт-допуск на виконання будівельно-монтажних робіт. Виконання робіт, за наявності небезпечних чинників, проводити за наряд-допуском. Особа, яка видала наряд-допуск, зобов'язана здійснювати контроль за виконанням передбачених у ньому заходів з безпеки виконання робіт.

Особа, відповідальна за безпечне виконання робіт, на робочому місці повинна провести інструктаж з машиністами крану, стропальниками, бригадирами і робітниками.

Будівельні майданчика, робочі ділянки, робочі місця повинні бути забезпечені необхідними засобами колективного та індивідуального захисту, первинними засобами пожежогасіння, а також засобами зв'язку та сигналізації.

Усі монтажні роботи виконувати в присутності відповідального виконавця робіт, який має посвідчення на право безпечного виконання робіт кранами і пройшов атестацію та призначений наказом.

Машиністи кранів повинні мати посвідчення кранівників. Робітники, які здійснюють роботи з вантажопідйомними механізмами, повинні мати посвідчення стропальника.

Робочі місця і проходи до них, розташовані на висоті більше ніж 1,3 м і на відстані менше ніж 2,0 м від межі перепаду по висоті, повинні бути огорожені захисними огорожами. Огорожі слід доставити на об'єкт будівництва до початку виконання робіт та негайно установити після утворення зазначеного перепаду по висоті, а демонтувати безпосередньо перед улаштуванням проектних огорожувальних конструкцій.

Якщо неможливо установити огорожу та для виконання певних видів робіт (наприклад, верхолазні, монтаж конструкцій, обладнання, опалубки, мурування стін тощо), необхідно виконувати роботи із застосуванням запобіжних поясів, страхувальних канатів.

Виконання робіт з улаштування монолітної залізобетонної фундаментної плити будівлі школи на різних відмітках пов'язане з підвищеною небезпекою, зокрема через наявність котловану з уступами, використання будівельної техніки

та виконання бетонних робіт. Тому всі процеси повинні здійснюватися з дотриманням вимог чинних нормативних документів, зокрема [20], НПАОП 45.2-7.02-12 «Правила охорони праці під час виконання будівельних робіт» та інших діючих норм.

Загальні вимоги безпеки

До виконання робіт допускаються працівники, які пройшли:

- інструктаж з охорони праці;
- медичний огляд;
- навчання безпечним методам виконання робіт.

Будівельний майданчик повинен бути організований таким чином, щоб забезпечити безпечне пересування працівників і техніки, а небезпечні зони – огорожені та позначені попереджувальними знаками.

Проходи на робочих місцях і до робочих місць повинні мати ширину одиночних не менше 0,6 м, висоту у просвіті – не менше ніж 1,8 м.

Колодязі, шурфи та інші виїмки необхідно закрити кришками, щитами або огородити. Зазначені огорожі повинні бути обладнані сигнальним електричним освітленням напругою не вище ніж 25 В.

Опалубка перекриттів повинна бути огорожена вздовж всього периметра. Всі отвори в робочій підлозі опалубки повинні бути закриті щитами.

Робітники повинні працювати в належних за нормами засобах індивідуального захисту (спец одязі та взутті, інших засобах індивідуального захисту), справним інструментом і пристосуваннями.

Для працюючих на відкритому повітрі повинні бути облаштовані інвентарні приміщення для захисту від атмосферних опадів та для обігріву, максимальна відстань до яких не повинна перевищувати 50 м.

Транспортні засоби, що очікують на навантаження-вивантаження, мають перебувати за межами радіуса дії стріли крану плюс 7,0 м.

Навантаження в автотранспорт проводять після виходу шофера з кабіни; з боку заднього або бокового борту автотранспорту; підйом у кузов автотранспорту необхідно виконувати по приставних сходах.

Під час переміщення арматурного каркасу, бункера з бетоном, елементів опалубки та інших будівельних матеріалів, робітники повинні перебувати за межами робочої зони крана.

Швидкість руху автомашин у зоні будівництва не повинна перевищувати 5 км/год. Під час руху крана, автомобіля, навантажувача заднім ходом, автоматично має вмикатися переривчатий звуковий сигнал, а також подаватися світловий сигнал ліхтарями.

Під час встановлення і роботи крану, відстань між задньою частиною поворотної платформи і виступаючими частинами (будівлі, споруди або інших предметів), має бути не менше 1,0 м, щоб уникнути нещасних випадків.

Забезпечити в темний час доби освітлення місць виконання робіт, освітленість робочого місця має бути не нижче 30 люкс, будмайданчика не менше 10 люкс. Потужність окремих джерел світла не повинна перевищувати 1 кВт. Прожектори мають бути встановлені таким чином, щоб їхнє світло не чинило сліпучої дії на машиністів і робітників, які перебувають на будмайданчику.

Позначити небезпечні зони відповідними попереджувальними знаками та сигнальною огорожею, добре видимими в темну пору доби.

Установити на місцевості межі ділянок виконання будівельно-монтажних робіт і безпечні проходи до них, а також до місць відпочинку і харчування робітників.

Безпека при роботах у котловані з уступами

Особливу увагу слід приділяти роботам у котловані з перепадом відміток 2,77 м, що реалізується через систему уступів. При цьому необхідно:

- забезпечити стійкість укосів та уступів відповідно до характеристик ґрунтів;
- не допускати перевантаження бровки котловану матеріалами або технікою;
- організувати безпечні спуски та підйоми (сходи, трапи);

- здійснювати постійний контроль за станом ґрунту, особливо після опадів або відлиг.

Перебування людей під час роботи екскаваторів або іншої техніки в межах небезпечної зони забороняється.

Безпека при влаштуванні опалубки та армування

Монтаж опалубки фундаментної плити виконується із застосуванням інвентарних систем, що забезпечують надійність і стійкість конструкцій. Не допускається використання пошкоджених елементів.

При виконанні арматурних робіт необхідно:

- забезпечити стійкість каркасів;
- застосовувати засоби індивідуального захисту (рукавиці, каски);
- уникати травмування гострими кінцями арматури (встановлення захисних ковпачків).

Безпека при бетонних роботах

Під час укладання бетонної суміші необхідно:

- забезпечити справність бетононасосів та іншого обладнання;
- контролювати стан опалубки перед бетонуванням;
- рівномірно розподіляти бетонну суміш для запобігання перевантаження конструкцій.

При роботі на різних відмітках слід враховувати перепади висот і організовувати безпечні робочі місця, обладнані настилами або підмостками.

Електробезпека та пожежна безпека

Електрообладнання повинно відповідати вимогам безпеки та мати заземлення. Тимчасові електромережі виконуються згідно з нормативними вимогами.

Підключення електрозварювальних апаратів та електроінструментів до джерела живлення мають здійснювати тільки кваліфіковані електрики. Ремонт електрозварювального обладнання без зняття напруги в мережі забороняється.

Зварювальники і монтажники, які працюють з ними, повинні захищати обличчя та очі від опіків і світлового випромінювання щитками, масками та

окулярами зі світлофільтрами, зварювальники і допоміжні робітники повинні працювати в брезентових костюмах, шоломах і рукавицях.

Усі особи, які перебувають на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски. Працівники без захисних касок та інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються.

На будівельному майданчику повинні бути передбачені первинні засоби пожежогасіння, а також забезпечено вільний доступ до евакуаційних шляхів і проїздів для пожежної техніки.

Відповідальний за виконання робіт на об'єкті та охорону праці працюючих – змінний майстер (виконроб).

Дотримання вимог техніки безпеки та охорони праці при влаштуванні фундаментної плити на різних відмітках забезпечує зниження ризику травматизму, безпечні умови праці та якісне виконання будівельних робіт відповідно до чинних нормативних документів.

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

6.1. Послідовність виконання будівельних робіт

При складанні розділу прийнято цілорічне виробництво будівельно-монтажних робіт підрядним способом із залученням як генпідрядник організації за контрактом. Для виконання спеціальних монтажних робіт залучаються спеціальні монтажні організації за контрактом.

Допуск на виробничу територію сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані або не зайнятих на роботах на цій території забороняється.

Для забезпечення своєчасної підготовки та дотримання технологічної послідовності будівництва проектом передбачаються два періоди будівництва:

- підготовчий;
- основний.

У **підготовчий період**, що становить 2 місяці, виконуються роботи організаційно- технологічної підготовки будівництва та підготовчі роботи, що передують основному періоду будівництва.

Організаційно-технічна підготовка:

- забезпечення будівництва проектно-кошторисної документацією;
- оформлення фінансування будівництва;
- укладання договорів підряду та субпідряду на будівництво;
- оформлення дозволів та допусків на проведення робіт;
- вивчення інженерно-технічним персоналом проектно-кошторисної документації, детальне ознайомлення з умовами будівництва, розробка проектів виконання робіт;
- розробка заходів щодо організації праці;
- забезпечення будівельних бригад картами трудових процесів;
- організація інструментального господарства для забезпечення бригад необхідними засобами малої механізації, інструментом, засобами вимірювань та контролю, засобами підмащування, огорожами та монтажним оснащенням у складі та кількості, передбаченими нормо комплектами.

У зв'язку з прийнятим будівельним генеральним планом організаційно-технологічні схеми, що визначають послідовність зведення будівлі, такі:

1. Підготовчі роботи:

- огороження ділянки;
- планування майданчика будівництва з влаштуванням тимчасових проїздів із ґрунто-щебеню переважно за проєктованими проїздами та майданчиками;

- встановити тимчасові контейнери санітарно-побутового, складського та адміністративного призначення;

- встановлення світильників нічного освітлення та сигнальних світильників;

- влаштування майданчика для миття коліс автомобільного транспорту;

- обладнати тимчасові туалети (біотуалети);

- встановити тимчасові контейнери для будівельного та побутового сміття;

- забезпечити будівельний майданчик водою та електроенергією;

- виконати розбивку осей проєктованих будівель.

До складу робіт підготовчого періоду входять:

- влаштування тимчасового огороження будівельного майданчика;

- зрізання ґрунтово-рослинного шару ґрунту на глибину 0,4 м з наступним вивезенням на полігон ТПВ;

- заходи щодо організації водовідведення з будівельного майданчика на період виконання робіт – влаштування водозбору на період будівництва: талі та зливі стоки збираються в ємність 45 м³ з будівельного майданчика, після проводиться відкачування та вивіз стоків спеціалізованою організацією за окремим договором із підрядною організацією;

- встановлення воріт на в'їзді на будівельний майданчик;

- встановлення пункту миття коліс будівельної техніки при виїзді з будівельної техніки майданчик. Пункт (пост) миття коліс необхідний для запобігання виносу бруду, бетонної суміші, розчину, піску за межі будмайданчиків на міську територію;

- влаштування тимчасового побутового містечка для потреб будівельників;

- виконання протипожежних заходів та заходів з техніки безпеки;

- організація майданчиків для тимчасового складування матеріалів;

Влаштування тимчасових майданчиків для прийому та зберігання матеріалів та конструкцій згідно будгенплану. Влаштування відкритих складських майданчиків також передбачає планування майданчиків з водовідведенням, влаштування покриття, проїздів, освітлення, огороження.

Відходи будівництва збираються в місцях освіти, в сміттєзбірні ємності або відкритим способом окремо за їх видами, класами небезпеки та іншими ознаками, для того щоб забезпечити їхнє вивезення. Майданчики тимчасового зберігання будівельних відходів та під'їзди до них повинні бути обладнані дорожніми плитами, щоб унеможливити забруднення та пошкодження насипу. Тривалість зберігання будівельних відходів не більше 3-х діб у теплу пору і 1-ї доби в холодну пору. Вивіз здійснюється спецтранспортом на полігон ТПВ.

Побутові відходи під час будівництва збираються у спеціально відведених місцях у контейнери ємністю до 2 м³ і регулярно вивозяться на полігон ТПВ.

Точна кількість будівельних та побутових відходів визначається в технологічному регламенті щодо поводження з будівельними відходами.

Закінчення підготовчих робіт на будівельному майданчику має бути прийняте за актом виконання заходів з безпеки праці.

Тимчасова огорожа території на період будівництва має відповідати вимогам [18]. Тимчасове огороження обладнати захисним козирком на ділянках примикання до місця масового проходу людей.

При проходженні котловану рекомендується вжити заходів щодо відведення поверхневих вод для безпечного виконання робіт, запобігання розмоканню, промерзанню та розущільненню ґрунтів, зниження міцності ґрунтів в основі фундаменту.

Роботи з влаштування каналів, водозбірних колодязів, водовідвідних лотків та інших споруд, призначених для перехоплення та відведення від майданчика будівництва зливових, паводкових та талих вод необхідно виконувати до початку основних робіт по об'єкту. У період будівництва всі водовідвідні пристрої повинні утримуватись будівельною організацією у справному стані.

Відведення атмосферних стоків здійснюється за тимчасовими водовідвідними каналами. Для усунення води з будівельного майданчика передбачається тимчасове водовідведення на період будівництва - талі та зливі стоки збираються в ємність 45 м³ з будівельного майданчика, після проводиться відкачування та вивезення стоків спеціалізованою організацією згідно окремого

договору із підрядною організацією. Відкачування води з котловану здійснюється за допомогою насосів типу Гном.

Заходи щодо відведення вод із будівельного майданчика в період будівництва можуть бути змінені та обґрунтовані при обов'язковій розробці проекту виконання робіт. Розміри каналів уточнюються розрахунком розробки ПВР. Канави, якими проводиться транспортування стоків до ємності служать також обмеженням розливу стоків за межі будівельного майданчика.

2. Основний період:

- земляні роботи;
- влаштування інженерних мереж (після розробки котловану);
- зведення підземної частини будівель школи та КПП – влаштування монолітної залізобетонної плити;
- вертикальне планування майданчика будівництва;
- зведення об'єктів будівництва (надземна частина);
- виконання внутрішніх робіт;
- благоустрій території:
 - 1) покриття проїздів;
 - 2) зовнішнє освітлення;
 - 3) огороження території;
 - 4) озеленення.

ПОБ пропонує при будівництві проектного об'єкта враховувати часткову можливість поєднання підготовчого та основного періодів. Основний монтажний механізм ПОБ пропонує прийняти баштових кранів QTZ-160.

Зведення будівель, із зазначенням технологічної послідовності робіт:

- влаштування котловану;
- монтаж нульового циклу;
- гідроізоляція фундаментів;
- зворотне засипання пазух фундаментів;
- зведення надземної частини;

- виробництво електромонтажних, сантехнічних та оздоблювальних робіт, монтаж конструкції фасаду, монтаж обладнання.

Земляні роботи: Розробку ґрунту проводити за допомогою екскаватора. Ґрунт розробляти із завантаженням в автотранспорт із відвезенням у відвал, погоджений із замовником.

Монтажні роботи: Монтажні роботи з будівництва будівель проводяться за допомогою автомобільного крана.

Бетонування фундаментів: Бетонна суміш доставляється автобетонозмішувачами. У міру наповнення опалубки бетонну суміш ущільнюють глибинним вібратором. Товщина шару, що укладається, не повинна перевищувати 1,24 довжини наконечника вібратора. Ущільнення бетону проводиться до припинення осідання бетонної суміші та появи на поверхні цементного молока. При подачі бетону необхідно вживати заходів проти усунення встановлених анкерних болтів.

Влаштування перегородок: Тип кладки, система перев'язки повинні виконуватись відповідно до робочих креслень. Методи виконання кам'яних робіт, контроль якості визначаються проектом виконання робіт з дотриманням вимог [6], [20].

Після закінчення кладки обов'язкова перевірка нівелювання горизонтальності та позначок верху кладки незалежно від проміжних перевірок горизонтальності кладки.

Підмостки та ліси, що застосовуються під час виконання робіт на фасаді будівлі, повинні бути інвентарними. Тип лісів, риштування і схема їх встановлення наводиться в ПВР.

Монтаж надземної частини та заливка плит перекриття: Зведення надземної частини розпочинати після повного закінчення нульового циклу.

Монтаж конструкцій надземної частини (колон, балок, перекриттів, конструкцій, що захищають, елементів покрівлі) здійснюється після закінчення робіт з влаштування монолітного фундаменту.

Опалубка встановлюється за допомогою стрілових кранів. З влаштованої основи ведеться укладання та закріплення арматури. Подача опалубки, арматури та інших матеріалів виконується за допомогою кранів типу КАТО ТР-250 т. Доставка бетонної суміші на будмайданчик здійснюється в автобетонозмішувачах Hyundai HD270.

Подача бетонної суміші при монтажі несучих конструкцій, стін, перекриттів та інших монолітних залізобетонних конструкцій здійснюється за допомогою автобетононасосу типу Hyundai АБН 65/2.

Для бетонування монолітних ділянок використовувати інвентарну щитову опалубку чи індивідуальні щити із дошок товщиною 25-30 мм. Поверхні монолітних ділянок, після зняття опалубки, обробити та підготувати під обробку.

Вібрування виконується глибинним вібратором.

Розпалубку монолітних ділянок проводити при досягненні бетоном не менше 70% проектної міцності.

Для вертикального транспорту використовують підйомники або монтажні крани. При влаштуванні покрівлі всі заготівельні процеси слід проводити на землі, а на покрівлю піднімати лише готові до встановлення матеріали, елементи.

Оздоблювальні роботи: До початку оздоблювальних робіт будівлю необхідно підготувати: засклити палітурки та закрити тимчасові отвори. Оздоблювальні роботи поєднуються з санітарно-технічними, електромонтажними та загальнобудівельними роботами за суворого дотримання умов техніки безпеки.

Для транспортування і палатки розчину на поверхню, що оштукатуриться, передбачається застосування штукатурних агрегатів.

Приготування та підготовка матеріалів для малярних робіт передбачається в центральній кольоровій майстерні будівельної організації, і доставляються на будмайданчик в готовому вигляді.

Нанесення фарбувальних складів на поверхні, що фарбуються, передбачається з застосуванням пересувних малярських станцій та фарборозпилювачів.

Спеціалізовані загони з виконання основних будівельних робіт передбачається укомплектувати робочими кадрами, машинами та механізмами.

6.2. Потреба будівництва в кадрах

Підставою для розрахунку потреби будівництва у кадрах, тимчасових будівлях та спорудах, житлі та соціально-побутовому обслуговуванні є документи: «Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (до [18])».

Таблиця 6.1

Потреба будівництва в кадрах

Загальна чисельність Працюючих, люд.	В тому числі			
	Робітники, 84,5%	ІТР, 11%	Службовці, 3,2%	МОП та охорона, 1,3%
116	98	12	4	2

Робітники найбільш численну зміну становлять 69 чол. - 70% від найбільшої кількості робітників на будмайданчику ($0,7 \cdot 116$), зокрема чоловіки 48 - 70% ($0,7 \cdot 69$), жінки 21 - 30% ($0,3 \cdot 69$).

ІТП, службовці, МОП та охорона в найбільш численну зміну становлять 14 чол. 80% від найбільшого числа ІТП, службовців, МОП та охорони на будмайданчику ($0,8 \cdot (12 + 4 + 2)$).

Загальна кількість працівників найбільш численну зміну становить 83 чол. ($69+14$).

6.3. Потреба в тимчасових будівлях та спорудах

Тимчасові приміщення санітарно-побутового призначення:

Вбиральня:

$$S_{\text{тр}} = N \cdot 0,7 = 116 \cdot 0,7 = 81,2 \text{ м}^2,$$

де N – загальна чисельність робітників.

Умивальня:

$$S_{\text{тр}} = N \cdot 0,2 = 83 \cdot 0,2 = 16,6 \text{ м}^2,$$

де N – чисельність працюючих найбільш численну зміну.

Сушарка:

$$S_{\text{тр}} = N \cdot 0,2 = 83 \cdot 0,2 = 16,6 \text{ м}^2,$$

де N – чисельність робітників у найбільш численну зміну.

Приміщення для обігріву робітників:

$$S_{\text{тр}} = N \cdot 0,1 = 83 \cdot 0,1 = 8,3 \text{ м}^2,$$

де N – чисельність робітників у найбільш численну зміну.

Тимчасові приміщення адміністративного призначення:

$$S_{\text{тр}} = N \cdot S_{\text{н}} = 14 \cdot 4 = 56,0 \text{ м}^2,$$

$S_{\text{н}} = 4$ – нормативний показник площі, $\text{м}^2/\text{чол.}$;

N – загальна чисельність ІТП, службовців, МОП та охорони в найбільш численну зміну.

Таблиця 6.2

Потреба у тимчасових інвентарних будинках

Найменування тимчасової будівлі (приміщення)	Необхідна площа, м^2 $S_{\text{тр}} = N \cdot S_{\text{н}}$	Кількість побутових приміщень	Габаритні розміри
Гардеробна	81,2	7	6,0х2,4х2,5 м $S_{\text{тр}} = 14,4 \cdot 7 = 100,8 \text{ м}^2$
Приміщення для обігріву робітників	8,3		
Сушка	16,6		
Умивальна	16,6	2	6,0х2,4х2,5 м $S_{\text{тр}} = 14,4 \cdot 2 = 28,8 \text{ м}^2$
Туалет	1 шт. на 12 людей	Біотуалет в кількості 8 шт.	
Контора начальника дільниці (виконроба)	56,0	5	6,0х2,4х2,5 м $S_{\text{тр}} = 14,4 \cdot 5 = 72,0 \text{ м}^2$
Всього:			201,6 м^2

6.4. Потреба будівництва в електричній енергії

Максимальна потреба будівництва в ресурсах при повному завантаженні механізмів та техніки визначено розрахунками.

Забезпечення електроенергією проводиться згідно з ТУ та від 2-х резервних ДЕС потужністю 150 кВт у разі перебою електроенергії.

Для освітлення майданчика доцільно використовувати прожекторне освітлення. Світлотехнічним розрахунком прожекторного освітлення визначаємо кількість прожекторів, висоту та місце їх установки, кути нахилу у

вертикальній та горизонтальній площинах. Розрахунок освітлення виконується за потужністю прожекторної установки.

Розрахунок потреби будівництва в електроенергії наведено у таблиці 6.3.

Таблиця 6.3

Розрахунок потреби будівництва в електроенергії

№ п/п	Найменування споживачів	Од. вимір	Кількіст ь	Питома потужніст ь на од. вим., кВт	Сумарна потужність, кВт
1	Технологічні споживачі				
1.1	Трансформатор прогрівання бетону СПБ-40	шт.	2	40	80
1.2	Вібратори для бетонної суміші	шт.	4	1,5	6
1.3	Перфоратори:				
1.4	GBH 4-32 DFR	шт.	4	0,9	3,6
1.5	GBH 8-45 DV	шт.	4	1,5	6
1.6	Пункт миття коліс «Мойдодир-К-2»	шт.	1	2,85	2,85
	Ручний електроінструмент	шт.	7	1	7
	Трамбування електричне ІЕ – 4502А	шт.	3	1,6	4,8
	Механізми ШТ-1	шт.	4	4	16
	Баштовий кран QTZ- 160	шт.	2	130	260
	Насос НЦС-3	шт.	6	4	$24/\cos E = 24/0,7$ $= 34,2$ Cos E – коефіцієнти втрати потужності для приладів із електромоторам и 0,7
	Всього:				420,45
2	Освітлення зовнішнє				

№ п/п	Найменування споживачів	Од. вимір	Кількість	Питома потужність на од. вим., кВт	Сумарна потужність, кВт
2.1	Зовнішнє освітлення ПЗС-45	шт.	27	1	27
2.2	Висвітлення робочих місць ПЗС-35	шт.	2	0,5	1
Всього:					28
3	Внутрішнє освітлення побутових приміщень				
3.1	Електроосвітлення	м ²	201,6	0,12	24,192
	Електрообігрів побутових приміщень	м ²	201,6	0,1	20,16
3.2	Комп'ютери	шт.	1	0,18	0,18
Всього:					44,532
4	Зварювальний трансформатор ТД-500	шт.	2	7	14
Всього:					14

Електрозабезпечення об'єкта передбачається з максимальним використанням джерел, мереж та електричних споруд.

Потреба електроенергії, кВт*А, визначається на період виконання максимального обсягу будівельно-монтажних робіт за формулою:

$$P_m = L_x \left(\frac{K_1 \cdot \sum P_m}{\cos E} + K_2 \cdot \sum P_{во} + K_3 \cdot \sum P_{но} + K_4 \cdot \sum P_{св} \right),$$

де $L_x = 1,05$ – коефіцієнт втрати потужності у мережі;

$\sum P_T$ – сума номінальних потужностей апаратів, що беруть участь у технологічних процесах, кВт;

$\sum P_{во}$ – сумарна потужність внутрішніх освітлювальних приладів, пристроїв для електричного обігріву (приміщення для робітників, будівлі складського призначення);

$\sum P_{но}$ – те саме, для зовнішнього освітлення об'єктів та території;

$\Sigma P_{\text{св}}$ – сума зварювальних трансформаторів;

$\cos E$ – коефіцієнти потужності 0,7 відповідно;

$K_1 = 0,5$; $K_2 = 0,8$; $K_3 = 0,9$; $K_4 = 0,6$ – коефіцієнт попиту, що враховує розбіжність навантажень споживачів.

Разом загальна потреба в електроенергії на тимчасове електропостачання будівельного майданчика:

$$P_m = 1,05 \cdot (0,5 \cdot 420,45 + 0,8 \cdot 44,532 + 0,9 \cdot 28 + 0,6 \cdot 14) = 293,42 \text{ кВт.}$$

Розрахункова потреба в електроенергії 293,42 кВт у період виконання максимального обсягу будівельно-монтажних робіт. Ця розрахункова потужність може бути перевизначена на стадії ПВР за рахунок зміни переліку та характеристик електроспоживача.

Пристрій електропостачання за тимчасовою схемою має бути узгоджений із замовником. Вибір конкретного варіанта електрозабезпечення будівництва та розробка необхідної документації за погодженням із замовником проводиться у складі ПВР.

Для освітлення майданчика доцільно використовувати прожекторне освітлення. Світлотехнічним розрахунком прожекторного освітлення визначаємо кількість прожекторів, висоту та місце їх встановлення, кути нахилу у вертикальній та горизонтальній площинах. Розрахунок освітлення провадиться за потужністю прожекторної установки.

Розрахунок кількості прожекторів виробляємо виходячи з нормативної освітленості та потужності обладнання.

Кількість прожекторів знаходимо за такою формулою:

$$N = m \cdot E_i \cdot k \cdot A / P_e = 0,25 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 35252,0 / 1000 \approx 27 \text{ шт.},$$

де: $m = 0,25$ – коефіцієнт, що враховує світлову віддачу джерела світла;

$E_i = 2 \text{ лк}$ – нормована освітленість горизонтальної поверхні;

$k = 1,5$ – коефіцієнт запасу;

$A = 35252 \text{ м}^2$ – освітлювана площа будівельного майданчика;

$P_e = 1000 \text{ Вт}$ – потужність лампи.

Для освітлення майданчика будівництва ППС пропонує використовувати прожектори типу ПЗЗ-45 з ЛМГ-225-1000 у кількості 27 шт.

6.5. Потреба будівництва у водопостачанні

Водопостачання призначене для забезпечення виробничих, господарсько-побутових та протипожежних потреб будівельного майданчика.

Водопостачання господарсько-побутове забезпечується привізною водою.

Пожежогасіння – від інвентарних пожежних щитів, що встановлюються, від пожежних ємностей.

Потреба у воді визначається за формулою:

$$Q_{\text{вир.}} = Q_{\text{госп.}} + Q_{\text{душ.}}$$

де $Q_{\text{вир.}}$ – загальна витрата води на господарсько-питні потреби, л/с;

$Q_{\text{госп.}}$ – витрати води на господарсько-питні потреби, л/с;

$Q_{\text{душ.}}$ – витрата води на душові, л/с.

Витрата води на виробничі потреби знаходиться за формулою:

$$Q_{\text{пр.}} = K_n \times \frac{qnk}{t \cdot 3600}$$

де $K_n = 1,2$ – коефіцієнт на невраховану витрату води;

P_n – кількість виробничих споживачів у найбільш завантажену зміну;

$Q = 500$ л – витрата води на виробничого споживача;

$K = 1,5$ – коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання;

$t = 8$ год. – кількість годин у зміні.

Витрата води на господарсько-побутові потреби визначається за формулою:

$$Q_{\text{госп.}} = \frac{qxPrK_{\text{год.}}}{3600t} + \frac{qdPd}{60t1}$$

де $q_x = 15$ л – питома витрата води на господарсько-питні потреби працюючого;

P_p – чисельність працюючих у максимально завантажену зміну;

$K_{\text{год.}} = 2$ – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води;

$Q_d = 30$ л – витрата води на прийом душа одним працюючим;

P_d – чисельність тих, хто користується душем (до 80% P_p).

Витрата води на виробничі потреби

Потреба будівництва у воді на виробничого споживача визначається за формулою:

$$Q_{\text{пр}} = K_{\text{н}} \times \frac{q_{\text{п}} \cdot P_{\text{п}} \cdot K_{\text{год}}}{3600 \cdot t}$$

де $q_{\text{п}} = 500$ л – витрата води на виробничого споживача;

$P_{\text{п}}$ – кількість виробничих споживачів у найбільш завантажену зміну;

$K_{\text{год}} = 1,5$ – коефіцієнт на невраховану витрату води;

$t = 8$ годин – кількість годин у зміні (прийнято 2 зміни);

$K_{\text{н}} = 1,2$ – коефіцієнт на невраховану витрату води.

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \times ((500 \times 4 \times 1,5) / (3600 \times 8)) = 0,12 \text{ л/с}$$

Кількість виробничих споживачів найбільш завантажену зміну наведено в таблиці 6.4.

Таблиця 6.4

Перелік виробничих споживачів на будівельному майданчику

Споживач	Витрата води за ДБН	Кількість в зміні, шт.	Обсяг робіт чи тривалість, м ³ (м ²) або год.	Витрата води за зміну, л
Установка для миття машин	400-700 л/см	1	2 зміни	1200
Поливка доріг	0,3-0,4 л/м ²	1	1 854,90	741,96
Полив бетону та залізобетону	200-400 л/м ³	600	8 годин	4 800
Компресорна станція	5-10 л/ч	5	8 годин	80
ВСЬОГО:	-	-	-	6 822

Витрати на господарські побутові потреби

Витрата води на господарсько-побутові потреби визначена згідно з формулою:

$$Q_{\text{госп.}} = \frac{q_{\text{х}} \cdot P_{\text{р}} \cdot K_{\text{ч}}}{3600 \cdot t} + \frac{q_{\text{д}} \cdot P_{\text{д}}}{60 \cdot t}$$

$q_{\text{х}}$ – питома витрата води на господарсько-питні потреби, дорівнює 15 л;

$P_{\text{р}}$ – кількість працюючих у найбільш завантажену зміну, дорівнює 100;

K_1 – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води на господарсько-питні потреби (1,5 – 3), дорівнює 3;

t – число годин роботи за зміну, дорівнює 8.

Витрата води на господарсько-питні потреби Q_1 дорівнює 0,04 л/с.

q_d – витрата води на одну особу, яка приймає душ, дорівнює 30 л;

P_d – кількість працюючих, які користуються душем, дорівнює 80;

t_1 – тривалість використання душової установки, що дорівнює 45 хв.

Витрата води на прийняття душу Q_2 дорівнює 0,24 л/с.

Витрата води на господарсько-побутові потреби розрахована на максимально потрібну кількість працюючих:

$$Q_{\text{госп.}} = (15 \times 100 \times 3) / (3600 \times 8) + (30 \times 80) / (60 \times 45) = 1,93 \text{ л/с.}$$

Витрата на пожежогасіння

Розрахункова кількість одночасних пожеж на майданчику будівництва об'єкта заведено – 1.

Витрата води на пожежогасіння приймається 5 л/с.

Сумарна витрата води на тимчасове водопостачання на будівельному майданчику:

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{пож}} = 0,12 + 1,93 + 5 = 7,05 \text{ л/с.}$$

7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

При виконанні робіт слід виконувати вимоги з охорони природного середовища, викладені в [19]. Під час розробки проекту виконання робіт генеральна підрядна будівельна організація має розробити природоохоронні заходи.

Усі будівельні матеріали, що видобуваються на родовищах (щебінь, пісок, цементна сировина) або побічні продукти, або відходи промисловості, що використовуються в будівництві даного об'єкта, повинні проходити радіаційний контроль. Результати радіаційного контролю до початку виконання робіт повинні бути передані Замовнику та представнику авторського нагляду. У разі застосування при будівництві даного об'єкта нових, у тому числі імпортних матеріалів, виробів і конструкцій, вони повинні мати Технічне свідоцтво Мінрегіонбуду України. При роботі дорожніх машин необхідно здійснювати контроль за дотриманням допустимого рівня шуму.

Природоохоронні заходи в період будівництва здійснюються за такими основними напрямками:

- зменшення забруднення повітря;
- боротьба із шумом;
- раціональне використання ресурсів.

На будівельному майданчику внаслідок роботи автотранспорту та інших механізмів дуже висока концентрація забруднення повітря. Існує необхідність у

широкому перекладі на електропривод електрозварювальних апаратів, компресорів, насосів, засобів малої механізації, екскаваторів.

Стоянку і заправку будівельних механізмів ПММ слід проводити на спеціалізованих майданчиках, не допускаючи їх протоку і попадання на ґрунт. Після заправки пролите масло і паливо повинні бути негайно витерті. На машинах повинен бути справний вогнегасник, а в місцях стоянки машин повинні стояти ящики з піском. Не допускається стоянка машин і механізмів з працюючими двигунами.

З метою виключення розсипання ґрунту з кузовів автосамоскидів, розсіювання його під час руху кузова навантажених ґрунтом автосамоскидів накривати полотнищами брезенту. Брезент повинен надійно закріплюватись до бортів.

У процесі будівництва утворюються такі типи відходів: зайвий рослинний ґрунт (IV клас небезпеки); будівельне сміття (IV клас небезпеки); побутові відходи (IV клас небезпеки). Видалення побутових і будівельних відходів виконувати, збираючи їх в сталеві контейнери, що закриваються, що виключають забруднення навколишнього середовища. У міру накопичення сміття вивозять силами спеціалізованої ліцензованої організації на полігон побутових відходів.

Для видалення відходів використовується спеціальний контейнер для сміття ємністю 0,75 м³ або аналогічний. Складування та зберігання сміття до його вивезення за допомогою контейнерів здійснюється на спеціально обладнаному майданчику в тарі, що не допускає запилення. Для видалення побутових відходів є контейнери для побутових відходів.

Госпобутові та поверхневі стоки з будмайданчика, що утворилися в ході будівництва, вивозити в зливні колодязі за адресами зазначених ТУ.

При виробництві робіт вживати конструктивні та технологічні заходи щодо зниження рівня шуму. Заходами щодо зниження шумових відходів є:

а) обмеження користування механізмами та пристроями, що виробляють вібрацію та сильний шум тільки денною зміною;

б) на будівельному майданчику застосовується будівельна техніка, сертифікована в Україні і задовольняє вимогам за граничними нормами шумового впливу;

в) усі роботи виконуються за одну зміну;

г) забороняється застосування гучномовного зв'язку;

Для зменшення кількості пилу тимчасові дороги, особливо в сухий спекотний період періодично поливати водою. Під час виїзду з будівельного майданчика передбачається місце (пункт) для миття коліс автотранспорту.

У період будівництва передбачаються такі заходи щодо охорони ґрунтів:

- будову поверхневого водовідведення з будівельного майданчика;
- зрізання рослинного шару ґрунтів;
- відновлення пошкоджених ділянок ґрунту на ділянці будівництва.

При виконанні робіт не дозволяється перевищення гранично допустимих концентрацій шкідливих речовин у повітрі робочої зони, при цьому необхідно користуватися приладами, що застосовуються для санітарно-гігієнічної оцінки шкідливих виробничих факторів.

Не можна приймати в експлуатацію об'єкт з недоробками, що заважають його нормальній експлуатації, з відступами від проекту і, насамперед, без пристроїв та споруд, необхідних для запобігання забруднення та засмічення навколишнього середовища.

До заходів з охорони навколишнього середовища відносяться відновлення порушених територій, вертикальне планування утворених поверхонь, максимальне збереження зелених насаджень, проведення робіт з озеленення.

При проведенні будівельних робіт слід передбачати максимальне застосування маловідходної та безвідходної технології з метою охорони атмосферного повітря, земель, лісів, вод та інших об'єктів навколишнього природного середовища. Збирання та видалення відходів, що містять токсичні речовини, слід здійснювати в закриті контейнери або щільні мішки, виключаючи ручне навантаження. Стічні води слід збирати у водоприймальні канави з відкачуванням з них води через фільтр потрону з виключенням фільтрації в

підземні горизонти. Поховання неутилізованих відходів, що містять токсичні речовини, необхідно проводити відповідно до законодавства України. Не допускається спалювання на будівельному майданчику будівельних відходів.

Ємності для зберігання та місця складування, розливу, роздачі паливно-мастильних матеріалів та бітуму обладнуються спеціальними пристроями та виконуються заходи для захисту ґрунту від забруднення. Побутове сміття та нечистоти слід регулярно видаляти з території будівельного майданчика у встановленому порядку та відповідно до вимог чинних санітарних норм. Землю та земельні угіддя, порушені під час будівництва, слід рекультивувати до початку здачі об'єкта в експлуатацію.

Для запобігання влученню господарсько-побутових стічних вод у довкілля на території будівельних містечок встановлюється біотуалет, рідкі побутові відходи вивозяться асенізаторами за договором із спеціалізованою організацією. Цей договір укладається генеральною підрядною організацією, обраною за підсумками конкурсу.

Безпосереднього водоспоживання для об'єкта, що розглядається, з водойм і безпосереднього водовідведення у водойми не планується. Забезпечення потреби у воді для виробничих потреб будівництва передбачається за допомогою встановлення ємності із привізною водою. Підвезення води здійснюється автоцистерною.

Об'єкти будівництва завжди негативно впливають на територію та геологічне середовище. Їх вплив виражається у відчуженні земель для розміщення об'єкта, зміні рельєфу при виконанні будівельних робіт, збільшенні навантаження на ґрунти від ваги різних споруд та умов поверхневого стоку.

До основних видів впливу на землі можна віднести:

- видалення рослинності;
- земельні роботи;
- вилучення земельних ресурсів;
- порушення ґрунтового покриву;
- забруднення ґрунтів.

На початковому етапі виконується комплекс підготовчих робіт, облаштування майданчиків для складування будівельних матеріалів та майданчиків для тимчасової стоянки будівельної техніки.

З метою виключення або зведення до мінімуму впливу на територію в процесі будівництва, передбачена природозберігаюча технологія виконання робіт – організація проїзду будівельної техніки існуючими дорогами та передбаченими проїздами, очищення території від будівельного сміття.

Для зниження або виключення впливу на землі, необхідно організувати стоянку дорожньо-будівельних і транспортних машин на ділянці проїзду з твердим покриттям, ізольованому від навколишньої території системою обвалування, проводити заправку стаціонарної техніки в спеціально відведених місцях, а миття машин - на базі будівельного підрозділу.

Заправка паливом, заміна олії та мастило самохідної будівельної техніки проводиться поза територією будівництва. Відпрацьовані масла, мастило та фільтри тощ. збираються і утилізуються у спеціально призначеному місці.

Хімічне забруднення ґрунтів може статися при витоку паливно-мастильних матеріалів у процесі експлуатації техніки.

Розробка ґрунту будівельною технікою призведе до порушення верхнього шару землі і цим може сприяти виникненню вітрової та водної ерозії.

При виконанні будівельних робіт відбувається утворення відходів – побутових та промислових відходів, відходів від експлуатації будівельної техніки, які у разі неправильного поводження з ними (протоки ПММ, захаращення території твердими побутовими відходами, потрапляння на ґрунт рідких побутових відходів) негативно впливатимуть на стан ґрунтового покриття.

Дані види впливу носитимуть не постійний характер, а після закінчення будівництва будуть ліквідовані відповідно до передбачених організаційно-технічних заходів, то вплив при будівництві об'єкта на територію землекористування матиме помірний характер.

8. НАУКОВА ЧАСТИНА

Оцінка впливу жорсткості діафрагм на напружено-деформований стан несучих конструкцій будівлі школи в м. Буча, Київської області

Підтримання просторової жорсткості будівель при дії зовнішніх навантажень є питанням, що вимагає вирішення динамічних задач. Модальний аналіз є одним із різновидів таких динамічних обчислень. Під цим терміном мають на увазі процес визначення природних частот та відповідних їм форм коливань будівельних систем.

Динамічні впливи на споруду відрізняються настільки стрімкою часовою варіацією своєї інтенсивності, напрямку чи точки прикладання, що вони збуджують коливні процеси в будівлі, які мусять бути враховані при її проєктуванні. Коливний характер властивий не лише зміщенню окремих точок будівлі або споруди, але й внутрішнім силовим факторам та напруженням у складових її елементах.

Сутність динамічного розрахунку будівлі полягає у встановленні прогнозованих амплітуд зміщень, внутрішніх зусиль та напружень, що виникають у конструкції під час її вібрації внаслідок дії динамічних навантажень (тобто за умови вимушених коливань), і наступному зіставленні цих значень із гранично допустимими. Нормативи щодо максимальних значень внутрішніх зусиль диктуються вимогами щодо стійкості та тривалого терміну служби будівельних елементів. Водночас, обмеження на амплітуди швидкостей та прискорень коливань для будівель, де перебувають люди або розміщується

високоточне виробництво, визначаються вимогами щодо безпечного впливу вібрацій на здоров'я мешканців та на якість виробленої продукції.

Актуальним є питання пошуку дієвих способів посилення просторової стійкості будівель, збудованих за монолітно-каркасною технологією, а також підтвердження обраних рішень як шляхом аналізу напружено-деформованого стану за допомогою математичного моделювання, так і через натурні випробування.

Актуальність

Нині дедалі більше будівель проектується із монолітного залізобетону. У монолітному будівництві можна звести будинок в короткий термін і досягти будь-якої форми та поверховості.

Велике значення для забезпечення загальної стійкості, зменшення згинальних моментів у колонах та плитах перекриття у монолітних каркасних будинках грають діафрагми жорсткості (пілони, стіни жорсткості). Діафрагми жорсткості сприймають частину вертикальних та основну частину горизонтальних навантажень, що діють на будівлю, та передають їх фундаментам. Вони ж забезпечують загальну стійкість будівлі, а їх жорсткість визначає значення деформацій будівлі загалом.

Основні елементи каркасу – колони, перекриття та діафрагми жорсткості розміщують на ранній стадії проектування, що нерозривно пов'язано з компонуванням будівлі загалом. Розміщення діафрагм жорсткості досить складний процес, мета якого полягає у максимально можливому поєднанні функціональних особливостей будівлі, її архітектури, раціонального розміщення інженерних систем та чистоти конструктивної схеми.

Сучасні потужні програмні комплекси для розрахунку та проектування конструкцій дозволяють не тільки скласти та досліджувати докладні розрахункові схеми, але провести комп'ютерне моделювання процесів життєвого циклу конструкції, включаючи стадії зведення та експлуатації.

Однак питання про розміщення діафрагм жорсткості в плані та висоті будівлі та їх вплив на деформативність елементів монолітного каркасу в

посібниках та посібниках проектування конструкцій монолітних будівель дано в дуже малій кількості.

Проектувальник змушений покладатися на ці нечисленні дані та власний досвід розстановки діафрагм жорсткості, виникають різні думки про вплив діафрагм на роботу несучих конструкцій будівлі та взагалі про необхідність їх постановки в залежності від особливостей конструктивного вирішення будівлі.

Оскільки перед будівельною галуззю нині стоїть завдання зменшення матеріаломісткості та зниження вартості споруджуваних об'єктів, то визначення місць найбільш ефективного розміщення діафрагм у будівлі та досягнення мінімально достатнього їх розміру дозволило б суттєво здешевити та прискорити зведення будівель та споруд.

Об'єкт дослідження – проектована будівля школи в м. Буча, Київської області.

Предмет дослідження – закономірності формування та визначення раціональної кількості й перерізів діафрагм жорсткості в просторовій системі будівлі школи на основі модального аналізу та скінченноелементного моделювання з урахуванням вимог безпеки, експлуатаційної придатності, архітектурно-планувальних обмежень і принципів багатофункціональності конструктивних елементів.

Метою наукової роботи є розроблення та обґрунтування методики визначення раціональної кількості й перерізів діафрагм жорсткості будівлі школи на основі скінченноелементної моделі та модального аналізу для забезпечення вимог міцності, жорсткості, стійкості та експлуатаційної придатності при мінімізації матеріалоємності конструкцій.

Методи дослідження:

- метод скінченноелементного моделювання за допомогою програмного комплексу «ЛІРА САПР»;
- модальний аналіз просторової системи будівлі;
- числові методи розрахунку напружено-деформованого стану;
- варіантне (параметричне) моделювання;

- порівняльний аналіз отриманих результатів;
- нормативний аналіз відповідності вимогам ДБН.

Основні задачі:

- 1) Проаналізувати сучасні підходи до проєктування та розрахунку діафрагм жорсткості в громадських будівлях.
- 2) Розробити скінченноелементну модель будівлі школи в ПК «ЛІРА-САПР».
- 3) Виконати модальний аналіз просторової системи будівлі та визначити її динамічні характеристики (форми коливань, власні частоти).
- 4) Дослідити вплив кількості та перерізів діафрагм жорсткості на:
 - просторову жорсткість будівлі;
 - горизонтальні переміщення та перекоси поверхів;
 - перерозподіл внутрішніх зусиль у несучих елементах.
- 5) Обґрунтувати раціональні параметри діафрагм жорсткості з урахуванням:
 - нормативних вимог безпеки;
 - вимог експлуатаційної придатності;
 - архітектурно-планувальних рішень;
 - можливості поєднання несучої та огорожувальної функцій.
- 6) Оцінити ефективність запропонованих рішень за критерієм зниження матеріалоємності.

Наукова новизна:

Удосконалено підхід до визначення раціональної кількості та перерізів діафрагм жорсткості громадських будівель на основі модального аналізу просторової системи.

Встановлено кількісні залежності між параметрами діафрагм жорсткості та динамічними характеристиками будівлі школи.

Розроблено алгоритм варіантного скінченноелементного аналізу для оцінки впливу багатофункціональних діафрагм (несучо-огорожувальних) на просторову жорсткість та матеріалоємність будівлі.

Практична значимість:

Запропонована методика може бути використана при проектуванні громадських будівель у практиці проєктних організацій.

Отримані рекомендації дозволяють:

- зменшити матеріалоємність конструкцій;
- підвищити ефективність просторової роботи каркаса;
- забезпечити відповідність вимогам експлуатаційної придатності без надмірного резервування жорсткості.

Результати можуть бути інтегровані в практику BIM-проектування та цифрового моделювання.

Особистий внесок полягає у:

- виконанні аналізу сучасних підходів до розрахунку діафрагм жорсткості громадських будівель;
- розробленні скінченноелементної моделі будівлі школи в ПК ЛІРА-САПР;
- проведенні модального аналізу просторової системи будівлі;
- виконанні варіантних розрахунків із різною кількістю та перерізами діафрагм жорсткості;
- аналізі впливу параметрів діафрагм на напружено-деформований стан, переміщення та просторову жорсткість будівлі;
- обґрунтуванні раціональних конструктивних рішень з урахуванням вимог безпеки, експлуатаційної придатності та архітектурно-планувальних обмежень;
- формулюванні висновків і практичних рекомендацій щодо застосування отриманих результатів у проєктній практиці.

8.1. Модальний аналіз

8.1.1. Загальні положення

Модальний аналіз – це розділ динаміки конструкцій, який визначає *власні частоти, форми власних коливань та співвідношення жорсткість-маса* для всієї системи. У будівництві цей метод дозволяє:

- виявити резонансні режими поведінки будівлі;
- оцінити розподіл деформацій по конструкції;
- дослідити вплив жорсткісних елементів (наприклад, діафрагм) на загальну динамічну реакцію.

Модальний аналіз - це ключовий метод для оцінки динамічних характеристик конструкції (власних частот і форм коливань), що дозволяє зрозуміти поведінку будівлі під динамічними впливами, включно із вітром, сейсмічними та ексцентричними навантаженнями.

У контексті будівельних систем таке моделювання дозволяє досить точно оцінювати просторову жорсткість, визначати критичні режими коливань, встановлювати вплив параметрів жорсткості діафрагм на загальну реакцію системи та оцінювати, чи будівля відповідає вимогам нормативних документів щодо власних частот і амплітудних характеристик.

Зокрема, модальний аналіз часто використовується як частина динамічного розрахунку сейсмічної стійкості в спектральних методах, що подано в технічній літературі щодо застосування модальних форм у спектральних розрахунках будівель [3].

Зміни у величині, напрямку чи місці прикладання навантажень, що діють на споруду, відбуваються настільки стрімко, що спричиняють її коливання, котрі треба брати до уваги при проектуванні. Коливного характеру набувають не лише зміщення частин споруди, а й внутрішні зусилля та напруження в її елементах. Суть динамічного розрахунку споруди полягає у визначенні прогнозованих амплітуд зміщень, внутрішніх зусиль та напружень, що виникають під час її коливань під впливом динамічного навантаження (тобто при вимушених коливаннях), та зіставлення їх із заданими допустимими значеннями. Граничні амплітуди внутрішніх зусиль обґрунтовуються вимогами до міцності й довговічності будівельних конструкцій, тоді як допустимі амплітуди швидкості та прискорення коливань будівель і споруд, де перебувають люди або розміщені високоточні виробничі потужності, визначаються необхідністю уникнення

шкідливого впливу коливань на здоров'я персоналу та якість виробленої продукції.

При спрощеному підході до динамічних розрахунків каркасних будівель для аналізу горизонтальних коливань (у поперечному та поздовжньому напрямках) каркас можна моделювати як плоску раму. Через те, що вага міжповерхових перекриттів та розміщеного на них обладнання значно перевищує маси колон, у розрахунок беруться лише сили інерції, що виникають при зміщенні перекриттів. Колони ж у цьому випадку розглядаються як стрижні без власної маси, яка додається до мас перекриттів: половина маси колони приписується до маси перекриття, що розташоване вище, а інша половина – до маси нижнього перекриття. Таким чином, рама моделюється як система із скінченною кількістю ступенів свободи, що відповідає числу поверхів споруди. Проте такі спрощені схеми не завжди адекватно відтворюють реальну просторову жорсткість будівель. Сучасні програмні комплекси, такі як ЛПА, SCAD Office, тощо, дають змогу виконувати аналіз власних коливань тривимірних конструкцій.

Для будівель з прямокутною планіметрією, які мають симетричне розміщення мас і жорсткостей, перша або друга форма коливань може набувати крутильного характеру. З цієї причини рекомендовано розміщувати діафрагми жорсткості по периметру конструкції якомога ближче до країв, формуючи жорсткі ядра навколо сходових маршів та ліфтових шахт. Практичні дослідження, проведені різними авторами на реальних будовах із застосуванням розроблених скінченноелементних моделей (СЕМ), підтвердили відсутність крутіння у першій та другій формах коливань за таких умов [3].

Крутильні форми найчастіше з'являються через нерівномірний розподіл маси будівлі відносно її центру жорсткості. Створення потужних замкнутих жорстких ядер у конструкції суттєво зменшує періоди власних коливань, що, у свою чергу, дає змогу обмежити кількість форм, які необхідно враховувати у розрахунку. Однак неправильне розташування цих ядер жорсткості може спровокувати виникнення саме крутильних форм коливань.

Початкові (перші) форми завжди матимуть тенденцію до найменшої жорсткості. Наприклад, у рамному каркасі з чітко визначеною сіткою колон, перша форма коливань завжди буде спрямована у поперечному напрямку, а друга – у поздовжньому. Як усім відомо, окрім деформацій від згинання, існують деформації від зсуву, розтягу-стиску, а також жорсткість на скручування. Тож якщо несуче "ядро" споруди погано чинить опір скручуванню, перша і/або друга форма будуть крутильними (торсійними). Тобто, перша форма коливань стане визначальною, а деформації від неї будуть вельми суттєвими. Друга та третя форми коливань, з урахуванням наявності модальних мас, матимуть поступальний характер.

З цього можна зробити не дуже втішний висновок: аналізуючи форми коливань, необхідно чітко визначити, яка саме форма коливань буде визначальною для кожного з напрямків динамічного впливу. Тобто, потрібно провести ретельну перевірку наявності модальних мас для відповідного напрямку та даної форми коливань.

Перша та друга форми коливань – це ті форми, що характеризуються найбільшими періодами (T) коливань, а отже, мають і найбільшу гнучкість, і розташовуються в тих напрямках, де сумарна жорсткість є найменшою.

Отже, якщо для спроектованої будівлі перша форма коливань спричиняє чисте скручування (це не слід плутати з нерівномірними поступальними коливаннями, які створюють "ефект закручування"), це свідчить про те, що жорсткість будівлі на скручування є нижчою, ніж жорсткість у двох основних напрямках.

У праці [48] було доведено, що для споруд прямокутної форми поперечного перерізу, у яких співвідношення сторін $h/d \leq 2$, найбільш раціональною схемою розташування діафрагм жорсткості є та, де ці діафрагми максимально віддалені від центру мас будівлі. При цьому кутовий тип діафрагм жорсткості визнано найбільш

оптимальним, що корелює з конструктивним рішенням будівлі, де присутні зовнішній та внутрішній "стволи" жорсткості. Пояснення цьому полягає в тому, що саме за такого типу моменту інерції всієї будівлі є найвищим.

Також у роботі [48] було встановлено, що на першу форму коливань безпосередньо впливають конструкція та розташування у плані ядра жорсткості споруди. Ядро жорсткості має бути замкненим та розміщуватися симетрично відносно центральної осі будівлі або ж ближче до її центру. Натомість, на другу форму коливань впливає розташування діафрагм жорсткості. Однак, усі ці заходи, як правило, застосовуються під час проєктування нових будівель з монолітним залізобетонним каркасом. Для збірних будівель ядро жорсткості (блок сходової клітки) часто розташоване далеко не в центрі мас будівлі, а панелі діафрагм жорсткості не рознесено на максимальну можливу відстань між собою.

8.1.2. Побудова математичної моделі конструкції

Рух механічної системи, з аналізу якого будується її математична модель, визначається дією зовнішніх сил, сил інерції, пружних сил відновлення та сил демпфування. Припустимо, що відновлювальні сили мають потенціал, причому вирази цих сил через переміщення відомі з точністю до чисельних значень деяких параметрів. До сил демпфування віднесемо всі сили, незалежно від їх природи, що змінюються у фазі зі швидкістю переміщень конструкції. Прийmemo, що робота сил демпфування на будь-яких переміщеннях позитивна, тобто в механічній системі немає внутрішніх джерел енергії, що йде на підтримку коливань. Математичний вираз сил демпфування через параметри руху вважаємо невідомим. У експериментальному модальному аналізі використовуємо гармонійний зовнішній вплив.

Для розрахунку натурних конструкцій будують зазвичай їх дискретні математичні моделі, тому рівняння руху (математична модель) механічної системи приймаємо у вигляді:

$$A\ddot{Z} + R + CZ = E\sin(\omega t) + F\cos(\omega t). \quad (8.1)$$

Тут $Z(N)$ – вектор переміщень точок конструкції; ω – частота зовнішнього впливу; $A(N \times N)$ та $C(N \times N)$ – симетричні, позитивно визначені матриці кінетичної та потенційної енергії (інерції та жорсткості); $R(N)$ – вектор сил демпфування; $E(N)$, $F(N)$ – вектори синфазної та квадратурної складових сил збудження, прикладених у деяких точках конструкції. Число ступенів свободи дискретної моделі N визначається точністю, що пред'являється до розрахунку тих параметрів коливань, які характеризують досліджуване явище.

Представляючи вимушені коливання, що встановилися, у вигляді:

$$Z = U\sin(\omega t) - V\cos(\omega t),$$

де $U(N)$ та $V(N)$ – вектори синфазної та квадратурної складових переміщень точок конструкції за напрямом дії зовнішніх сил, перетворюємо (8.1):

$$\begin{aligned} -\omega^2 AU + HV + CU &= E; \\ -\omega^2 AV + HU + CV &= F. \end{aligned} \quad (8.2)$$

Тут $H(N \times N)$ – позитивно визначена матриця демпфування.

Вважатимемо математичну модель адекватної реальної конструкції, якщо модель відтворює власні частоти та власні форми реальної системи в заданому діапазоні частот, що зберігає узагальнені маси власних тонів коливань, що відображає властивості сил демпфування.

Завдання визначення коефіцієнтів рівнянь (8.2) за відомими з випробувань величинам ω , U , V , E та F можна суттєво спростити, якщо заздалегідь призначити деякі властивості матриці демпфування, такі як симетрія матриці, характер залежності її елементів від частоти коливань, можливість приведення матриць демпфування, інерції та жорсткості до діагонального вигляду одним перетворення координат. Але якщо опис інерційних і пружних сил засноване на відомих поняттях кінетичної та потенційної енергії, то для конкретизації дисипативних властивостей реальних механічних систем не завжди є теоретичні підстави. Крім того, математична модель конструкції може будуватися за результатами випробувань її динамічно подібної моделі, в якій демпфування, як

правило, не моделюється, а результати розрахунків за математичною моделлю поширюються на натурну конструкцію.

З урахуванням вищесказаного видається доцільним незалежне визначення пружномасових характеристик та характеристик демпфування. Для цієї мети, а також виявлення властивостей сил демпфування в даній роботі пропонується використовувати властивості вимушених монофазних коливань [52].

Вимушені гармонічні коливання є монофазними, якщо складові коливань задовольняють умову:

$$U = \lambda V, \quad (8.3)$$

де λ – дійсне число, що дорівнює котангенсу фазового зсуву між відгуком системи та синфазною складовою збудження.

У процесі випробувань підберемо збудження в такий спосіб, щоб вектори відгуку системи задовольняли умові (8.3) [39]. У цьому випадку рівняння (8.2) наводяться до вигляду:

$$(1 + \lambda^2)(C - \omega^2 A)V = \lambda E - F, \quad (8.4)$$

$$(1 + \lambda^2)HV = E + \lambda F, \quad (8.5)$$

де перша група рівнянь (8.4) не містить сил демпфування і може бути використана визначення пружномасових характеристик механічної системи, а друга група (8.5) – визначення характеристик демпфування.

Невідомими параметрами математичної моделі кожної підконструкції є $3N^2$ елементів матриць інерції, жорсткості та демпфування у фізичній системі координат. Сформулюємо умови для визначення цих параметрів, виходячи з частини апіорної інформації про властивості системи та вимог, які пред'являються сферою застосування моделі.

Грунтуючись на припущенні про симетрію матриць інерції та жорсткості, тобто:

$$a_{ij} = a_{ji}, c_{ij} = c_{ji}, i, j = 1, 2, \dots, N, i \neq j, \quad (8.6)$$

число невідомих елементів у кожній з цих матриць можна знизити до $N(N+1)/2$. Властивість симетрії разом із позитивною визначеністю матриць A і

C допускає використання властивостей ортогональності експериментально знайдених власних векторів системи W :

$$W_i^T A W_j = 0, W_i^T C W_j = 0, i, j = 1, 2, \dots, N, i \neq j, \quad (8.7)$$

що дає ще $N(N - 1)$ співвідношень між елементами матриць A і C .

Таким чином, для обчислення елементів матриць інерції та жорсткості необхідні ще $2N$ умов, якими повинні бути умови збереження моделі власних частот і узагальнених мас власних тонів реальної системи, тобто:

$$W_i^T A W_i = a_i, W_i^T C W_i = a_i p_i^2, i, j = 1, 2, \dots, N. \quad (8.8)$$

Величини узагальнених мас a_i , власних частот p_i та власні вектори W_i системи підлягають визначенню за результатами випробувань.

Формулювання умов визначення N^2 елементів матриці демпфування з урахуванням прийнятих припущень про її властивості цьому етапі неможливо.

Зазначимо, що з використання такого алгоритму ідентифікації не з'являється особливих чи погано обумовлених матриць зворотного завдання динаміки. Це пояснюється тим, що кількість ступенів свободи моделі визначається кількістю знайдених в результаті резонансних випробувань власних тонів коливань системи в діапазоні частот, що досліджується, і ортогональністю власних векторів. Якщо будь-який тон даного діапазону частот буде пропущений у випробуваннях конструкції, то побудована таким чином математична модель просто не міститиме цього тону коливань, характеристики інших тонів залишаться незмінними. Це дозволяє, крім того, простежити за впливом окремих тонів коливань на явище, що досліджується, за допомогою побудови моделей з різним числом ступенів свободи.

Для визначення узагальнених мас, власних частот та векторів, а також для конкретизації властивостей матриці демпфування використовуємо властивості вимушених монофазних коливань при монофазному та немонофазному зовнішньому впливі [46, 47].

Залежно від значення параметра λ монофазних коливань при монофазному збудженні розрізнятимемо наступні випадки:

а) При деяких значеннях в досліджуваному діапазоні частот вимушених коливань принаймні один з параметрів дорівнює нулю. Такими частотами є власні частоти системи, а конфігурації монофазних коливань збігаються з власними векторами $W_i, i = 1, 2, \dots, N$.

б) При $\omega \neq p_i, i = 1, 2, \dots, N$ існують дійсні значення $\lambda_j, j = 1, 2, \dots, S, S \leq N$, причому L з S монофазних коливань збігаються, відповідно, з L власними коливаннями системи.

Узагальнені маси таких тонів визначаються з (8.4) з урахуванням (8.8):

$$a_l = \frac{\lambda_l V_l^T E_l}{(1 + \lambda_l^2)(p_l^2 - \omega^2) V_l^{*2}}, l = 1, 2, \dots, L, \quad (8.9)$$

де V_l^* - квадратурна складова вимушених коливань системи в точці нормування l -го тону.

Помноживши (8.5) для $\lambda = \lambda_l, V = V_l, E = E_l$ зліва на $W_m^T, m = 1, 2, \dots, N, m \neq l$ та з урахуванням умови ортогональності (8.7) отримаємо:

$$W_m^T H V_l = 0, \quad (8.10)$$

тобто такі L власних тонів коливань не мають зв'язків з іншими тонами системи у вигляді демпфування. У кожному L рядків і в кожному L стовпців матриці демпфування в нормальних координатах є тільки по одному ненульовому діагональному елементу. При цьому узагальнені сили демпфування тонів визначаються виразом:

$$R_l = h_l g_l.$$

Тут g_l – узагальнена координата l -го тону, а для h_l з (8.5) та (8.10) впливає:

$$h_l = \frac{V_l^T E_l}{(1 + \lambda_l^2) V_l^{*2}}. \quad (8.11)$$

Зазначимо, що узагальнений коефіцієнт демпфування може залежати від частоти вимушених коливань.

в) При $\omega \neq p_i, i = 1, 2, \dots, N$ існують дійсні значення $\lambda_j, j = 1, 2, \dots, S, S \leq N$, але монофазні коливання не збігаються з власними.

У цьому випадку визначення узагальнених мас власних коливань, тобто до виконання умов (8.8), необхідно використовувати не монофазне збудження.

Щодо властивостей демпфування відзначимо існування зв'язку між матрицями A , C та H :

$$(-\omega^2 A + C) V_j = \lambda_j H V_j, j = 1, 2, \dots, S. \quad (8.12)$$

Окрім того, при $S = N$ з (8.5) випливає:

$$V^T H V = V^T E \left[\frac{1}{(1+\lambda^2)} \right], \quad (8.13)$$

а у разі симетрії матриці $V^T E \left[\frac{1}{(1+\lambda^2)} \right]$, матриця демпфування симетрична

(тут V – матриця, стовпцями якої є вектори V_j , стовпці матриці E є вектори E_j , $\left[\frac{1}{(1+\lambda^2)} \right]$ – діагональна матриця). Але з симетрії матриці H випливає умова

ортогональності векторів V_j , тобто матриці лівої та правої частин рівності (8.13) діагональні. Таким чином, з діагональності матриці в правій частині (8.13) випливає симетрія демпфування матриці. А це означає, що кількість невідомих елементів матриці знижується з N^2 до $N(N+1)/2$, причому між ними існує зв'язок:

$$V_j^T H V_i = 0, i, j = 1, 2, \dots, N, i \neq j. \quad (8.14)$$

При використанні не монофазного збудження вимушені монофазні коливання, що збігаються з власними, реалізуються на будь-якій частоті коливань. Узагальнені маси власних тонів визначаються аналогічно (8.9):

$$a_i = \frac{V_i^T (\lambda_i E_i - F_i)}{(1+\lambda_i^2)(p_i^2 - \omega^2) V_i^{*2}}, i = L+1, L+2, \dots, N, \quad (8.15)$$

а при $\lambda = 0$ (цей параметр залишається довільним при не монофазному збудженні) вираз (8.15) набуде вигляду відомої формули визначення узагальнених мас введенням квадратурної складової збудження [50]:

$$a_i = \frac{V_i^T F_i}{(\omega^2 - p_i^2) V_i^{*2}}, \quad (8.16)$$

Елементи матриці демпфування визначаються з (8.5):

$$H V_j = \frac{E_j + \lambda_j F_j}{1 + \lambda_j^2}, j = 1, 2, \dots, N, \quad (8.17)$$

а якщо досліджуваний тон не пов'язаний з іншими тонами, то узагальнений коефіцієнт демпфування можна визначити за формулою:

$$h_i = \frac{V_i^T (E_i + \lambda_i F_i)}{(1 + \lambda_i^2) V_i^{*2}}. \quad (8.18)$$

г) При $\omega \neq p_i$, $i = 1, 2, \dots, N$ не існують дійсні значення λ .

У цьому випадку для визначення узагальнених мас та матриці демпфування використовуються, відповідно, формула (8.16) та рівняння (8.17).

Отже, сукупність рівнянь (8.6)-(8.8) у поєднанні з виразами (8.9), (8.11), (8.15), (8.18) і співвідношеннями (8.12)-(8.14) дозволяє визначити матриці інерції, демпфування і жорсткості кожної підконструкції у фізичній системі координат.

8.1.3. Побудова математичної моделі та розрахунок модальних характеристик повної конструкції

Після того як для кожної підконструкції обчислені елементи матриць інерції та жорсткості у фізичній системі координат, розробляється математична модель усієї конструкції, яка за своєю структурою має відповідати реальній конструкції: кожна досліджувана підконструкція ідентифікується номером рівня та порядковим номером на цьому рівні відповідно із реальною моделлю. Так, найпростіша математична модель підконструкції є об'єктом першого рівня, а модель усієї конструкції – об'єктом останнього рівня [41].

Складання підконструкцій виконується в кілька рівнів. Під складання тут розуміється підсумовування відповідних коефіцієнтів матриць інерції A і жорсткості C підконструкцій, що мають загальні вузлові точки.

Процедура складання матриць інерції та жорсткості повної конструкції аналогічна алгоритму формування глобальних матриць у методі суперелементів, викладеного у [41]. На початковому етапі збирання підконструкції з'єднуються між собою в граничних вузлових точках і утворюють підструктуру, тому для опису процесу складання достатньо встановити відповідність між граничними вузловими точками підконструкцій, що збираються. Інформація про спосіб з'єднання підконструкцій міститься в ієрархії підконструкцій: вона у

формалізованому вигляді задається функціями інцидентності, зручними для реалізації за допомогою різних програмних комплексів. Функція інцидентності приймає лише два значення: 0 та 1, тобто якщо в зібраній підструктурі вузол збігається з граничним вузлом підконструкції, то функція інцидентності дорівнює 1, інакше дорівнює 0.

Умови існування такої функції залежать від розташування граничних вузлів та від відповідності між цими вузлами та вузлами зібраної підструктури.

При формуванні повної математичної моделі суміжні частини кордонів об'єднуються в деякий загальний кордон. При цьому повинні задовольнятися такі вимоги:

- кожній вузловій точці зовнішнього кордону підконструкції відповідає зовнішня гранична вузлова точка суміжної підконструкції;
- кожній граничній точці однієї підконструкції відповідає один і лише один вузол іншої підконструкції, і в результаті складання відповідні суміжні точки перетворюються на одну загальну точку.

Перелічені вимоги визначають умови спільності топологічної моделі підструктури та є необхідними та достатніми для існування функції інцидентності. Сукупність значень цієї функції для всіх об'єктів, що збираються в одну підструктуру, утворює матрицю інцидентності вузлових точок, яка встановлює відповідність між безліччю граничних вузлових точок всіх підконструкцій, що збираються, і безліччю вузлових точок підструктури.

Отримавши матриці A та C підструктури другого рівня, з них збирають підструктури наступного – третього рівня, і так далі по всіх рівнях, доки не буде побудовано модель, що відповідає повній конструкції.

Після побудови матриць інерції та жорсткості повної конструкції її власні частоти та форми власних тонів коливань визначаються з розв'язання задачі про власні значення:

$$(C - p^2 A)w = 0. \quad (8.19)$$

Матриця демпфування H повної конструкції будується так само, як і матриці інерції та жорсткості, але узагальнені коефіцієнти демпфування власних тонів коливань визначаються після вирішення задачі про власні значення (8.19):

$$h_i = w_i^T H w_i, i = 1, 2, \dots, N.$$

На закінчення необхідно відзначити таку важливу обставину: методологія модального аналізу великогабаритних конструкцій за результатами резонансних випробувань підконструкцій побудована таким чином, що, починаючи з рівня побудови математичних моделей підконструкцій та закінчуючи визначенням параметрів власних тонів коливань повної конструкції, пружні та інерційні характеристики визначаються незалежно від характеристик демпфування. Це дозволяє виключити вплив некоректного опису демпфування та переносити результати досліджень на фізичних моделях на натурні конструкції, оскільки демпфування зазвичай не моделюється.

8.2. Оцінка впливу сумісної роботи діафрагм різної жорсткості на напружено-деформований стан несучих конструкцій будівлі

8.2.1. Вертикальні елементи каркасу та їх внесок в загальну жорсткість будівлі

Вертикальні елементи каркасу будівлі з монолітного залізобетону жорстко зв'язані з дисками перекриттів та фундаментами, що створює дуже жорстку конструкцію. При цьому вертикальні навантаження можуть значною мірою перерозподілятися між вертикальними елементами, а горизонтальні навантаження, в свою чергу, обумовлюють появу не тільки згинальних моментів у вертикальних конструктивних елементах, але й появу в них додаткових вертикальних зусиль. В такому випадку диски перекриттів залучаються в роботу на згин та зсув. Цей ефект наведений на рис. 8.1:

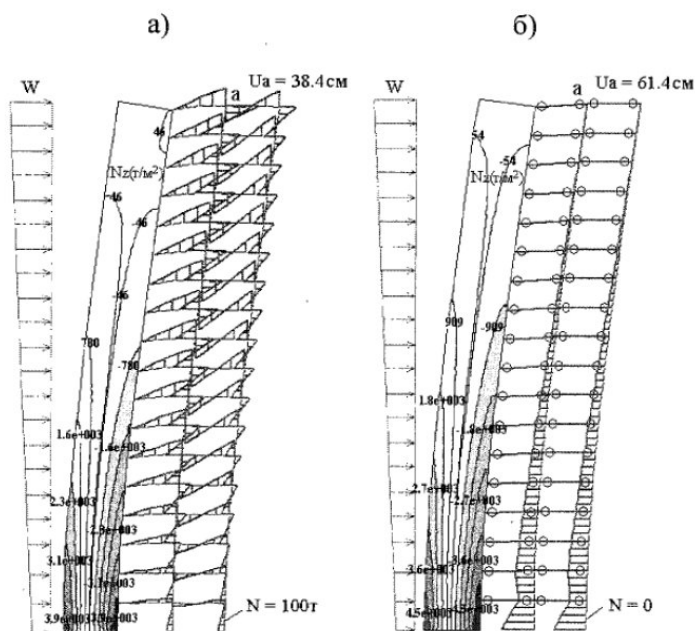


Рис. 8.1. Зусилля в вертикальних елементах нижнього поверху та горизонтальне переміщення U_a точки a

- а) – жорсткий зв'язок плит перекриттів та вертикальних елементів;
 б) – шарнірне спирання плит перекриттів на вертикальні елементи

Як видно з рис. 8.1 перша схема (а) більш жорстка, переміщення верху будівлі в 1,6 разів менше, ніж в другій схемі (б). Плити перекриттів працюють на зсув як свого роду шпонки між вертикальними елементами, і хоча їх жорсткість на зсув не велика, але за рахунок кількості вони мають суттєвий вплив на жорсткість конструкції за рахунок залучення в роботу крайніх колон та діафрагм жорсткості на нормальні зусилля. При аналізі епюр згинальних моментів на колонах можна спостерігати так званий «рамно-зв'язковий» ефект. Він викликаний тим, що від горизонтальних навантажень деформована схема діафрагми (рис. 8.2, а) та рами (рис. 8.2, б) мають різні форми, що обумовлює виникнення великих згинальних моментів в колонах на верхніх поверхах. В безригельних каркасах такий ефект пом'якшений за рахунок ярко виражених рам, але все одно може призвести до появи мікротріщин в верхніх колонах, у випадку його нехтування, так як нормальні зусилля в колонах верхніх поверхів можуть не забезпечити необхідне обтиснення, що в свою чергу призводить до збільшення деформованості каркасу, а також до погіршення умов роботи плит перекриттів. Це пов'язано з тим, що защемлення плити перекриття в колоні буде

частково зруйновано, а це для плит є достатньо суттєвим фактором, що впливає на їх напружено-деформований стан.

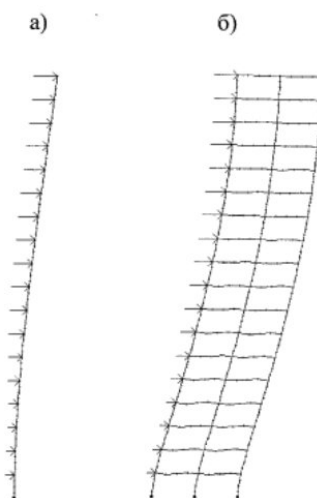


Рис. 8.2. Деформована схема від впливу горизонтальних навантажень
а – діафрагма; б – рама

Щоб зняти великі моменти та зусилля зсуву, що виникають в крайніх колонах різні дослідники [36, 41] рекомендують конструювати крайні колони у вигляді пілонів, розташовуючи більшу сторону пілону вздовж контуру плити перекриття, тобто зменшуючи її жорсткість в площині дії зусиль зсуву (рис. 8.3). При цьому сумісна робота фундаментної плити та вище розташованих перекриттів буде забезпечуватись за рахунок роботи діафрагм, а для верхніх колон вплив «рамно-зв'язкового» ефекту буде пом'якшуватись. В цьому випадку деформативність каркасу буде дещо завищеною, але, як правило, жорсткість каркасу на вплив горизонтальних навантажень в будь якому випадку забезпечується з великим запасом.

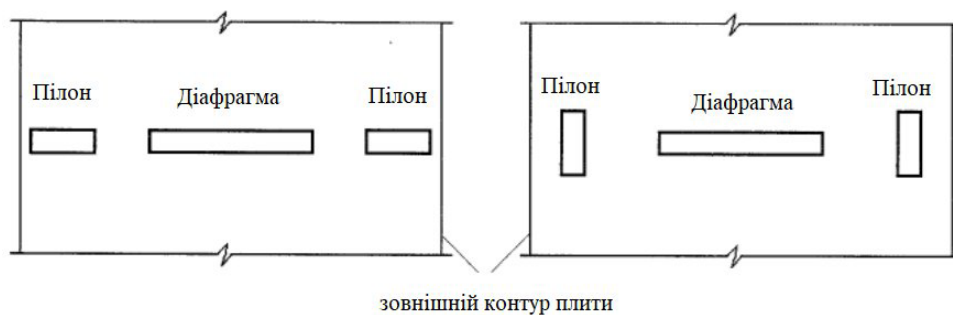


Рис. 8.3. Схеми розташування вертикальних конструкцій на плані

Як правило, армування вузлів з'єднання вертикальних конструктивних елементів з плитами виконується таким чином, щоб забезпечити пружне защемлення, тобто, забезпечити сумісну роботу всіх елементів каркасу.

Така схема армування допомагає зменшити деформативність каркасу на горизонтальні впливи, зменшити згинальні моменти в прогонах для плит перекриттів та, відповідно, їх деформативність. Але при цьому найбільш навантажені вузли можуть виявитись переармованими, за рахунок необхідності встановлення додаткової верхньої арматури для сприйняття значних поперечних сил. Тому у випадку, коли нормативна деформованість всього каркасу забезпечена тільки роботою діафрагм, а товщина плит перекриттів є достатньою, для забезпечення міцності та деформативності перекриття при шарнірному спиранні на вертикальні елементи, вузли з'єднання діафрагм жорсткості та перекриттів доцільно робити шарнірними, тобто додаткову арматуру, що забезпечує пружне защемлення не встановлювати.

8.2.2. Методика розрахунку жорсткості діафрагми з отворами

Стійкість діафрагми як елементу, що підвищує несучу здатність рамної конструкції, може значно перевищувати жорсткість самого каркаса. З огляду на це, часто й цілком обґрунтовано (особливо коли така діафрагма закріплена на жорсткій основі) припускають, що сприйняттям усіх горизонтальних навантажень займається виключно діафрагма, тоді як каркас відповідає лише за вертикальні сили. Коли ж умови для такого спрощення відсутні (жорсткість діафрагми не набагато перевершує жорсткість каркаса, або ж діафрагма розташована на податливій опорі), потрібно проводити комплексний розрахунок усієї змішаної системи в цілому.

Зниження властивості стіни чинити опір деформації через податливість її основи, що може бути суттєвим фактором, головним чином у змішаних конструкціях, можна оцінити приблизно, виходячи з величини прогину, спричиненого поворотом фундаментів. Цей розрахунок виконується з використанням теорії Вінклера для пружної основи.

Класифікація цих конструкцій, залежно від типу прикладеного статичного навантаження та обраного методу розрахунку, поділяється на три класи:

- діафрагми, що мають перемички над отворами з невисокою жорсткістю;
- діафрагми з перемичками над отворами середньої жорсткості;
- діафрагми, оснащені надзвичайно жорсткими перемичками в зоні прорізів.

Нижче наведені математичні формули для визначення деформацій та внутрішніх зусиль у довільному перерізі такої стінової діафрагми жорсткості з одним симетричним отвором по висоті (як показано на рис. 8.4).

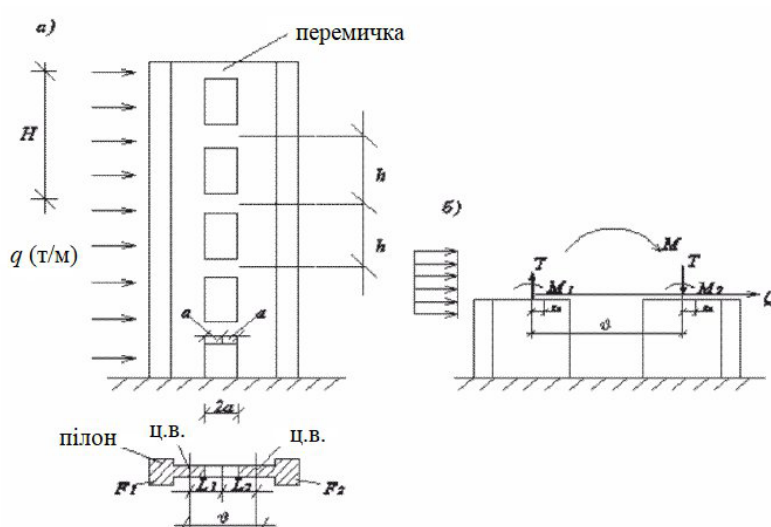


Рис. 8.4. Конструктивна та розрахункові схеми діафрагм жорсткості

Діафрагма з прорізами подібна до багатоповерхової рами з ригелями-перемичками.

За невідомі зручно прийняти поперечні сили в перемичках, або сумарну величину цих сил, починаючи згори, у якомусь перерізі. Знаючи поперечні сили в перемичках, легко знайти зусилля в будь-якому перерізі діафрагми, прогини та повороти, так як задача стає статично визначеною.

Для подальших обчислень нам знадобиться безрозмірний коефіцієнт [42]:

$$\beta = \sqrt{\frac{3E_n I_n H^2}{2\alpha^3 h E} \left(\frac{F_1 + F_2}{F_1 \cdot F_2} + \frac{q^2}{I_1 + I_2} \right)}, \quad (8.20)$$

де $E_n I_n$ - згинальна жорсткість перемички.

Загальні деформативні властивості діафрагми характеризує параметр β (параметр А.Р. Ржаніцина), який обчислюється з використанням значень

деформативних властивостей зв'язків та гілок у вертикальному та горизонтальному напрямках.

Чим жорсткіша перемичка, тим більший параметр β . При $\beta \geq 15$ діафрагма працює як глуха, так як податливість перемичок у разі дуже мала. При $\beta \leq 0,5$, навпаки, податливість перемичок настільки велика, що діафрагму слід розраховувати як таку, що складається з двох окремих гілок, пов'язаних абсолютно гнучкими на вигин перемичками.

Якщо пілони однакові (рис. 8.4, а), тобто:

$I_1 = I_2 = I$; $F_1 = F_2 = F$; $L_1 = L_2 = L$, то

$$\beta = \sqrt{\frac{3E_n I_n H^2}{\alpha^3 h_{EF}} \left(1 + \frac{L^2 F}{I}\right)}. \quad (8.21)$$

Для розрахунку діафрагм попередньо потрібно обчислити значення кількох основних розрахункових параметрів.

$$\gamma = \frac{3q \vartheta E_n I_n}{4a^3 h (B_1 + B_2)} \left(\frac{\tau}{\text{м}^4}\right), \quad (8.22)$$

де $B_1 = EI_1$; $B_2 = EI_2$; $B = B_1 + B_2$ – згинальні жорсткості діафрагм.

Тоді поперечна сила, що виникає в діафрагмі жорсткості над отвором дорівнює:

$$Q = q_n \cdot h, \quad (8.23)$$

де q_n – середня в межах поверху вертикальна дотична сила (т/м).

$$q_n = \frac{2\gamma H^3}{\beta^3} \left[(sh\beta - \beta) \frac{ch\beta\xi}{ch\beta} + \beta\xi - sh\beta\xi \right], \quad (8.24)$$

де $\xi = \frac{x}{H}$ – відношення відстані від перерізу, що розглядається до верху діафрагми жорсткості (рис. 8.5, а). В місці перетину діафрагми жорсткості з фундаментом $\xi = 1$, відповідно:

$$q_n = \frac{2\gamma H^3}{\beta^3} [sh\beta - \beta + \beta - sh\beta] = 0, \quad (8.25)$$

Тобто, зусилля в самій нижній частині діафрагми над отвором дорівнює нулю. Характер зміни поперечних сил в місцях над отворами при $0,5 \leq \beta \leq 15$ наведені на рис. 8.5, б):

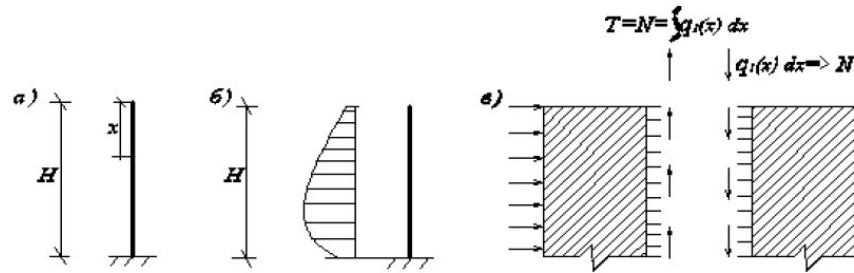


Рис. 8.5. Характер зміни поперечних сил в місцях над отворами в діафрагмах жорсткості та зсувних сил в швах

Прогин діафрагми жорсткості в будь-якому перерізі визначається виразом:

$$y = \frac{qH^4}{2(B_1+B_2)} \left(\frac{\xi^4}{12} - \frac{\xi}{3} + \frac{1}{4} \right) - \frac{2\gamma H^6 \vartheta}{\beta^4(B_1+B_2)} \cdot \left[\frac{(sh\beta - \beta)sh\beta\xi + 1 + \beta sh\beta}{\beta^2 ch\beta} - \frac{ch\beta\xi}{\beta^2} + \frac{\beta^2}{24} (\xi^4 - 4\xi + 3) + \frac{\xi^2}{2} - \frac{1}{2} \right]. \quad (8.26)$$

При $\xi = 0$:

$$y_{max} = \frac{qH^4}{8(B_1+B_2)} - \frac{2\gamma H^6 \vartheta}{\beta^4(B_1+B_2)} \cdot \left[\frac{1 + \beta sh\beta}{\beta^2 ch\beta} - \frac{1}{\beta^2} \xi^2 + \frac{3\beta^2}{24} - \frac{1}{2} \right]. \quad (8.27)$$

Сумарна вертикальна зсувна сила в шві в будь-якому перерізі діафрагми, рівна сумі поперечних сил у всіх перемичках, розташованих вище аналізованого перерізу дорівнює (рис. 8.5, в):

$$T = \frac{2\gamma H^4}{\beta^4} \left[(sh\beta - \beta) \frac{sh\beta\xi}{ch\beta} - ch\beta\xi + \frac{\beta^2}{2} \xi^2 + 1 \right]. \quad (8.28)$$

Очевидно, що нормальна поздовжня сила, яка діє у кожному пілоні дорівнює $N = \pm T$ (навітряна гілка розтягнута, підвітряна-стиснута), ($sh\beta$ – синус гіперболічний; β – аргумент).

Згинальний момент, що діє на кожну гілку (пілон) діафрагми (рис. 8.4, б) визначається формулами:

Для першої гілки:

$$M_1 = \frac{B_1}{B_1+B_2} (q^2 - (-T\vartheta)).$$

Для другої гілки:

$$M_2 = \frac{B_2}{B_1+B_2} (q^2 - (-T\vartheta)). \quad (8.29)$$

$$M = M_1 + M_2 + T\vartheta = \frac{qx^2}{2}. \quad (8.30)$$

Тоді нормальне напруження в пілонах діафрагми дорівнюють:

$$\sigma_1 = -\frac{T}{F_1} + \frac{M_1 z_1}{I_1}; \sigma_2 = -\frac{T}{F_2} + \frac{M_2 z_2}{I_2}. \quad (8.31)$$

Після визначення напруги можуть бути визначені зусилля в елементах діафрагми шляхом множення обчисленої напруги на наведену площу ($N = \sigma \cdot F$).

Крім визначення нормальних напружень за формулами (8.31) рекомендується визначати також головні розтягувальні напруження для кожного пілона діафрагми жорсткості за формулою:

$$\sigma_{г.р.} = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 \pm \tau^2}, \quad (8.32)$$

де $\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b}$, Q – поперечна сила в перерізі діафрагми; S – статичний момент частини площі перерізу діафрагми; b – товщина стінки діафрагми жорсткості.

Якщо $\sigma_{г.р.} > R_{bt}$, то для сприйняття головних розтягуючих напружень діафрагма армується сіткою з площею перерізу арматури в кожному перерізі:

$$f_a = \frac{\sigma_{г.р.} \cdot t \cdot n}{m_s R_s} \left(\frac{\text{см}^2}{\text{м}} \right), \quad (8.33)$$

де t – товщина стінки діафрагми; n – відстань між стержнями; m_s – коефіцієнт умов роботи арматури; R_s – розрахунковий опір арматури.

Величина прогину діафрагми повинна бути не більше:

$$y = \frac{H}{200},$$

а перекіс:

$$\gamma = \frac{\tau}{333R} = \frac{1}{4000},$$

де R – кубикова міцність бетону в кг/см^2 .

Перемички (частину діафрагми над отвором) у діафрагмах дозволяється розраховувати приблизно на дії поперечних сил і моментів від горизонтального навантаження, що визначається за формулами:

$$M = \frac{Qh}{4}; Q_1 = \frac{M}{a} = \frac{Qh}{4a}, \quad (8.34)$$

де h – висота поверху; a – $\frac{1}{2}$ ширини отвору; Q – поперечна сила, що діє на рівні даного поверху.

Арматура, підібрана на ці зусилля, повинна бути надійно заанкерована в суцільних ділянках діафрагми.

Отримані за формулою (8.34) напруження, що розтягують, не повинні перевищувати величини R_{bt} , а напруження стиснення – величини R_b для відповідного класу бетону.

8.2.3. Дослідження загальної стійкості каркасу будівлі школи методом скінчених елементів

Для оцінки впливу діафрагм різної жорсткості на напружено-деформований стан несучих конструкцій будівлі школи в м. Буча, Київської області шляхом виконання модального аналізу була розроблена скінчено-елементна модель в ПК «ЛІРА САПР», що дозволяє визначати форми та власні частоти коливань [36, 38].

Щоб уникнути крутильних форм, рекомендується розташовувати діафрагми жорсткості по периферії, якомога ближче до торців, і формувати ядра жорсткості в районі сходових клітин ліфтових шахт.

Найчастіше крутильні форми виникають саме через несиметричний розподіл маси будівлі щодо центру жорсткості. Влаштування потужних замкнутих ядер жорсткості в будівлі суттєво знижує періоди власних коливань, що, своєю чергою, дозволяє зменшити кількість форм, врахованих у розрахунку.

Будівля школи в м. Буча, Київської області запроектована чотириповерховою з підвальним поверхом під усією прямою забудови. У будівлі складна форма плану, об'ємно-планувальні рішення тісно пов'язані з існуючим рельєфом ділянки та, як наслідок, поверховість будівлі та кількість поверхів визначаються для кожного блоку школи окремо.

Будівля школи розділена на 2 секції, секція 1 в осях А-П, 1-34 та секція 2 в осях П-ВВ, 12-31. Поверховість секції не перевищує 4 поверхи, максимальна кількість поверхів у кожній секції – 5.

Будівля поділена на 8 температурних блоків.

Блок №1 – в осях Л/1-У/2 габаритами в осях 37,55х19,25 м. У блоці розташовані навчальні класи. Блок 4-х поверховий, з підвалом. Конструктивна схема - каркасно-стінова.

Блок №2 – у осях 1-5 – Б-К/1. Габаритами 36,0х25,2 м. в осях. У блоці розташовані учбові класи. Блок виконаний з консольною частиною перекриття, на похилих колонах. Над консольною частиною зона рекреації. Конструктивна схема каркасно – стінова. Блок 4-х поверховий, з підвалом.

Блок №3 – у осях 6-11 – Б-Д/1. Габаритами 25,70х16,20 м. У блоці розташовані вбиральні, навчальні класи. Конструктивна схема каркасно-стінова. Блок 4-х поверховий, з підвалом.

Блок №4 – в осях 12/26 – Б/Р. Габаритами 45,80х12,15 м. У блоці розташовані навчальні класи. Конструктивна схема каркасно – стінова. Блок 4-х поверховий до осі 22, з осі 22 до осі 26 триповерховий. З підвалом. Перепад висот по осі 22.

Блок №5 – в осях 27-34/Б-Г. Габаритами в осях 36,0х12,15 м. У блоці розташовані навчальні класи. Блок 3-х поверховий, з підвалом. Блок виконаний з консольною частиною перекриття на похилих колонах. Над консольною частиною зона рекреації.

Блок №6 - в осях Г-1/П-12-31. Габаритами в осях 64,15х38,40 метра. Блок 3-х поверховий, з підвалом. Перекриття з другим світлом на відм. +3,900 та 7,800.

Конструктивна схема – каркасна.

У рівні покриття розташовані ферми, що перекривають проліт 21,6 та 16,8 метра.

Ферми з нахилом верхнього поясу, водостік організований ухилом верхнього поясу. У блоці розташовані актові та спортивні зали, душові, тренерські, навчальні класи.

Блок №7 – у осях Р-Ю/12-23. Габаритами в осях 36,500 x48, 80 метра. У рівні покриття розташовані ферми, що перекривають прольоти 18,0 метрів. Ферми з паралельними поясами, водостік організований утеплювачем. У блоці розташовані актові та спортивні зали, душові, тренерські, навчальні класи.

Блок №8 – в осях Р-BB/24-31. Габаритами 62,15x27, 90 метра. У блоці розташовані навчальні класи, спортивні зали для молодших шкільних груп, гімнастичний зал. Блок 3-х поверховий з підвалом.

Конструктивна схема будівлі – каркасно-стінова. Основними несучими елементами у вертикальній площині є залізобетонні монолітні пілони та діафрагми в горизонтальній площині монолітні плити перекриттів. Ядрами жорсткості виступають монолітні сходові клітини та ліфтові шахти. Переміщення каркасу не більше допустимих значень.

Розміри у плані будівлі школи – 134,00x119,4 м. Ступінь вогнестійкості – І.

Будівля опалювальна, з підвалом для розміщення інженерних комунікацій. Сітка пілонів та колон не регулярна, максимальний крок колон у приміщеннях з другим світлом становить 21,6 м.

Несучі монолітні залізобетонні пілони, розгорнуті довгою стороною бік більшого прольоту. Перекриття є монолітними залізобетонними безбалочними в основному обсязі. За зовнішнім периметром плит перекриттів передбачено пристрій обв'язувальних балок висотою 570 мм та 820 мм.

Загальна стійкість та геометрична незмінність, а також просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою основних несучих конструкцій (пілонів, діафрагм, перекриттів та фундаментної плити). Поєднання конструкцій між собою, а також із конструкцією фундаменту – жорстке. Несучі конструкції прийняті з монолітного залізобетону класу В25 за міцністю [4], арматура класу А500С, А240С [24].

В рамках даної наукової роботи був виконаний аналіз впливу жорсткості діафрагм на загальну стійкість будівлі школи. Для реалізації даної задачі, з метою пошуку найбільш оптимального рішення щодо необхідної кількості та

перерізу діафрагм жорсткості був виконаний модальний аналіз конструктивної схеми будівлі при різних товщинах діафрагм жорсткості, в результаті якого були отримані дані щодо періодів коливань та їх частоті для перших трьох форм коливань. Результати розрахунку наведені графічно та у формі таблиць.

В рамках даної роботи виконаний аналіз сітки пластинчатих скінчених елементів будівлі школи на стан напруження та деформації. Для першої та другої моделі використовувалась розбивка сітки скінчених елементів 1,0x1,0 та 0,5x0,5 м, а для 3 моделі – 0,25x0,25 м. В результаті були отримані високоточні дані щодо періодів коливань та їх частоті для трьох перших форм коливань. Результати наведені в табл. 8.1 та табл. 8.2.

Варіант 1: товщина діафрагм $t = 150$ мм.

Зарушення 5[1: Основна задрен, С1: Основна задрен, D1: Основна задрен]
Форма ілюстрації в гл. с. 1
Масштаб ілюстрації зарушення: 1,2

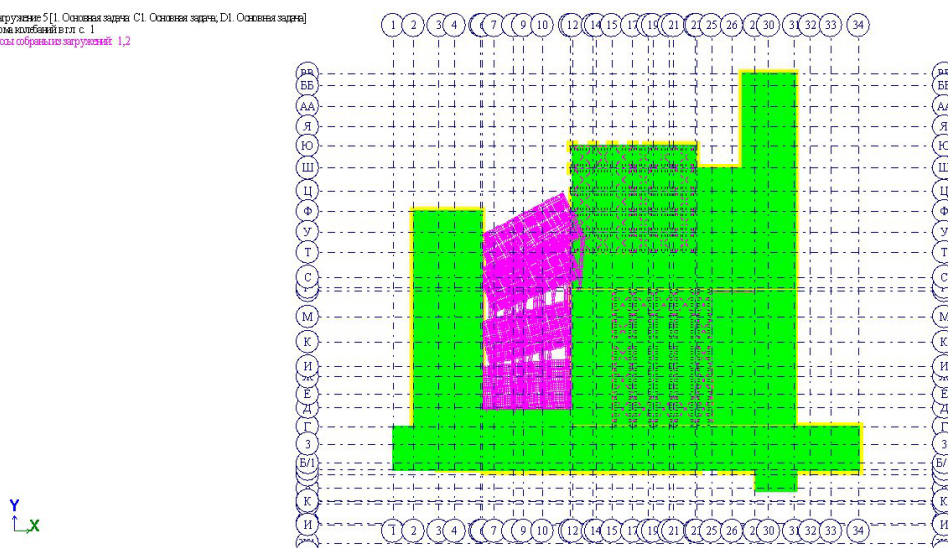
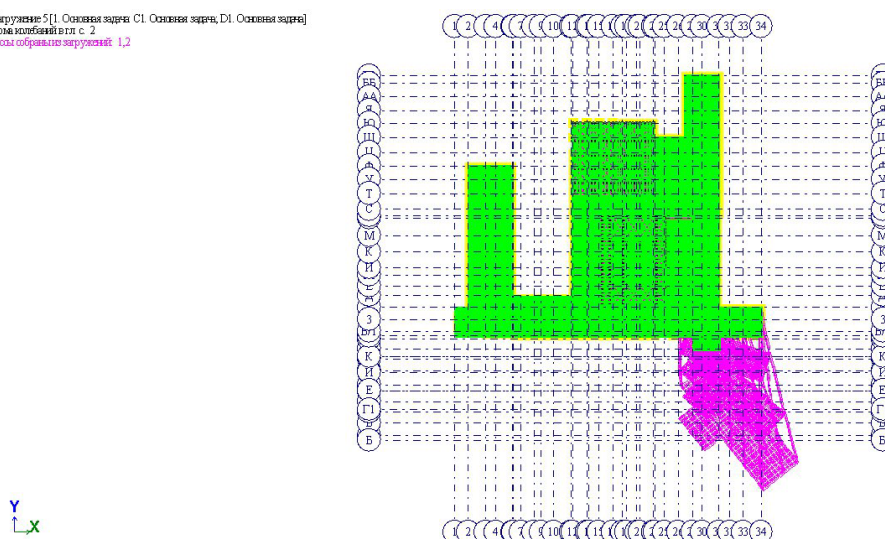


Рис. 8.6. Перша форма коливань будівлі школи

Зарушення 5[1: Основна задрен, С1: Основна задрен, D1: Основна задрен]
Форма ілюстрації в гл. с. 2
Масштаб ілюстрації зарушення: 1,2



5Зарушення 5[1. Основний задрен С1. Основний задрен D1. Основний задрен]
 Форма коливань відл с 3
 Масштаб об'єкту: 1:2

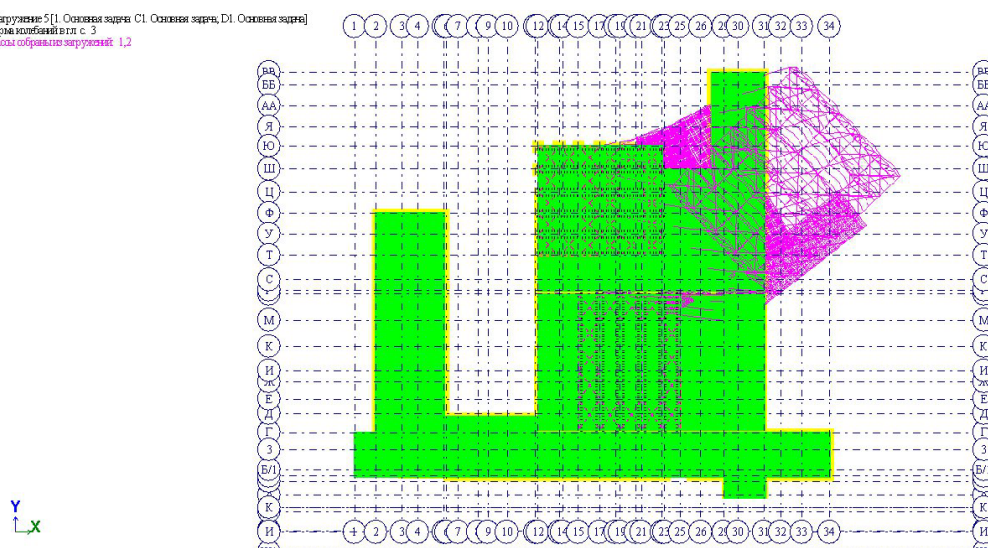


Рис. 8.7. Друга та третя форми коливань будівлі школи

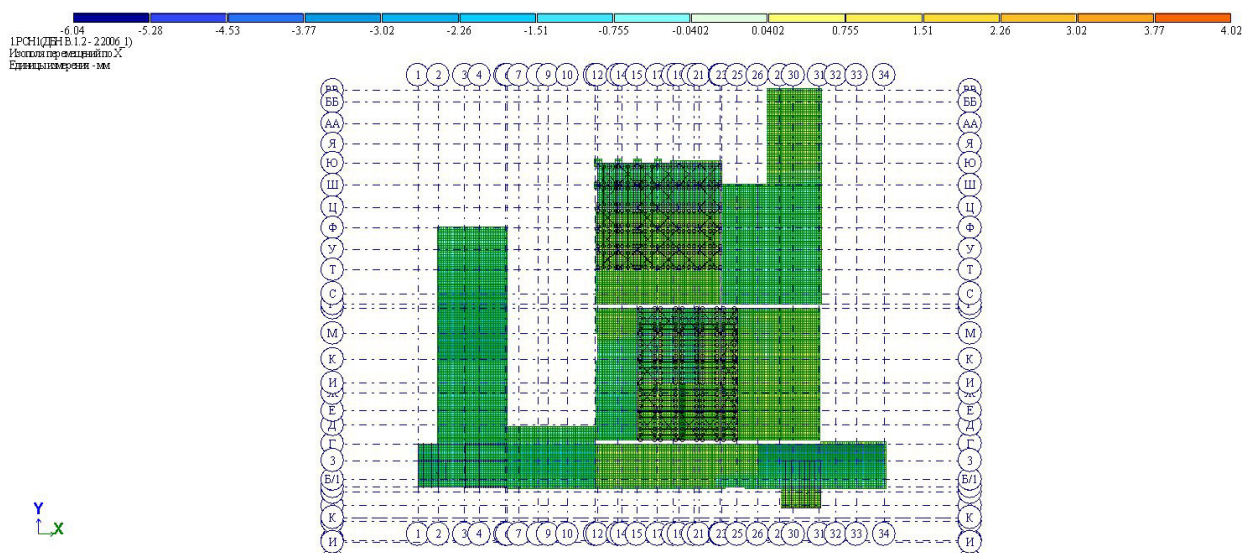


Рис. 8.8. Переміщення по X від P33_1

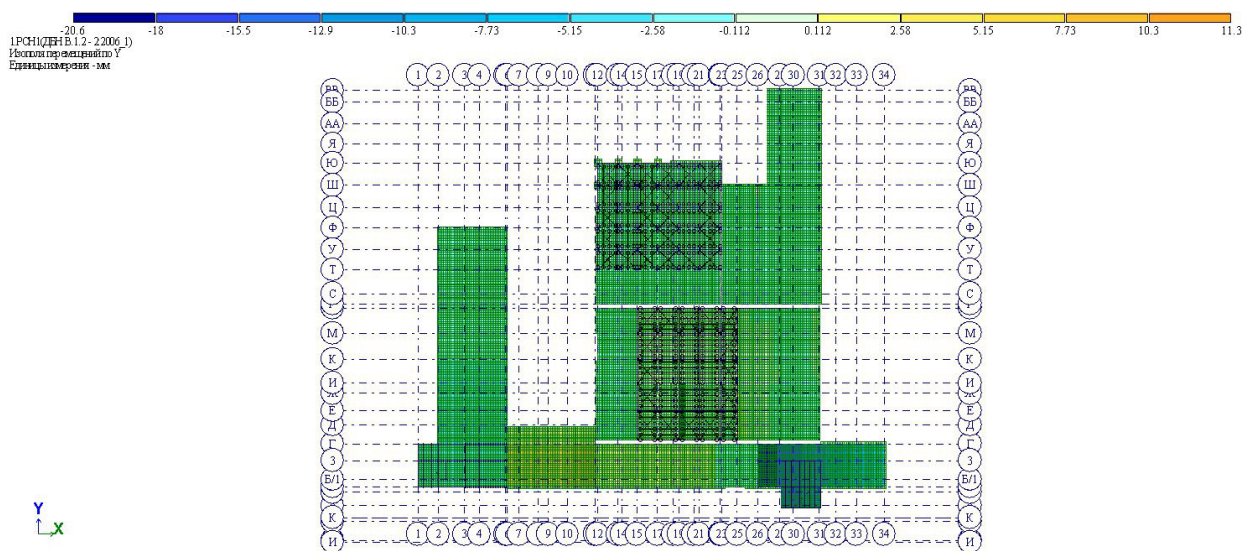


Рис. 8.9. Переміщення по Y від P33_1

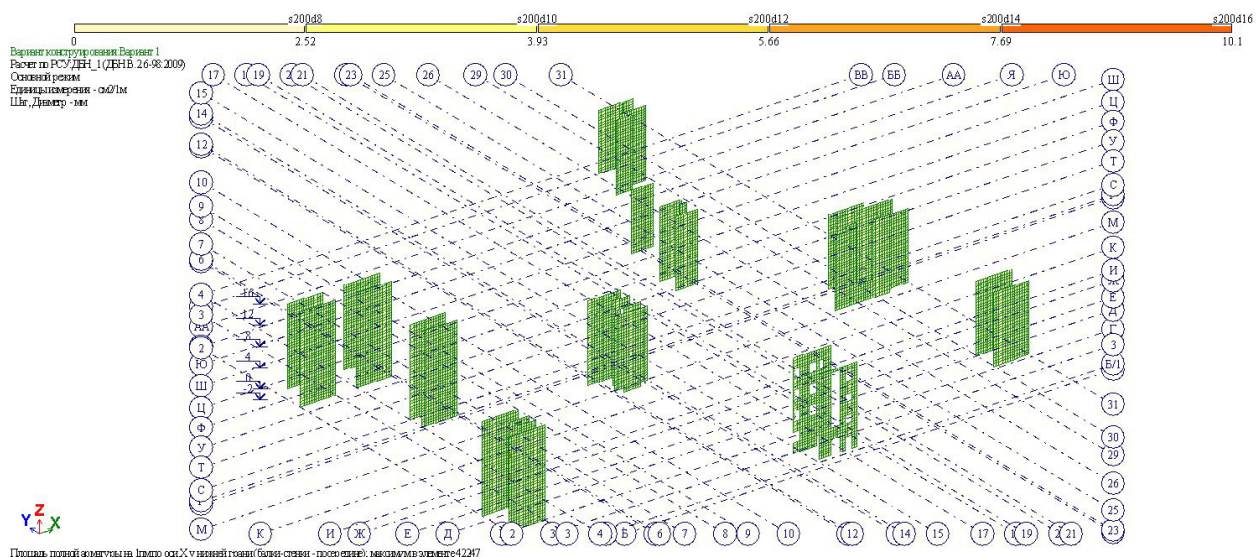


Рис. 8.10. Нижня арматура в діафрагмах жорсткості по осі X1

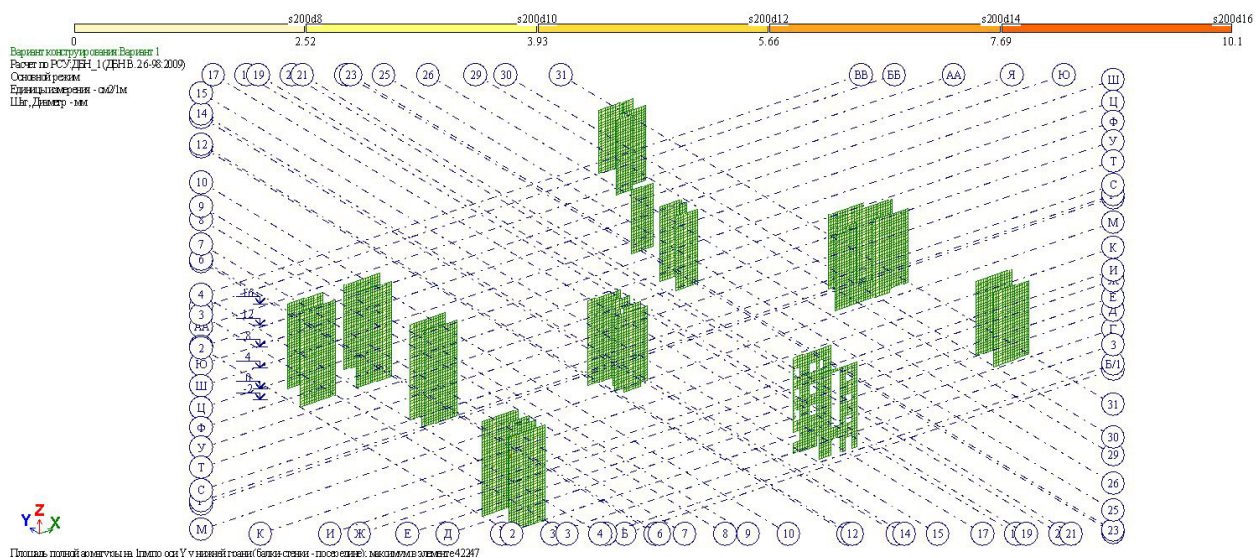


Рис. 8.11. Нижня арматура в діафрагмах жорсткості по осі Y1

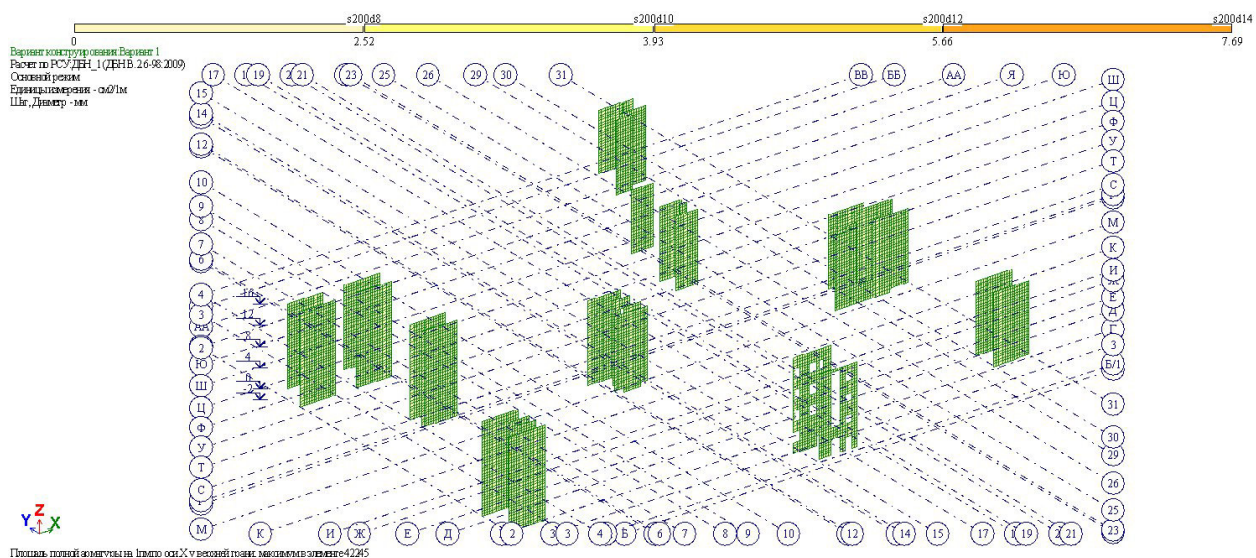


Рис. 8.12. Верхня арматура в діафрагмах жорсткості по осі X1

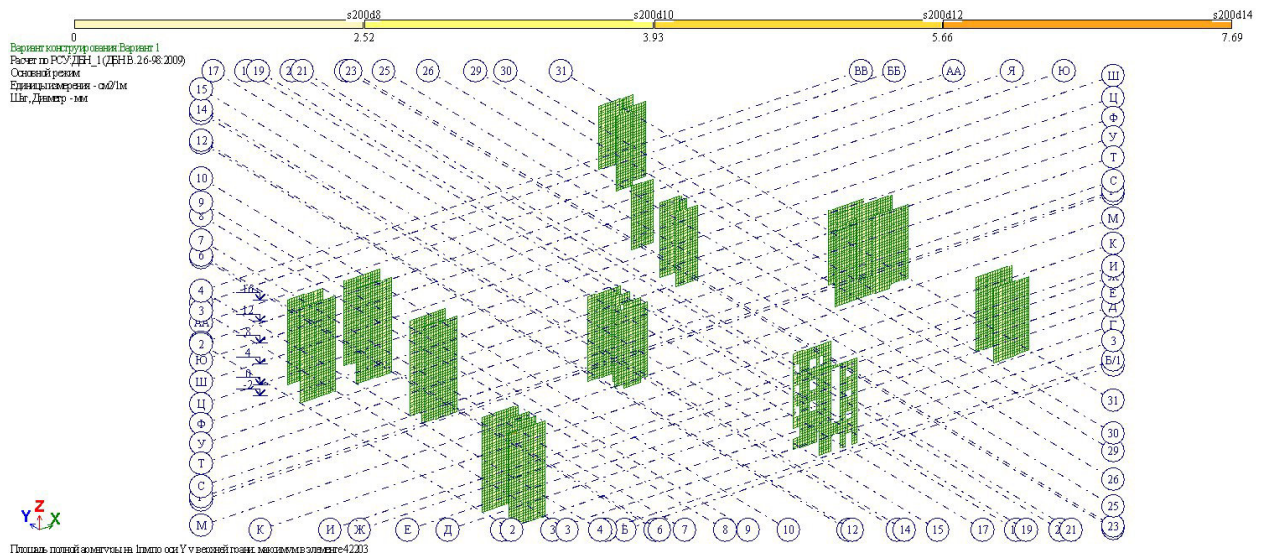


Рис. 8.13. Нижняя арматура в диафрагмах жесткости по оси Y1

Вариант 2: толщина диафрагм $t = 200$ мм.

53 Загружение 5 [1. Основной загруз. C1. Основной загруз. D1. Основной загруз.]
 Форма колебаний отл. с. 1
 Масса собранного нагружения: 1,2

Y
X

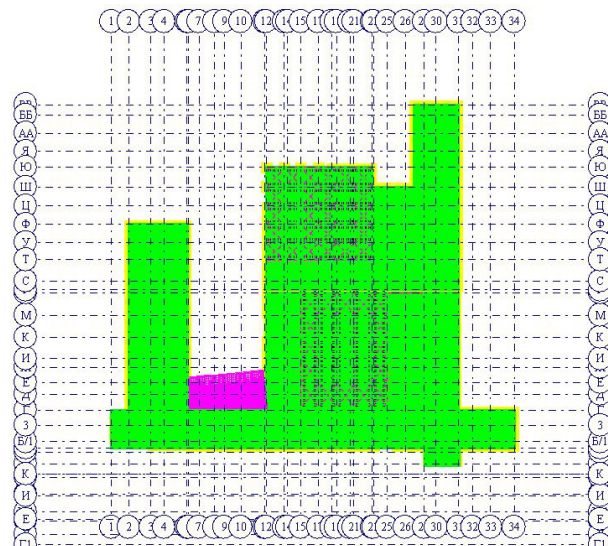
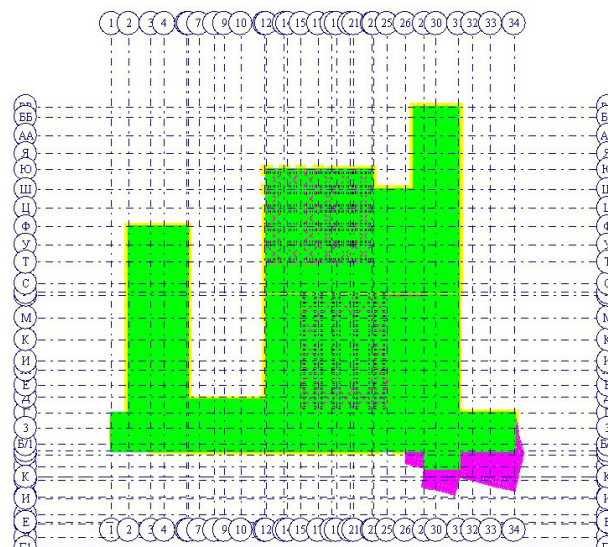


Рис. 8.14. Первая форма колебаний здания школы

53 Загружение 5 [1. Основной загруз. C1. Основной загруз. D1. Основной загруз.]
 Форма колебаний отл. с. 2
 Масса собранного нагружения: 1,2

Y
X



5Зарушення 5[1. Основна задня С1. Основна задня, D1. Основна задня]
 Форма коливань відл с. 3
 Масштабований за рушенням: 1,2

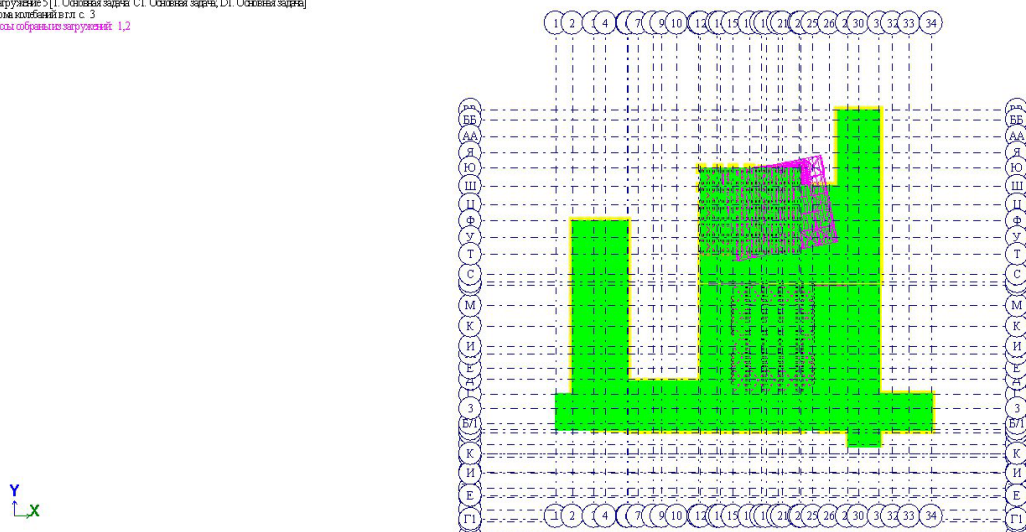


Рис. 8.15. Друга та третя форми коливань будівлі школи

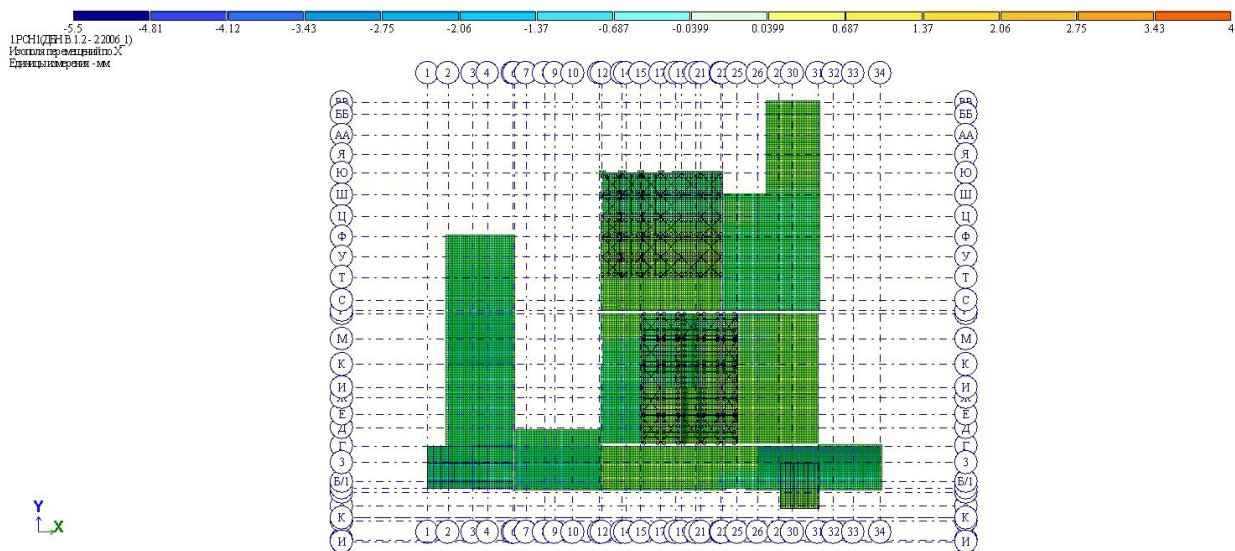


Рис. 8.16. Переміщення по X від P33_1

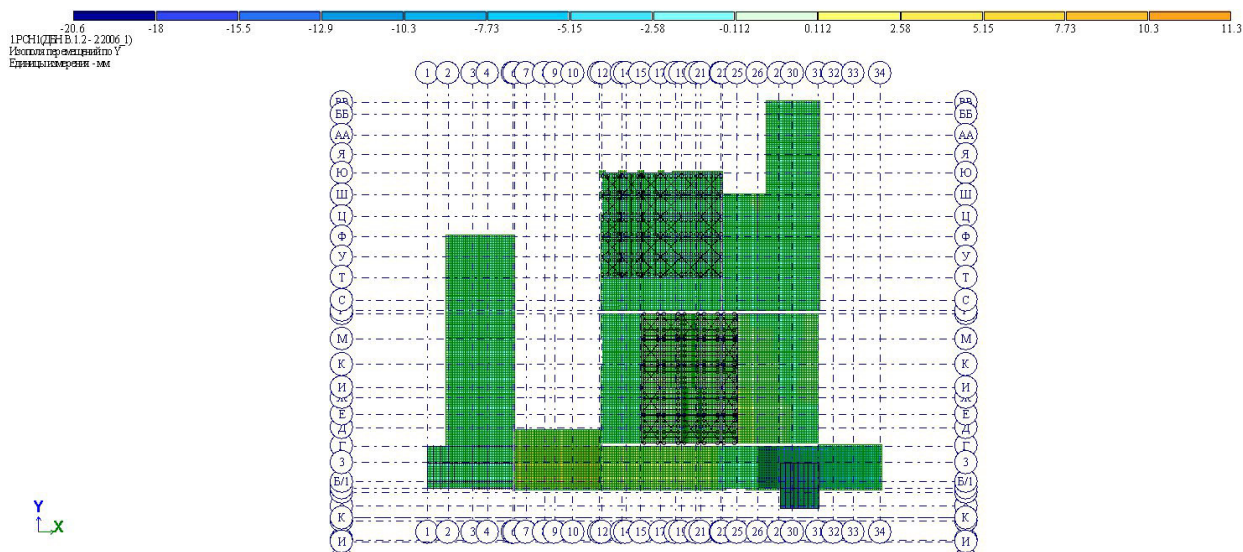


Рис. 8.17. Переміщення по Y від P33_1

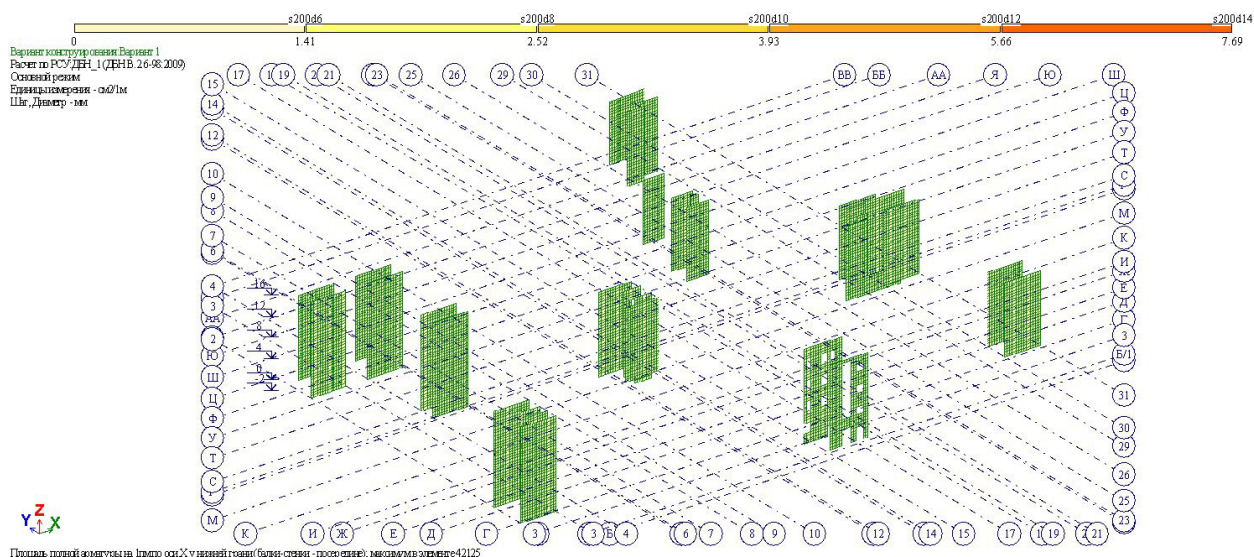


Рис. 8.18. Нижня арматура в діафрагмах жорсткості по осі X1

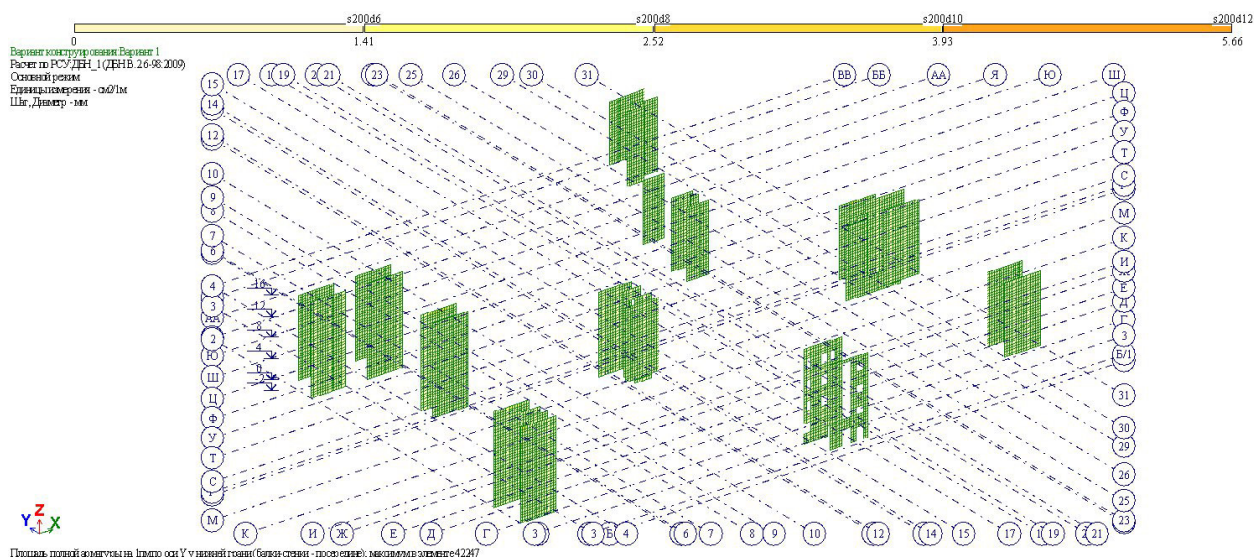


Рис. 8.19. Нижня арматура в діафрагмах жорсткості по осі Y1

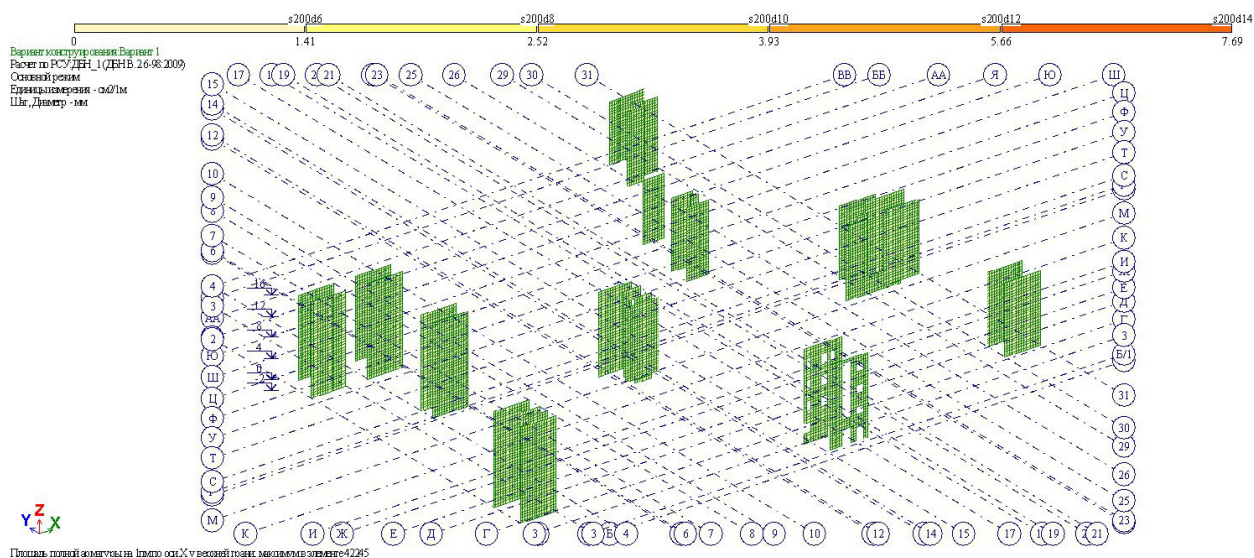


Рис. 8.20. Верхня арматура в діафрагмах жорсткості по осі X1

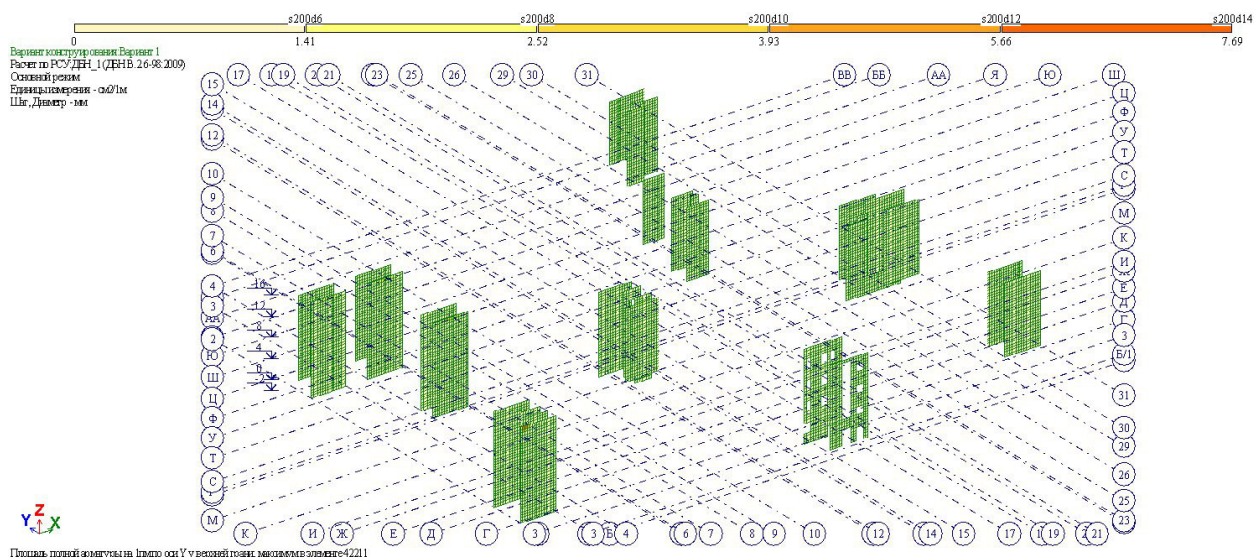


Рис. 8.21. Нижняя арматура в диафрагмах жесткости по оси Y1

Вариант 3: толщина диафрагм $t = 250$ мм.

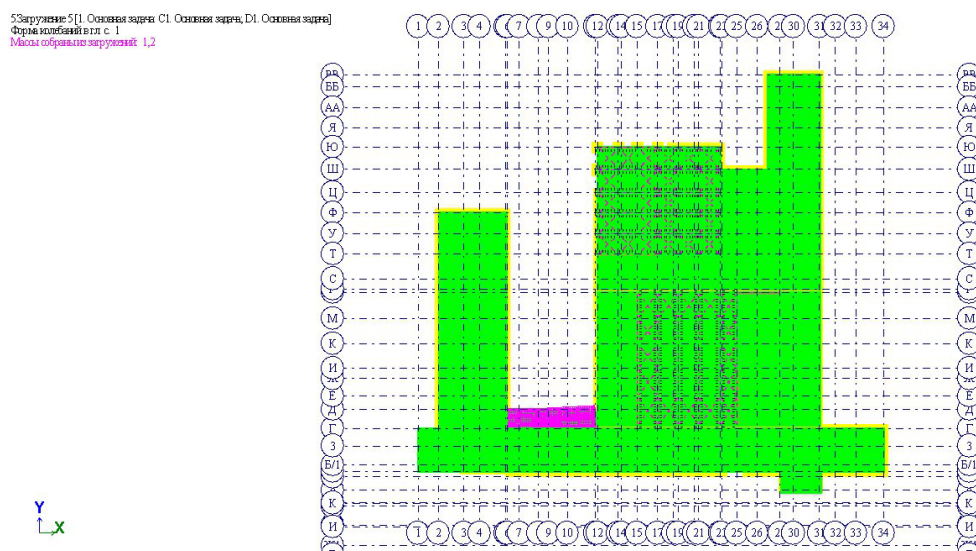
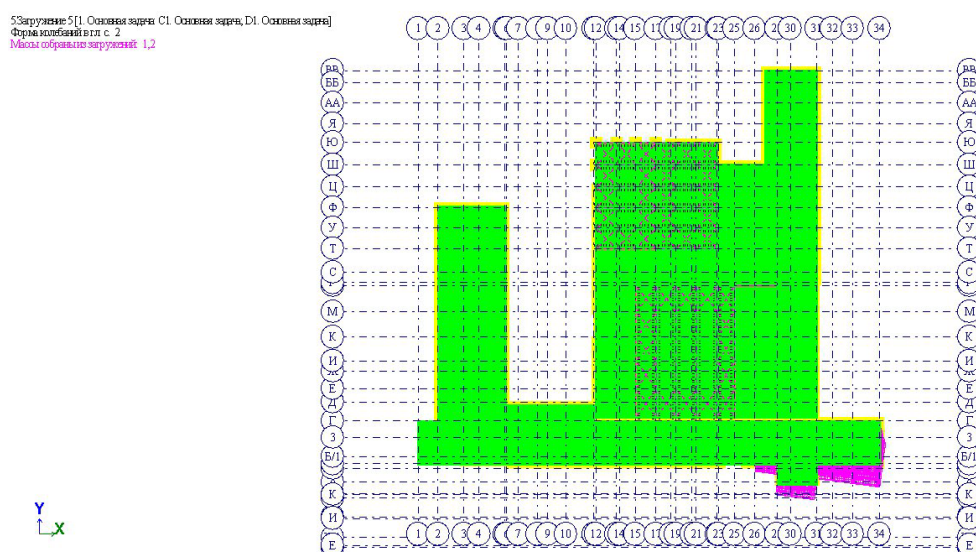


Рис. 8.22. Перша форма коливань будівлі школи



Завантаження 5 [1. Основні завантаження, С1. Основні завантаження, D1. Основні завантаження]
 Форма коливань відл. с. 3
 Масштаб об'єкту завантаження: 1,2

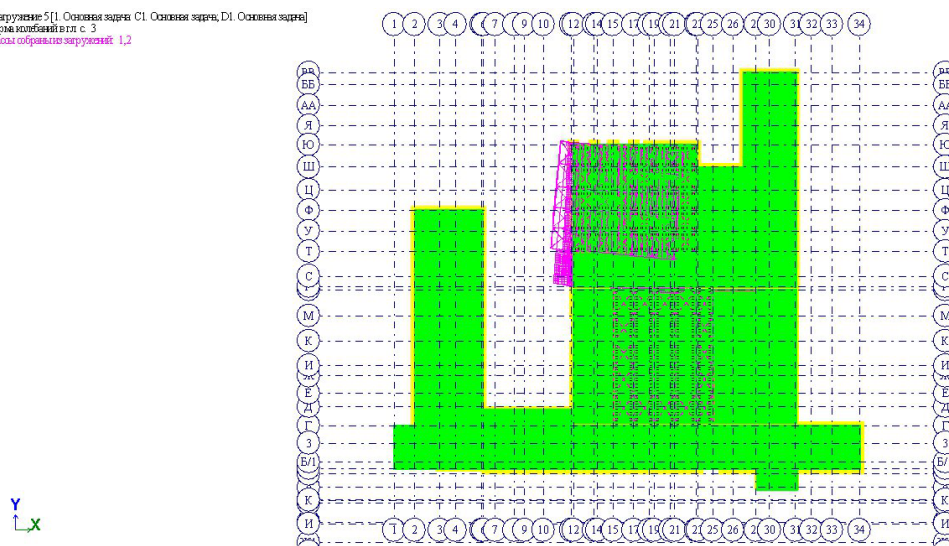


Рис. 8.23. Друга та третя форми коливань будівлі школи

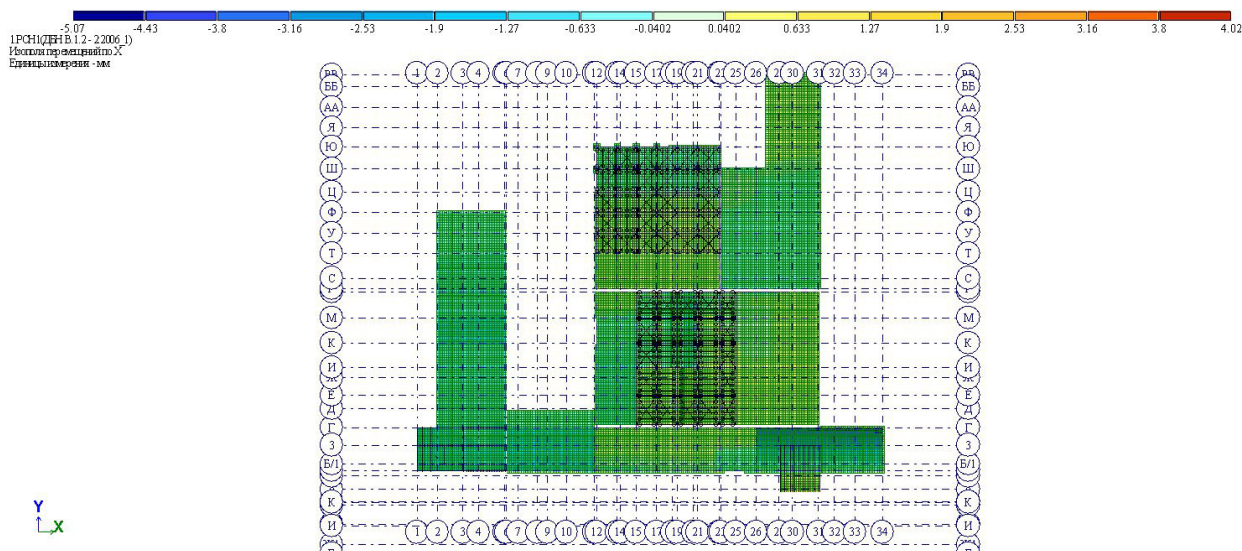


Рис. 8.24. Переміщення по X від P33_1

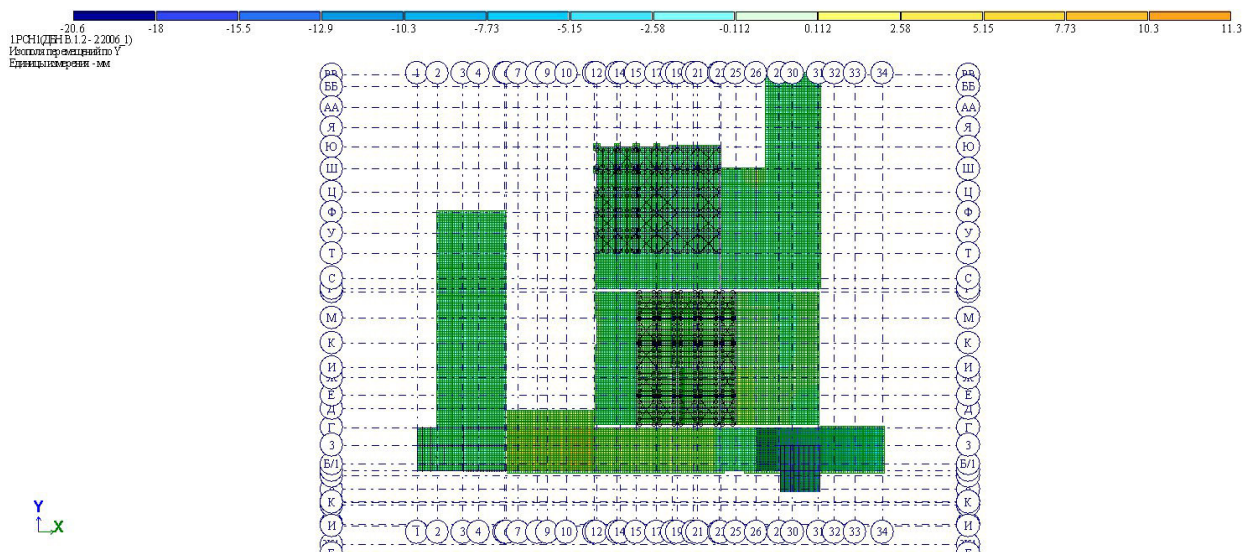


Рис. 8.25. Переміщення по Y від P33_1

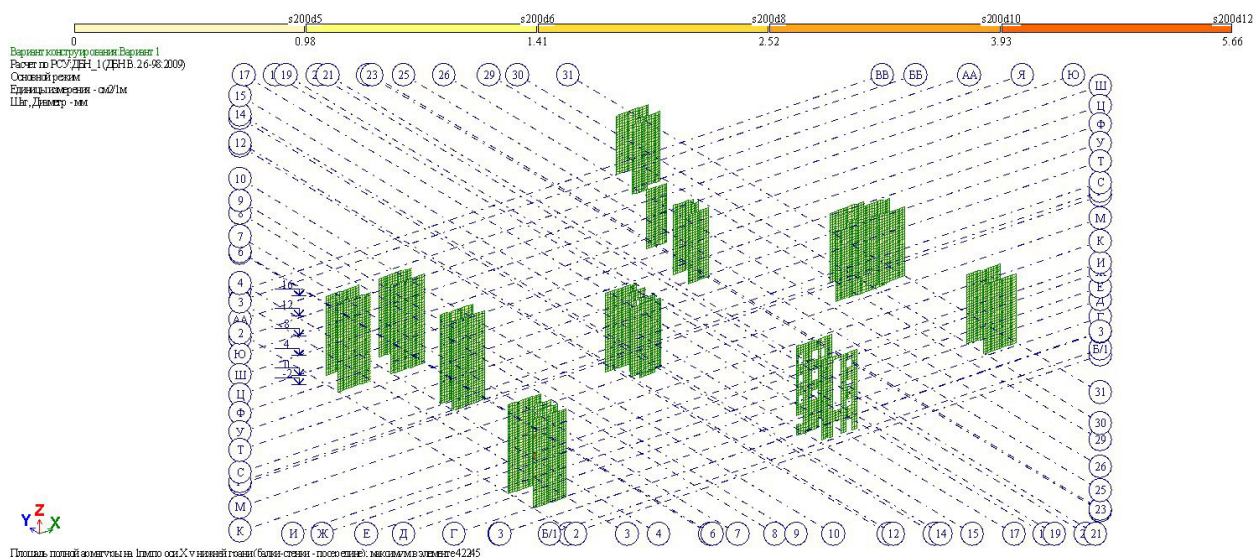


Рис. 8.26. Нижня арматура в діафрагмах жорсткості по осі X1

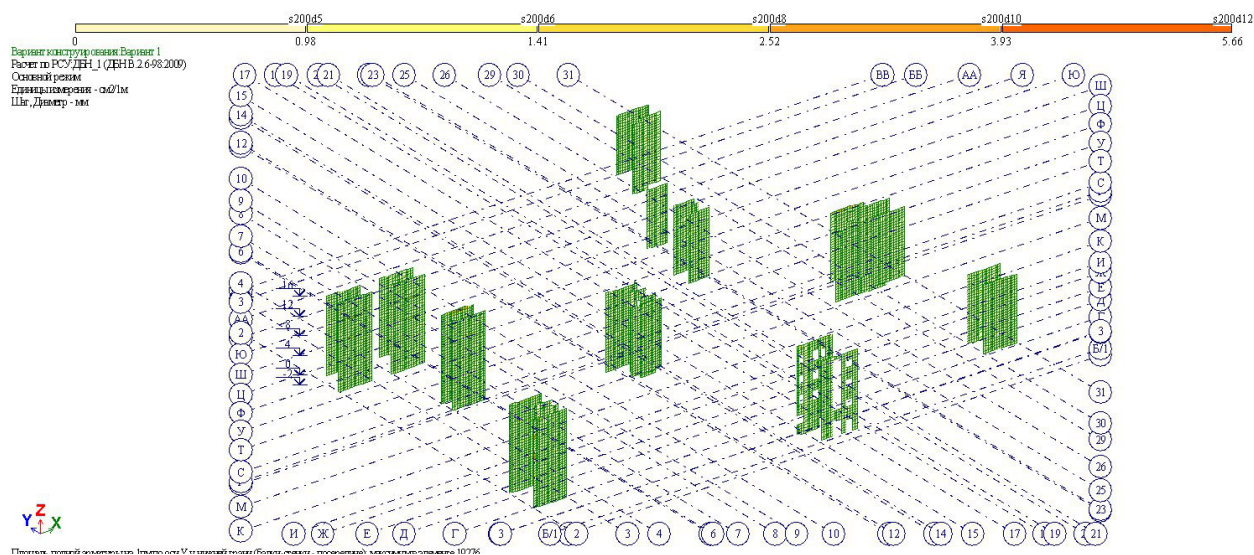


Рис. 8.27. Нижня арматура в діафрагмах жорсткості по осі Y1

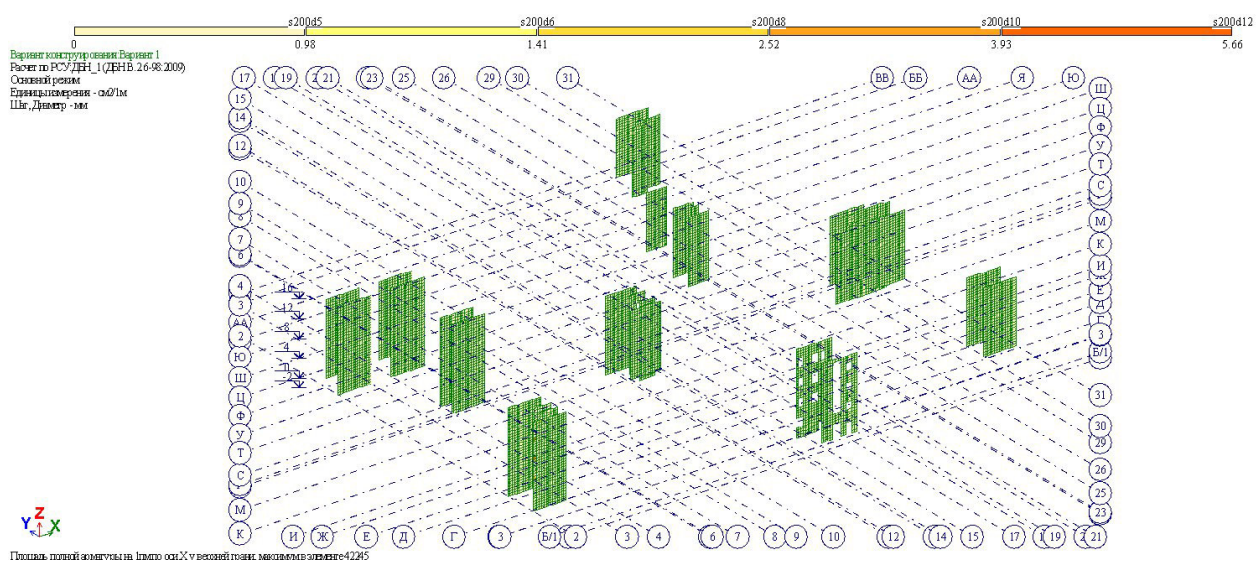


Рис. 8.28. Верхня арматура в діафрагмах жорсткості по осі X1

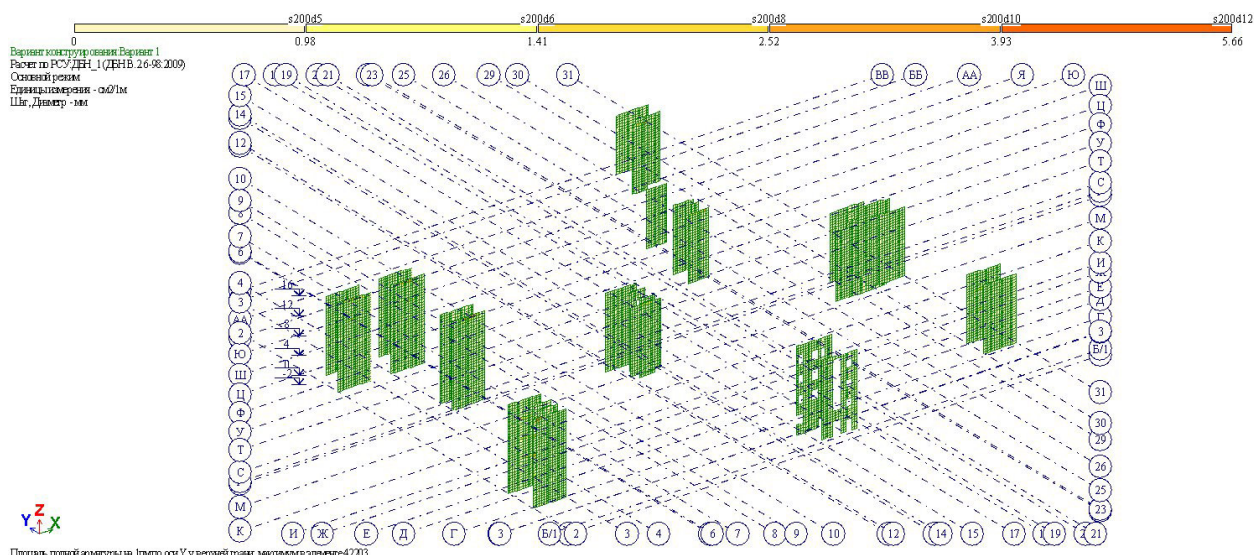


Рис. 8.29. Нижня арматура в діафрагмах жорсткості по осі Y1

Таблиця 8.1

Залежність частоти коливань (f) від товщини діафрагми жорсткості

№ моделі	I форма [f], $\Gamma_{\text{ц}} = 0,90$			II форма [f], $\Gamma_{\text{ц}} = 1,20$			III форма [f], $\Gamma_{\text{ц}} = 1,40-1,50$		
	150	200	250	150	200	250	150	200	250
1	0,6	0,6	0,7	0,6	0,7	0,8	0,7	0,7	0,8
2	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,6	0,7	0,8
3	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8

Таблиця 8.2

Залежність періоду власних коливань (T) від товщини діафрагми жорсткості

№ моделі	I форма [f], $\Gamma_{\text{ц}} = 0,90$			II форма [f], $\Gamma_{\text{ц}} = 1,20$			III форма [f], $\Gamma_{\text{ц}} = 1,40-1,50$		
	150	200	250	150	200	250	150	200	250
1	1,8	1,6	1,5	1,7	1,5	1,3	1,5	1,4	1,3
2	1,8	1,7	1,6	1,7	1,5	1,4	1,6	1,5	1,3
3	1,9	1,8	0,7	1,7	1,6	1,5	1,7	1,5	1,3

Таким чином, виконане дослідження дозволяє зробити такі **висновки**:

1. При розробці скінчено-елементних моделей необхідно враховувати опір, що діє відносно динамічних та статичних навантажень. Для верифікації розроблених скінчено-елементних моделей при цьому використовуються спеціалізовані програмні комплекси.

На підставі вимог нормативних документів у ході проектування каркасів будівель необхідно забезпечувати просторову жорсткість за допомогою влаштування ядер жорсткості та діафрагм, при цьому враховуються обмеження I, II, III форм власних коливань. Товщина діафрагми повинна становити мінімум 20 см у монолітному варіанті та 14 см у збірному варіанті. Тип діафрагми жорсткості необхідно вибирати на підставі форми будівлі, конструктивної схеми, рівня навантажень, що діють. У ході аналізу створених скінчено-елементних моделей каркасу будівлі школи із монолітного залізобетону з різною розстановкою діафрагм жорсткості, виявлено, що оптимальною є модель, за якої власні коливання мінімальні.

Для будівлі школи, яка розглядалася в рамках даного дослідження оптимальною формою розміщення діафрагм жорсткості є схема, де діафрагми жорсткості віддалені від центру тяжіння на значну відстань. При аналізі розроблених СЕМ залізобетонного каркаса будівлі школи з різною розстановкою діафрагм жорсткості встановлено, що найбільш оптимальною є модель з мінімальними частотами власних коливань (Варіант 2, товщина діафрагм жорсткості – 200 мм).

ВИСНОВОК

В дипломній кваліфікаційній роботі виконано проектування будівлі школи в м. Буча, Київської області. Розроблені рішення генерального плану ділянки забудови, об'ємно-планувальні та конструктивні рішення, включаючи фундаменти проєктованої будівлі школи. Розроблено технологічну карту на влаштування котловану, будівельний генеральний план на основний період будівництва та календарний графік виконання будівельно-монтажних робіт.

У ході виконання роботи було досліджено вплив жорсткості діафрагм на напружено-деформований стан несучих конструкцій будівлі школи. Проведений аналіз показав, що діафрагми жорсткості є одним із ключових елементів забезпечення просторової стійкості та надійності монолітно-каркасних будівель.

На основі модального аналізу та скінченноелементного моделювання встановлено, що кількість, розміщення та геометричні параметри діафрагм суттєво впливають на динамічні характеристики будівлі, зокрема власні частоти, форми коливань, величини горизонтальних переміщень і розподіл внутрішніх зусиль. Рациональне розташування діафрагм дозволяє зменшити крутильні ефекти, підвищити загальну жорсткість конструкції та забезпечити більш рівномірну роботу елементів каркасу.

Дослідження підтвердило, що найбільш ефективним є розміщення діафрагм по периферії будівлі та формування жорстких ядер, що сприяє зменшенню деформацій і підвищенню стійкості до горизонтальних навантажень. Водночас надмірне збільшення жорсткості або нерациональне розташування діафрагм може призводити до небажаного перерозподілу зусиль і появи додаткових напружень у конструкціях.

Запропонована методика варіантного моделювання дозволила визначити оптимальні параметри діафрагм жорсткості з урахуванням вимог міцності, жорсткості, експлуатаційної придатності та економічної доцільності. Встановлено, що досягнення мінімально достатньої жорсткості конструкції забезпечує зниження матеріалоємності без втрати надійності.

Отримані результати мають практичну цінність і можуть бути використані при проєктуванні громадських будівель, зокрема шкіл, із застосуванням сучасних програмних комплексів. Вони сприяють підвищенню ефективності проєктних рішень, зниженню вартості будівництва та забезпеченню відповідності нормативним вимогам.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження та впливи. К.: Мінбуд України. 2006. – 57 с.
2. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. - К.: Мінрегіон України, 2018. – 96 с.
3. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 110 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. К.: Мінбуд України. 2009. – 74 с.
5. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України. 2014. – 199 с.
6. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. – 97 с.
7. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. К.: Мінрегіон України. 2018. – 35 с.
8. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2019. – 177 с.
9. ДБН В.2.2-3:2018. Заклади освіти. К.: Мінрегіон України, 2018. – 57 с.
10. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. К.: Мінрегіон України. 2018. – 64 с.
11. ДБН В.2.2-13-2003. Спортивні та фізкультурно-оздоровчі споруди. К.: Державний комітет України з будівництва та архітектури. 2004. – 100 с.
12. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. К.: Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. – 23 с.
13. ДБН В.1.1-31:2013. Захист територій, будинків і споруд від шуму. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2014. – 48 с.
14. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення. К.: Мінбуд України. 2006. – 76 с.

15. ДБН В.2.6-220:2017. Покриття будівель та споруд. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2017. – 43 с.

16. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2017. – 41 с.

17. ДБН В.1.2-7:2021. Пожежна безпека. К.: Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. – 13 с.

18. ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. – 61 с.

19. ДБН А.2.2-1:2021. Склад та зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС). К.: Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. – 22 с.

20. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. 2012. – 112 с.

21. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. – 118 с.

22. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНББ. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд України. 2006. – 15 с.

23. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. К.: Мінбуд України. 2010. – 127 с.

24. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний. Для залізобетонних конструкцій. К.: Держспоживстандарт України. 2006. – 17 с.

25. ДСТУ Б.Д.2.2-1:2012. Земляні роботи. К.: Мінрегіон України. 2012. – 12 с.

26. ДСТУ Б В.2.6-77:2009. Конструкції будинків та споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови. К.: Мінрегіонбуд України. 2009. – 16 с.

27. ДСТУ Б.В.2.5-38-08. Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 30 с.

28. ДСТУ Б.В.1.1-6-2001. Захист від пожежі. Двері та ворота. Методи випробувань на вогнестійкість. К.: Держбуд України. 2002. – 14 с.

29. ДСТУ-Н Б В.2.2-38:2013. Настанова з улаштування пожежних ліфтів в будинках та спорудах. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2014. – 8 с.

30. ДСТУ 8940:2019. Труби сталеві профільні. Технічні умови. К.: ДП «УкрНДНЦ». 2020. – 22 с.

31. ДСТУ 9191-2022. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. К.: ДП «УкрНДНЦ». 2023. – 60 с.

32. Байков В.Н., Сигалов Э.У. Железобетонные конструкции. Общий курс: учебник для вузов. М.: Стройиздат, 1985. - 727 с.

33. Барашиков А.Я., Колякова В.М. Будівельні конструкції: підручник – К.: Видавничий дім “Слова”, 2011.

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

35. Голышев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие . – К.: Будівельник, 1985. – 416 с.

36. Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Компьютерные модели конструкций. – К.: издательство «Факт», 2005. – 344 с.

37. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона (проблемы, опыт, возможные решения и рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии). . — К.: издательство «Факт», 2004. - 106 с.

38. Городецкий Д.А. Программный комплекс ЛИРА-САПР: учеб. пособие / Д.А. Городецкий [и др.]. – Киев-М., 2013. - 375 с.

39. Егунов В.К. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость / Егунов В.К., Егунов К.В., Лукаш Э.П. – К.: Будивельник. 1982. – 144 с.

40. Ковальчук Я.О. Технологія та організація будівництва: Навчальний посібник для студентів, які навчаються за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія». – Тернопіль: ТНТУ, 2017. – 188 с.

41. Перельмутер А.В., Сливкер В.И., Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – Киев, Изд-во «Сталь», 2002. – 600 с.

42. Ржаницын, А. Р. Составные стержни и пластинки. – М. : Стройиздат, 1986. – 290 с.

43. Сучасні технології в будівництві: Підручник /О.І. Менеїлюк, В.С. Дорофєєв, Л.Е. Лукашенко та інш. / За ред. О.І. Менеїлюка. – К.: Освіта України, 2010. – 550 с.

44. Технологія будівельного виробництва. Підручник/В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2002. – 430с.

45. Технология возведения зданий и сооружений: Учебник / Под ред. В.И. Теличенко и др. – М.: Высш. шк., 2001. – 320 с.

46. Бернс В.А. Модальная идентификация динамических систем на основе монофазных колебаний // Научный вестник НГТУ. – 2010. – № 3 (40). – С. 99–109.

47. Бернс В.А. Построение расчетных моделей динамических систем по результатам испытаний // Известия ТПУ. – 2011. – Т. 318. – № 2. – С. 15–20.

48. Дорофєєв В.С. Вплив вертикальних несучих елементів на період першої форми власних коливань просторових розрахункових схем / Дорофєєв В.С., Єгупов К.В., Мурашко А.В. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА. 2006. - № 26 – С.127-134

49. Сапожников А.И. Влияние диафрагм жесткости на формирование напряженно-деформированного состояния каркасных зданий / А.И. Сапожников, С.М. Григшєв // Изв. вузов. Строительство, 2009. № 11/12 – С.108-113.

50. Смыслов В.И. Некоторые вопросы методики многоточечного возбуждения при экспериментальном исследовании колебаний упругих конструкций // Ученые записки ЦАГИ им. Н.Е. Жуковского. – 1972. – Т. 3. – № 5. – С. 110–118.

51. Шурин, А.Б. Оценка влияния диафрагм различной жесткости на пространственную работу каркаса многоэтажных зданий / А.Б. Шурин, Н.Н. Шалобыта, Е.В. Люкевич // Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций : Сборник научных статей XXI научно-методической конференции ВИТУ. – СПб., 2017. – С. 274–279.

52. Takechi M. Vibrational Characteristics of Building / Takechi M., Nakagawa K. // Pros. SWCEE. Vol/11

ДОДАТКИ

Додаток 1

Таблиця РЗЗ для елементів ферми

№ елем.	№ перерізу	Група РЗЗ	Критерій	Зусилля в елементах ферми			
				N (т)	M _y (т*м)	Q _z (т)	№№ завантаження
104	1	A1	1	27.660	- 0.218	0.367	1 2
104	2	A1	1	27.660	0.332	0.333	1 2
105	1	A1	1	47.741	0.092	0.189	1 2
105	2	A1	1	47.741	0.362	0.155	1 2
106	1	A1	1	62.527	0.174	0.146	1 2
106	2	A1	1	62.527	0.377	0.112	1 2
107	1	A1	1	77.804	0.287	0.052	1 2
107	2	A1	1	77.804	0.342	0.018	1 2
107	2	A1	14	19.404	0.082	- 0.008	1
108	1	A1	1	79.481	0.322	- 0.014	1 2
108	1	A1	13	19.825	0.077	0.009	1
108	2	A1	1	79.481	0.274	- 0.048	1 2
109	1	A1	1	78.125	0.272	0.017	1 2
109	1	A1	13	19.488	0.064	0.017	1
109	2	A1	1	78.125	0.272	- 0.017	1 2
109	2	A1	14	19.488	0.064	- 0.017	1
110	1	A1	1	79.481	0.274	0.048	1 2
110	2	A1	1	79.481	0.322	0.014	1 2
110	2	A1	14	19.825	0.077	- 0.009	1
111	1	A1	1	72.302	0.364	- 0.059	1 2
111	2	A1	1	72.302	0.245	- 0.093	1 2
112	1	A1	1	62.527	0.377	- 0.112	1 2
112	2	A1	1	62.527	0.174	- 0.146	1 2
113	1	A1	1	47.741	0.362	- 0.155	1 2
113	2	A1	1	47.741	0.092	- 0.189	1 2
114	1	A1	1	27.660	0.332	- 0.333	1 2
114	2	A1	1	27.660	- 0.218	- 0.367	1 2
115	1	A1	2	- 14.504	- 0.256	1.526	1 2
115	2	A1	2	- 14.403	- 0.043	- 1.255	1 2
116	1	A1	2	- 38.048	- 0.320	1.872	1 2
116	2	A1	2	- 37.947	0.437	- 0.909	1 2

117	1	A1	2	- 55.490	0.186	1.569	1 2
117	2	A1	2	- 55.389	0.467	- 1.212	1 2
118	1	A1	2	- 67.700	0.300	1.529	1 2
118	2	A1	2	- 67.598	0.518	- 1.252	1 2
119	1	A1	2	- 78.825	0.444	1.431	1 2
119	2	A1	2	- 78.723	0.507	- 1.350	1 2
120	1	A1	2	- 78.938	0.525	1.158	1 2
120	2	A1	2	- 78.837	0.160	- 1.623	1 2
121	1	A1	2	- 78.837	0.160	1.623	1 2
121	2	A1	2	- 78.938	0.525	- 1.158	1 2
122	1	A1	2	- 78.723	0.507	1.350	1 2
122	2	A1	2	- 78.825	0.444	- 1.431	1 2
123	1	A1	2	- 67.598	0.518	1.252	1 2
123	2	A1	2	- 67.700	0.300	- 1.529	1 2
124	1	A1	2	- 55.389	0.467	1.212	1 2
124	2	A1	2	- 55.490	0.186	- 1.569	1 2
125	1	A1	2	- 37.947	0.437	0.909	1 2
125	2	A1	2	- 38.048	- 0.320	- 1.872	1 2
126	1	A1	2	- 14.403	- 0.043	1.255	1 2
126	2	A1	2	- 14.504	- 0.256	- 1.526	1 2
127	1	A1	1	23.006	0.256	- 0.287	1 2
127	2	A1	1	22.988	- 0.118	- 0.302	1 2
128	1	A1	2	- 21.950	0.100	- 0.158	1 2
128	2	A1	2	- 21.930	- 0.118	- 0.173	1 2
129	1	A1	1	16.986	0.159	- 0.202	1 2
129	2	A1	1	16.973	- 0.113	- 0.212	1 2
130	1	A1	2	- 16.787	0.126	- 0.137	1 2
130	2	A1	2	- 16.773	- 0.067	- 0.146	1 2
131	1	A1	1	13.003	0.183	- 0.199	1 2
131	2	A1	1	12.989	- 0.095	- 0.209	1 2
132	1	A1	2	- 12.696	0.093	- 0.070	1 2
132	2	A1	2	- 12.681	- 0.013	- 0.080	1 2
133	1	A1	1	8.885	0.154	- 0.148	1 2
133	2	A1	1	8.871	- 0.061	- 0.157	1 2
134	1	A1	2	- 8.682	0.070	- 0.030	1 2
134	2	A1	2	- 8.667	0.020	- 0.040	1 2
135	1	A1	1	5.184	0.127	- 0.104	1 2
135	2	A1	1	5.169	- 0.032	- 0.114	1 2
136	1	A1	2	- 5.036	0.045	0.006	1 2

136	2	A1	2	- 5.020	0.047	- 0.004	1 2
136	2	A1	14	- 1.226	0.011	- 0.005	1
137	1	A1	1	1.654	0.097	- 0.063	1 2
137	2	A1	1	1.638	- 0.005	- 0.073	1 2
138	1	A1	2	- 1.585	0.015	0.046	1 2
138	2	A1	1	- 1.569	0.079	0.036	1 2
139	1	A1	1	- 1.303	0.061	- 0.025	1 2
139	2	A1	2	- 1.320	0.015	- 0.034	1 2
140	1	A1	1	1.417	0.017	0.030	1 2
140	2	A1	1	1.435	0.057	0.020	1 2
141	1	A1	1	1.435	0.057	- 0.020	1 2
141	2	A1	1	1.417	0.017	- 0.030	1 2
142	1	A1	2	- 1.320	0.015	0.034	1 2
142	2	A1	1	- 1.303	0.061	0.025	1 2
143	1	A1	1	- 1.569	0.079	- 0.036	1 2
143	2	A1	2	- 1.585	0.015	- 0.046	1 2
144	1	A1	1	1.638	- 0.005	0.073	1 2
144	2	A1	1	1.654	0.097	0.063	1 2
145	1	A1	2	- 5.020	0.047	0.004	1 2
145	1	A1	13	- 1.226	0.011	0.005	1
145	2	A1	2	- 5.036	0.045	- 0.006	1 2
146	1	A1	1	5.169	- 0.032	0.114	1 2
146	2	A1	1	5.184	0.127	0.104	1 2
147	1	A1	2	- 8.667	0.020	0.040	1 2
147	2	A1	2	- 8.682	0.070	0.030	1 2
148	1	A1	1	8.871	- 0.061	0.157	1 2
148	2	A1	1	8.885	0.154	0.148	1 2
149	1	A1	2	- 12.681	- 0.013	0.080	1 2
149	2	A1	2	- 12.696	0.093	0.070	1 2
150	1	A1	1	12.989	- 0.095	0.209	1 2
150	2	A1	1	13.003	0.183	0.199	1 2
151	1	A1	2	- 16.773	- 0.067	0.146	1 2
151	2	A1	2	- 16.787	0.126	0.137	1 2
152	1	A1	1	16.973	- 0.113	0.212	1 2
152	2	A1	1	16.986	0.159	0.202	1 2
153	1	A1	2	- 21.930	- 0.118	0.173	1 2
153	2	A1	2	- 21.950	0.100	0.158	1 2
154	1	A1	1	22.988	- 0.118	0.302	1 2
154	2	A1	1	23.006	0.256	0.287	1 2

260	1	A1	2	- 75.184	0.494	1.337	1 2
260	2	A1	2	- 75.285	0.411	- 1.444	1 2
269	1	A1	1	77.804	0.287	0.052	1 2
269	2	A1	1	77.804	0.342	0.018	1 2
269	2	A1	14	19.404	0.082	- 0.008	1
280	1	A1	1	72.302	0.360	0.060	1 2
280	2	A1	1	72.302	0.364	0.059	1 2
283	1	A1	1	72.302	0.245	0.093	1 2
283	2	A1	1	72.302	0.360	0.060	1 2
287	1	A1	2	- 75.285	0.411	1.444	1 2
287	2	A1	2	- 75.184	0.494	- 1.337	1 2