

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних конструкцій

До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
Будівельних конструкцій
_____ Циганенко Л.А.
підпис
« ____ » _____ 2023 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

**На тему: «Аналіз напружено-деформованого стану монолітного перекриття
з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном»**

Виконав (ла)

(підпис)

Ткачевський В.О.

(Прізвище, ініціали)

Група

ПЦБ 2203м

(Науковий) керівник

(підпис)

Циганенко Л.А.

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2023 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівельних конструкцій

Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Ткачевський Вадим Олександрович

Тема роботи: Аналіз напружено-деформованого стану монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном

Затверджено наказом по університету №3301-н від "27" жовтня 2023 р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: "11" грудня 2023 р.

Вихідні дані до роботи:

Виконати аналіз напружено-деформованого стану монолітного

перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з

бетоном. Об'єкт впровадження наукової складової - виставково-

демонстраційний центр в місті Северодонецьк Луганської області.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці).

Опис архітектурно-конструктивного рішення, розрахунок та

проекування об'єкта будівництва для виконання впровадження.

Аналіз існуючих підходів щодо теми дослідження. Розрахунок, конструювання, напружено-деформований стан та армування безбалкових перекриттів з моноліту із попередньо напруженою арматурою, яка не зчіплюється з бетоном

Перелік графічного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)
Фасади. Генеральний план. План першого, другого поверхів. План підвалу. Перерізи будівлі. План покрівлі. План фундаментів. План розташування колон. Схема армування плити перекриття. Календарний план будівництва. Будівельний генеральний план. Аналіз застосування попередньо напруженої канатної арматури. Розрахунок перших втрат натягу арматури. Розрахунок других втрат натягу арматури і напружень бетону при обтисненні.

Керівник :	Циганенко Л.А.
(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Консультант	Луцьковський В.М.
(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Завдання прийняв до виконання:	
Здобувач	Ткачевський В.О.
(підпис)	(Прізвище, ініціали)

Анотація

Ткачевський Вадим Олександрович. Аналіз напружено-деформованого стану монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2023.

Робота складається із змісту, загальної характеристики роботи та її кваліфікаційних ознак, огляд досліджень за обраною темою, розділів основної частини, висновки за результатами МКР.

Сформульовано мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.

Результати досліджень отримані у магістерській роботі полягають у використанні високоміцних канатів без зчеплення з бетоном, типу «моностренд», при проектуванні конструкцій безбалкових перекриттів з монолітного залізобетону. Отримані дані можливо використовувати у покращенні методики розрахунку монолітних перекриттів та поліпшенні їх конструкції з метою використання їх при розрахунку монолітних перекриттів.

Аналіз публікацій та досліджень встановив, що у вітчизняній і зарубіжній літературі основна увага присвячена питанням роботи монолітних безбалкових перекриттів зі звичайним армуванням, розроблено відповідні методи розрахунку. У меншій мірі розглянуті питання роботи монолітних безбалкових перекриттів із застосуванням високоміцної попередньо напруженої арматури зі зчепленням з бетоном. При цьому, практично не висвітлені питання проектування плоских плит безбалкових перекриттів з використанням високоміцної канатної арматури без зчеплення з бетоном.

В основній частині вказані будівельні параметри запроектованої будівлі, описані об'ємно-планувальні рішення проекту, наведено специфікації основних конструктивних елементів будівлі впровадження. Проведено розрахунок перших та других втрат арматури у монолітному перекритті.

Запропоновано методику визначення прирістів в напруженій арматурі з використанням методу граничної рівноваги, по результатам якої можна проводити розрахунки згинальних елементів по міцності в граничному стані.

У **висновках** встановлено, що клас бетону не впливає на величину перших втрат, а їх величина залежить від розмірів чарунку, висоти перерізу плити, а також від кута перегину канатів, який зменшується зі збільшенням діагоналі чарунку. На величину других втрат впливають як розміри чарунку, так і клас бетону і переріз плити. При збільшенні розмірів чарунків і класу бетону втрати зменшуються. За отриманими результатами, можна призначити величину перших і повних втрат у відсотках від вихідного натягу для попередніх розрахунків плит перекриття. Перші втрати можуть бути з достатньою точністю прийняті як 20% від вихідного натягу, а повні втрати 25% від вихідного натягу. Запропоновано методику визначення прирістів в напруженій арматурі з використанням методу граничної рівноваги, по результатам якої можна проводити розрахунки згинальних елементів по міцності в граничному стані.

Ключові слова: канатна арматура, обтиснення, втрати, напруження, перекриття, деформації.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Ткачевський В.О., Циганенко Л.А. Аналіз напружено-деформованого стану монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном / Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023. – С. 133.

В **додатках** наведено; тези конференції, графічні матеріали.

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 88 сторінках, у тому числі 28 таблиць, 46 рисунків. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 3 розділи, висновки і рекомендації за результатами роботи, список з 28 використаних джерел, 2 додатків на 10 сторінках. Графічна частина складається з 6 аркушів креслень та 3 плакатів.

Зміст

Розділ 1 Загальна характеристика роботи	3
Розділ 2 Архітектурно-конструктивне рішення, розрахунок та проектування об'єкта будівництва для виконання впровадження	6
2.1 Загальні відомості	6
2.2 Генеральний план ділянки	6
2.3 Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення	7
2.4 Теплорозрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій	10
2.5 Геологічна будова та гідрогеологічні умови будівельного	16
2.6 Розрахунок глибини промерзання ґрунту	18
2.7 Визначення розрахункового опору ґрунту	21
2.8 Розрахунок фундаментної монолітної плити	23
2.9 Вихідні дані для розрахунку споруди	30
2.10 Збір навантажень та побудова розрахункової схеми споруди	30
2.11 Розрахунок колони з прямокутним перерізом	35
2.12 Розрахунок монолітної з/б плити, що вигинається в двох напрямках	38
2.13 Розрахунок монолітної однопрольотної балки прямокутного перерізу	40
Розділ 3 Розрахунок, конструювання, напружено-деформований стан та армування безбалкових перекриттів з моноліту із попередньо напруженою арматурою, яка не зчіплюється з бетоном	43
3.1 Аналіз існуючих підходів щодо теми дослідження	43
3.2 Постановка задачі	47
3.3 Загальні положення	49
3.4 Натяг арматури, втрати натягу арматури, напруження в бетоні при обтисненні	53
3.5 Розрахунок прирісту зусилля натягу в канатах без зчеплення при деформаціях конструкцій	68
3.6 Визначення зусиль в конструкції. Розрахунок за 2-ою групою граничних станів	75

3.7 Розрахунок попередньо напружених плит перекриття без зчеплення з бетоном по 1-й групі граничних станів	81
Загальні висновки	85
Список використаних джерел	86
Додатки:	
Додаток 1. Матеріали конференції	89
Додаток 2. Графічні матеріали	90

РОЗДІЛ 1

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми та постановка задачі.

У нашій країні на сьогодні видно, що процент обсягів будівництва споруд з монолітного залізобетону збільшується у порівнянні з усіма іншими конструкціями. У розрахункових схемах сучасних будівель присутні великі кроки у сітки колон та великі розміри у плит покриттів та перекриттів і великі розміри у консолей з вильотом. У зв'язку з цим зростає собівартість будівництва з моноліту, що пов'язана із збільшеною витратою матеріалів та трудових витрат.

Одним з раціональних засобів покращення надійності та довговічності, зменшення собівартості та матеріалоемності і збільшення експлуатаційних властивостей перекриттів з монолітного залізобетону є застосування в їх конструкції при виготовленні канатної арматури, що попередньо напружена. Такий метод добре зарекомендував себе при зведенні конструкцій у яких застосовуються прольоти з великими розмірами.

На сьогоднішній день у нашій країні аналіз роботи та дослідження конструкцій в яких використовується попередньо напружена арматура, яка в свою чергу має зчеплення з бетоном досконало вивчені та для таких конструкцій затверджені нормативні документи та відповідні методи розрахунку. Викликає значний інтерес конструкції з попередньо напруженою арматурою, яка не зчіплюється з бетоном, розрахунок та поведінка таких конструкцій ще повністю не вивчена та в нормативних документах враховані не всі нюанси та особливості роботи вказаних конструкцій.

Детальний аналіз наукових джерел продемонстрував, що питання проектування плоских плит перекриттів з використанням високоміцної арматури без зчеплення з бетоном у вітчизняній і зарубіжній літературі практично не висвітлені. Особливо коли у якості напруженої арматури використовуються високоміцні канати без зчеплення з бетоном, типу «моностренд», які отримали в даний час широке поширення.

Відсутність з'єднання арматури та бетону є можливим за рахунок застосування технологічної оболонки в яку розміщується арматура. Основною особливістю, яку необхідно враховувати при проектуванні конструкцій без зчеплення з бетоном є той факт, що передача зусиль попереднього напруження на бетон здійснюється не по всій довжині конструкції, а лише в торцях елемента, в місцях передачі зусилля попереднього напруження. Сприйняття силових факторів відбувається через анкерні пристрої на торцях елементів конструкції.

У процесі розрахунку конструкцій із попередньо напруженим залізобетоном (перший розрахунковий граничний стан) арматурні канати слід враховувати не за розрахунковим опором, а за силовими факторами які виникають у канатів внаслідок попереднього напруження, що є меншими за значенням. По другому розрахунковому стану (перевірка тріщиностійкості) є позитивні моменти викликані попереднім напруженням – зусилля обтиснення і розвантажуючі моменти.

Мета і завдання дослідження.

Викликає значний інтерес конструкції з попередньо напруженою арматурою, яка не зчіплюється з бетоном, розрахунок та поведінка таких конструкцій ще повністю не вивчена та в нормативних документах враховані не всі нюанси та особливості роботи вказаних конструкцій.

Метою роботи є ознайомлення з методикою розрахунку конструкцій з попередньо напруженою арматурою, яка не зчіплюється з бетоном, порівняльний аналіз різноманітних методик розрахунку за нормативними документами у різних країнах, аналіз напружень у канатній арматурі, яка не зчіплюється з бетоном, при граничному стані конструкції.

Виконання вказаної мети супроводжується наступними завданнями:

- розглянути основні аналітичні методи розрахунку міцності монолітних безбалкових перекриттів;
- провести розрахунки втрат попереднього напруження по згідно методик різних нормативних документів;
- виконати порівняльний аналіз результатів розрахунків на прикладі найбільш розповсюджених типів безбалкових перекриттів;

- визначити максимальні прирости в канатній арматурі, розрахованій за допомогою методу граничної рівноваги.

Об'єкт дослідження – перекриття з монолітного бетону з попередньо напруженою арматурою, яка не зчіплюється з бетоном.

Предмет дослідження – розрахунок, конструктивні варіанти, напружено-деформований стан та армування безбалкових перекриттів з моноліту із попередньо напруженою арматурою, яка не зчіплюється з бетоном, при різних конструктивних рішеннях та параметрах перекриття.

Методи дослідження. При проведенні дослідження використані аналітичні та теоретичні методи досліджень, комп'ютерні способи обробки та отримання результатів розрахунків, результати дослідження інших вчених та іноземних нормативних документів.

Технічна новизна одержаних результатів.

В діапазоні досліджуваних параметрів, найбільші втрати досягаються при меншому розмірі чарунків ($L = 6$ м) і меншому класі бетону (C25/30). При збільшенні розмірів чарунків і класу бетону втрати зменшуються. За отриманими результатами, можна призначити величину перших і повних втрат у відсотках від вихідного натягу для попередніх розрахунків плит перекриття. Перші втрати можуть бути з достатньою точністю прийняті як 20% від вихідного натягу, а повні втрати 25% від вихідного натягу.

Практичне значення одержаних результатів.

Результати отримані у магістерській роботі полягають у використанні високоміцних канатів без зчеплення з бетоном, типу «моностренд», при проектуванні конструкцій безбалкових перекриттів з монолітного залізобетону. Отримані дані можливо використовувати у покращенні методики розрахунку монолітних перекриттів та поліпшенні їх конструкції з метою використання їх при розрахунку монолітних перекриттів.

Апробація та публікація результатів магістерської роботи.

Результати роботи опубліковано у збірнику матеріалів Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р., Сумський НАУ) [28].

РОЗДІЛ 2

АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ, РОЗРАХУНОК ТА ПРОЕКТУВАННЯ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА ДЛЯ ВИКОНАННЯ ВПРОВАДЖЕННЯ

2.1 Загальні відомості

Об'єктом для впровадження запропонованих в магістерській роботі інженерно-конструктивних рішень є виставково-демонстраційний центр в місті Северодонецьк Луганської області.

У цій будівлі, що призначена для громадського використання, проводять виставки і покази досягнень мистецтва, а на поверхах зверху є офісні кімнати для службового колективу виставково-демонстраційного центру та для здачі в оренду. Загальна площа споруди 640 м².

Виставкова продукція знаходиться та зберігається у підвальних складських приміщеннях.

Загальне число працівників виставково-демонстраційного центру згідно з ДБН В.2.2-28:2010 визначено у кількості сімдесят вісім чоловік. Для персоналу та користувачів центру виконані приміщення для побуту, санітарні кімнати, рекреаційні холи і вестибюлі.

2.2 Генеральний план ділянки

Будівля, що призначена для громадського використання, розташована у місті Северодонецьк Луганської області в центральній його частині. Ділянка для забудови має форму багатокутника в плані з різними довжинами сторін.

Головні пішохідні і транспортні напрямлення сполучаються з проспектом Хіміків. У будівлі запроектовано два основні виходи зі споруди.

Помірний, вологий клімат обумовлений переносом атлантичних повітряних мас.

Для відпочинку влаштована площадка з відповідними спорудами.

Будівельні і технологічні вимоги, розташування транспортних мереж, інженерних мереж враховані при проектуванні горизонталей у вертикальному плануванні.

Відвод атмосферних опадів не викликає заболочування сусідньої території.

Зовнішній благоустрій передбачає облаштування тротуарів з поєднанням в мережу вулиць і доріг. Також відбувається озеленення території.

Передбачається навколишня металева огорожа та штучне зовнішнє освітлення.

Верхній корисний шар ґрунту завтовшки 0,6 м, у ділянках де будуються споруди та площадка, зрізається та вивозиться.

Влаштовуються підїзди до споруди центру зі сторони проспекту Хіміків.

Таблиця 2.1 Загальні техніко-економічні показники забудови

Параметр	Значення
Площа території в межах благоустрою	4364,1 м ²
Площа забудови	690,3 м ²
Площа покриття проїздів та тротуарів	3426,5 м ²
Площа озеленення	947,4 м ²
Межа щільності забудови	15,83%
Відсоток під озеленення	21,72%

2.3 Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення

Габаритні розміри споруди центру – 33300 мм по осях «1»-«8» і 22100 мм в поперечних осях «А''»-«Г». Висота споруди від поверхні землі – 18920 мм, від нульової позначки – 18000 мм.

За відносну нульову позначку ($\pm 0,000$) зазначено рівень підлоги першого поверху.

Споруда складається з чотирьох поверхів висотою по 3 м та з підвалу висотою 2,6 м.

Для зв'язку між поверхами та евакуації людей влаштовані сходові клітки. У будівлі передбачений ліфт.

В будівлі передбачені вікна для аерації та природної освітленості.

Щитова та приміщення складського призначення розташовані у підвалі.

Індивідуальний тепловий пункт, два виставкових зали, гардероб та санвузли розміщуються на 1-му поверсі. Один зал для виставок, приміщення керівництва центру із приймальним кабінетом, зал для конференцій і санвузли розміщуються на 2-му поверсі. Приміщення адміністрації і персоналу центру, офісні приміщення і санвузли розміщуються на 3-му поверсі. Конференц-зал, літня тераса, офісні приміщення і санвузол розміщуються на 4-му поверсі

Конструктивна схема – каркасна з монолітного залізобетону, у вигляді покриттів і перекриттів з ребрами та колон. Жорсткість у просторі та стійкість споруди забезпечується за рахунок несучої здатності каркасу з моноліту у зв'язку з монолітною плитою фундаменту.

У конструктивній схемі виставкового залу 1-го поверху присутній каркас з несучих металевих елементів колон та ригелів покриття.

Покриття і перекриття – монолітні з ребрами завтовшки 0,2 м, які армовані плоскими зварними сітками. Робоча арматура армування верхнього шару – сталь періодичного профілю діаметром 10 мм класу А400С з кроком 150 мм на 150 мм; нижнього шару – сталь періодичного профілю діаметром 20 мм класу А400С з кроком 200 мм на 200 мм; 25мм – захисний шар.

Горизонтальні балки перекриття і покриття з монолітного залізобетону шириною 400 мм та висотою від 200 мм до 600 мм, в залежності від висоти плити. Армування горизонтальних балок виконано стрижнями з хомутами. Робоча арматура армування – сталь періодичного профілю діаметром 18 мм класу А400С, яка обв'язується хомутами діаметром 6 мм класу А240 з кроком 100 мм на 300 мм, 30 мм – захисний шар.

Колони виконуються з монолітного залізобетону, у якого переріз 400 мм на 400 мм, у якості армування у колонах прийнята арматура класу А400С діаметрами 20 мм, яка обв'язується хомутами діаметром 8 мм класу А240 з кроком 100 мм на 300 мм, 30 мм – захисний шар.

Фундаменти виконуються з моноліту, фундаментна плита має товщину 0,7 м. Робоча арматура армування верхнього шару – сталь періодичного профілю діаметром 28 мм класу А400С з кроком 200 мм на 300 мм, з додаванням додаткових сіток у зонах встановлення колон діаметром 22 мм класу А400С з кроком 200 мм на 200 мм; нижнього шару – сталь періодичного профілю діаметром 20 мм класу А400С з кроком 200 мм на 200 мм з додаванням додаткових стрижнів діаметром 12 мм клас А400С крок 200 мм на 200 мм; 25мм – захисний шар.

Підколонники стовпчастих фундаментів армуються стрижнями сталевими періодичного профілю діаметром 18 мм класу А400С, які обв'язуються хомутами діаметром 8 мм класу А240. Підшва стовпчастого фундаменту армується плоскими зварними сітками із діаметром 14 мм класу А400С з кроком 200 мм на 200 мм

При виконанні робіт по внутрішньому оздобленню використані вироби та будівельні матеріали, які пройшли сертифікацію в межах України та можуть використовуватися на основі рішень відповідних органів.

Таблиця 2.2 Техніко-економічні показники будівлі виставково-демонстраційного центру в місті Северодонецьк по проспекту Хіміків

Параметр	Значення
Кількість поверхів	4 та підвал
Ступінь вогнестійкості	II
Площа земельної ділянки	103761,9 м ²
Площа забудови	690,3 м ²
Загальна площа	2633,4 м ²
Корисна площа	2412,3 м ²
Розрахункова площа	2142,24 м ²
Загальна площа приміщень	2579,02 м ²
Будівельний об'єм	13163,07 м ³
- надземної частини (вище позначки ±0,000)	10781,71 м ³
- підземної частини (нижче позначки ±0,000)	2381,36 м ³

2.4 Теплорозрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій

Теплостійкість зовнішніх огорожувальних конструкцій в літній період року.

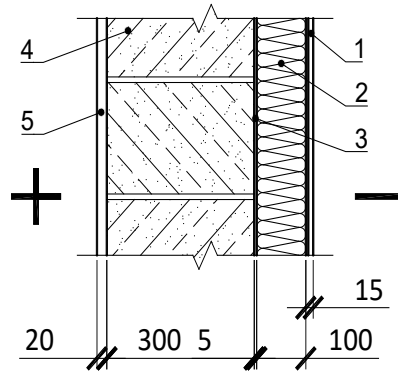


Рис. 2.1. Конструктивна схема зовнішньої непрозорої огорожувальної конструкції.

Таблиця 2.3 Теплотехнічні характеристики прийнятих шарів:

№ шару	Найменування матеріалу	ρ_0 , кг/м ³	δ , м	λ , Вт/(м·°К)	S , Вт/(м ² ·К)	R , м ² ·°К/Вт	D
1	Розчин складний	1700	0,015	0,870	9,76	0,017	0,166
2	Плити мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому	175	0,100	0,072	0,98	1,389	1,361
3	Розчин складний	1700	0,005	0,870	9,76	0,006	0,059
4	Блоки ніздрюватого бетону	500	0,300	0,160	2,48	1,875	4,650
5	Розчин цементно-вапняний	1700	0,020	0,870	9,76	0,023	0,224

Розрахункова амплітуда коливань температури внутрішньої поверхні знаходиться за формулою:

$$A_{\tau_e} = \frac{A_{t_3, \text{роз}}}{\nu} \quad (2.1)$$

$$A_{t_3, \text{роз}} = 0,5 A_{t_p} + \frac{\chi(I_{\text{max}} - I_{\text{cp}})}{\alpha_{\text{зн}}} \quad (2.2)$$

$$\alpha_{zn} = 1,16 \cdot (5 + 10\sqrt{v}) \quad (2.3)$$

Виходячи з вище наведених формул маємо:

$$A_{t_3, \text{роз}} = 0,5 A_{t_p} + \frac{\chi(I_{\max} - I_{cp})}{1,16 \cdot (5 + 10\sqrt{v})} = 0,5 \cdot 11,0 + \frac{0,3 \cdot (510 - 115)}{1,16 \cdot (5 + 10\sqrt{1})} = 37,45^\circ\text{C}.$$

Величина затухання розрахункової амплітуди коливання температури зовнішнього повітря (v) в приведеній конструкції, яка має багато шарів, необхідно знаходити за формулою:

$$v = 0,9e^{\frac{D}{\sqrt{2}}} \cdot \frac{(S_1 + \alpha_6) \cdot (S_2 + Y_1) \cdot (S_3 + Y_2) \cdot (S_4 + Y_3) \cdot (S_5 + Y_4) \cdot (\alpha_{zn} + Y_5)}{(S_1 + Y_1) \cdot (S_2 + Y_2) \cdot (S_3 + Y_3) \cdot (S_4 + Y_4) \cdot (S_5 + Y_5) \cdot \alpha_{zn}} \quad (2.4)$$

$D = R \cdot S$ – теплова інерція огорожувальних конструкцій, яка знаходиться як підсумок з даних останніх граф, що наведені в таблиці 2.1, тобто:

$$D = 0,166 + 1,361 + 0,059 + 4,650 + 0,224 = 6,46$$

Невідомими в даній формулі є коефіцієнти тепло засвоєння зовнішніх поверхонь Y , Вт/(м²·°К), шарів огорожувальної конструкції. Їх величини знаходять за приведеними нижче формулами з урахуванням теплової інерції окремого шару.

Підставивши відповідні значення коефіцієнтів теплосасвоєння підраховуємо величину затухання:

$$v = 0,9 \cdot 2,718^{\frac{6,46}{\sqrt{2}}} \cdot \frac{(9,76 + 8,7) \cdot (0,98 + 8,989) \cdot (9,76 + 0,98) \cdot (2,48 + 1,543) \cdot (9,76 + 2,48) \cdot (17,4 + 3,001)}{(9,76 + 8,989) \cdot (0,98 + 0,98) \cdot (9,76 + 1,543) \cdot (2,48 + 2,48) \cdot (9,76 + 3,001) \cdot 17,4} =$$

$$= 8,416 \cdot \frac{1985502,692}{457449,905} \approx 36,529.$$

Підставивши значення величини затухання та розрахункової амплітуди коливань температури зовнішнього повітря маємо:

$$A_{t_6} = \frac{37,45}{36,529} \approx 1,0252^\circ\text{C} < 2,5.$$

Виходячи з виконання умов теплостійкості в літній період приймаємо висновок, що дана конструкція зовнішнього огороження має необхідну теплостійкість за літніх умов.

Теплостійкість приміщень в зимовий період року.

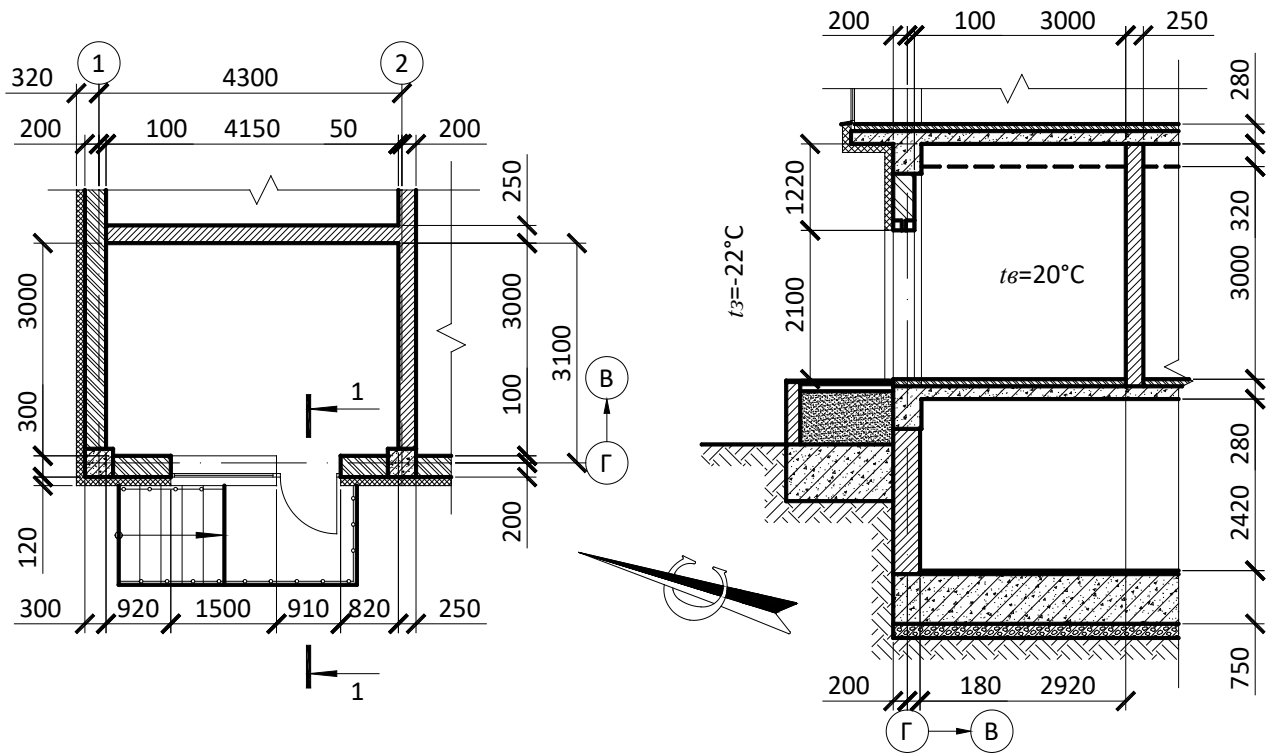


Рис. 2.2. Фрагмент плану першого поверху та переріз.

Для розрахунку прийнято приміщення першого поверху в осях 1-2 Г-В та зорієнтоване на північний захід та північний схід зовнішніми огорожувальними конструкціями.

Критерієм теплостійкості температури приміщень в зимовий період є амплітуда коливань температури приміщення $A_{tв}$, °С, яка розраховується у відповідності до додатку Р ДБН В.2.6-31:2006 за формулою:

$$A_{tв} = \frac{0,7 \cdot q_{\text{бод}} \cdot m}{\sum_{j=1}^K B_j \cdot F_j} \quad (2.5)$$

$$q_{\text{бод}} = \sum \frac{1}{R_{\Sigma i}} \cdot (t_B - t_3) \cdot F_{\text{зни}} \cdot (1 + \sum \beta) \quad (2.6)$$

$$B_j = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_B} + \frac{1}{Y_B}} \quad (2.7)$$

Таблиця 2.4 Теплотехнічні характеристики прийнятих шарів

Конст-рукція	Найменування матеріалу	δ , м	λ , Вт/(м·°К)	S , Вт/(м²·К)	R , м²·°К/Вт	D	R_{Σ} , м²·°К/Вт
Зовнішня стіна	Розчин складний	0,015	0,870	9,76	0,017	0,166	3,469
	Плити мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому	0,100	0,072	0,98	1,389	1,361	
	Розчин складний	0,005	0,870	9,76	0,006	0,059	
	Блоки ніздрюватого бетону	0,300	0,160	2,48	1,875	4,650	
	Розчин цементно-вапняний	0,020	0,870	9,76	0,023	0,224	
Внутрішні стіни	Розчин цементно-вапняний	0,020	0,870	9,76	0,023	0,224	0,355
	Мурування із цегли глиняної повнотілої на цементно-піщаному розчині	0,250	0,810	10,12	0,309	3,127	
	Розчин цементно-вапняний	0,020	0,870	9,76	0,023	0,224	
Підлога	Керамічна плитка	0,010	1,100	12,55	0,009	0,113	0,763
	Розчин складний	0,005	0,870	9,76	0,006	0,059	
	Розчин складний	0,005	0,870	9,76	0,006	0,059	
	Цементно-піщаний розчин	0,030	0,810	10,42	0,037	0,386	
	Плити мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому	0,050	0,081	0,98	0,617	0,605	
	Залізобетонна панель перекриття	0,180	2,040	18,95	0,088	1,668	
Вікна	Металопластикове, скління склопакетом з м'яким енергозберігаючим покриттям	-	-	-	0,79	-	0,79

Значення площ зовнішніх поверхонь за результатами конструкторських рішень є такі:

- стіна зовнішня без вікон: $F_{cm} = 3,3 \cdot 3,32 = 10,96 \text{ м}^2$;
- стіна зовнішня вікнами: $F_{cm} = 4,82 \cdot 3,32 = 16,00 \text{ м}^2$;
- віконного блоку з дверима: $F_{вік} = (2,1 \cdot 0,91) + (1,5 \cdot 1,2) = 3,71 \text{ м}^2$;
- підлоги: $F_{підл} = 4,15 \cdot 3,00 = 12,45 \text{ м}^2$.

Площа внутрішньої поверхні зовнішніх стін становить:

$$F_{cm} = (4,15 + 3,00) \cdot 3,32 - 3,71 = 20,02 \text{ м}^2.$$

Коефіцієнти теплотозасвоєння внутрішньої поверхні, оскільки:

$$D_1 + D_2 = 0,166 + 1,361 = 1,527 > 1, \text{ то:}$$

$$Y_B = Y_1 = \frac{R_1 \cdot S_1^2 + S_2}{1 + R_1 \cdot S_2} = \frac{0,017 \cdot 9,76^2 + 0,98}{1 + 0,017 \cdot 0,98} = \frac{2,599}{1,017} = 2,556 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°К}).$$

Коефіцієнти тепло поглинання внутрішньої поверхні:

$$B_j = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_B} + \frac{1}{Y_B}} = \frac{1}{\frac{1}{8,7} + \frac{1}{2,556}} = 1,976 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°К}).$$

Для віконного блоку:

$$B_j = \frac{1}{(3,71 \cdot R_x)} = \frac{1}{2,931} \approx 0,34 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°К}).$$

Площа поверхні внутрішніх стін: $F_{вс} = (4,15 + 3,0) \cdot 3,32 = 23,74 \text{ м}^2$. Спочатку знаходиться коефіцієнт теплотозасвоєння Y_2 , на поверхні цегляного мурування.

$$Y_2 = \frac{R_2 \cdot S_2^2 + S_0}{1 + R_2 \cdot S_0} = \frac{1,389 \cdot 0,98^2}{1 + 1,389 \cdot 0,98} = 1,334 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°К}).$$

Коефіцієнт теплотозасвоєння внутрішньої поверхні розраховується за схемою, що наведена на Рис. 2.3.

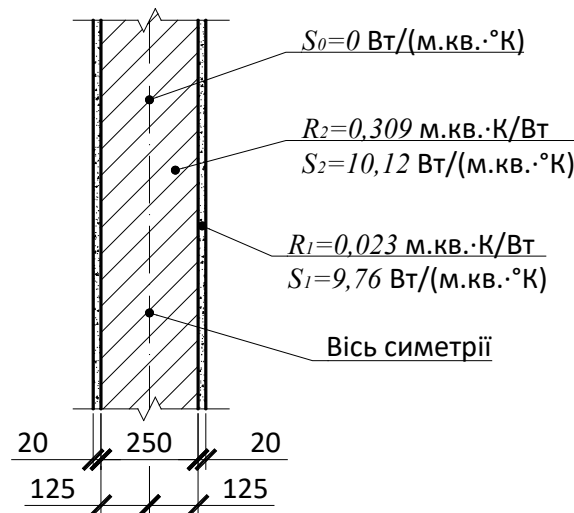


Рис. 2.3. Схема визначення коефіцієнта теплотозасвоєння внутрішньої стіни.

$$Y_B = Y_1 = \frac{R_1 \cdot S_1^2 + Y_2}{1 + R_1 \cdot Y_2} = \frac{0,023 \cdot 9,76^2 + 1,334}{1 + 0,023 \cdot 1,334} = \frac{3,525}{1,031} \approx 3,419 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°К}).$$

Коефіцієнт тепло поглинання внутрішньої поверхні буде:

$$B_j = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_B} + \frac{1}{Y_B}} = \frac{1}{\frac{1}{8,7} + \frac{1}{3,419}} = 2,457 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°К}).$$

Площа внутрішньої поверхні підлоги становить:

$$F_{\text{підл}} = 4,15 \cdot 3,00 = 12,45 \text{ м}^2.$$

Коефіцієнт теплозасвоєння внутрішньої площини підлоги

$$D_1 + D_2 = 0,113 + 0,059 = 0,172 < 1, \text{ то:}$$

$$Y_B = S_1 = 12,55 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°К}).$$

Коефіцієнт тепло поглинання внутрішньої поверхні буде:

$$B_j = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_B} + \frac{1}{Y_B}} = \frac{1}{\frac{1}{8,7} + \frac{1}{12,55}} = 5,128 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°К}).$$

Подальший розрахунок зведено до Таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 Розрахунок тепловтрат та теплозасвоєння огорожувальних конструкцій

Огороджувальна конструкція		Тепловтрати					Теплозасвоєння			
		$F_{\text{зни}}$	$R_{\Sigma i}$	$t_{\theta} - t_3$	$l + \Sigma \cdot \beta$	$q_{\text{бюд}}$	$F_{\text{өj}}$	$Y_{\text{өj}}$	B_j	$B_j \cdot F_j$
Зовнішня стіна	ПнСх	10,96	3,469	42	1,1	133,80	20,02	2,556	1,976	39,560
	ПнЗх	16,00	3,469	42	1,1	194,82				
Вікно та двері		3,71	0,79	42	1,1	198,34	3,71	-	0,34	1,216
Внутрішні стіни		23,74	0,355	-	-	-	23,74	3,419	2,457	58,329
Підлога		12,45	0,763	42	1	686,32	12,45	12,55	5,128	63,844
Всього:						1213,28	Всього:			162,949

Остаточна амплітуда коливань температури внутрішнього повітря становить:

$$A_{t_{\theta}} = \frac{0,7 \cdot q_{\text{бюд}} \cdot m}{\sum_{j=1}^K B_j \cdot F_j} = \frac{0,7 \cdot 1213,28 \cdot 0,1}{162,949} = 0,521 < 1,5.$$

Виходячи з виконання умов теплостійкості приміщення в зимовий період року температури приміщень за наявності централізованого опалення приймаємо висновок, що дане приміщення необхідною теплостійкістю.

2.5 Геологічна будова та гідрогеологічні умови будівельного майданчика

Місто лежить між річками Сіверським Донцем і Боровою та входить до складу Лисичансько-Северодонецької рівнини. Абсолютні позначки поверхні землі на цій місцевості складають від 131,5 м до 132,2 м. Рельєф рівнини відносно рівний та містить насипні ґрунти.

Тектонічний район – північна частина Дніпровсько-Донецької западини з потужним шаром осадових порід.

Результати інженерно-геологічних вишукувань ділянки приведено на рисунку 2.4

В таблиці 2.6 Фізико-механічні характеристики властивостей ґрунтів наведені

Глибина залягання ґрунтових вод має нищу позначку ніж забої свердловин. Ґрунти на ділянці цілорічно відчувають вплив атмосферних опадів та талих вод. Створена система відводу стічних та талих вод і влаштована гідравлічна ізоляція водо несучих комунікацій

Таблиця 2.6 Розрахункові і нормативні показники властивостей ґрунтів

Індекс генезису та вік	ІГЕ	Номенклатурне найменування ґрунту	Нормативні значення											Розрахункові значення								
			Долі одиниці					г/см ³			МПа	Град	МПа	г/см ³		МПа		МПа	Кпа	%		
			W	I _p	I _L	e	S _r	ρ	ρ _s	ρ _d	E	φ	c	ρ _I	ρ _{II}	c _I	c _{II}	φ _I	φ _{II}	Кф	q	
IV	1	Насипний ґрунт																			5Г	
eV	2	ґрунтово-рослинний шар																			9А	
vd III pc	3	Лесовидний супісок сірий, непросідний	0,13	0,03	2,28	0,644	0,52	2,01	2,67	1,63	16,0	15	12,00	1,78 1,96	1,80 2,00	8	12	13	15		365	
vd II pc	4	Пісок мілкий, жовто-сірий, маловологий, середньощільний	0,10			0,636	0,46	1,79	2,65	1,62	28,0	32	2,00	1,77 - 1,99	1,77 - 2,00	1	2	28	32		29А	
vd III bg	5	Лесовидний супісок, глиняво-сірий, просідний, пористий	0,23	0,07	2,36	1,022	0,62	1,84	2,69	1,33	3,0	17	4,00	1,62 1,83	1,63 1,83	-	2	15	16	250	1,2	365
e III pl	6	Лесовидний супісок, темно-коричневий, гумусований, макропористий	0,22	0,07	1,89	0,945	0,64	1,72 1,90	2,73	1,41	4,6 3,0	15	6,00	1,69 1,88	1,70 1,88	5	8	12	14	215	1,1	365
vd II ts	7	Лесовидний супісок, жовто-бурий, з включенням вугілля, непросідний	0,19	0,06	2,00	0,820	0,64	1,78 1,94	2,68	1,48	4,5	17	3,00	1,73 1,91	1,75 1,92	2	3	14	17		365	
g II dn	8	Супісок моренний, жовто-бурий, з включенням гравію та дресви до 10%	0,15	0,06	1,64	0,668	0,59	1,84 2,01	2,68	1,61	16,0	24	13,00	1,80 1,99	1,82 2,00	8	13	20	24		365	

УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ:

Інженерно-геологічні:

- IV Насипний ґрунт
- eIV Грунтово-ростлинний шар
- vd III рс Лесовидний супісок нерозподілений
- vd III рс Плоскі муляки
- vd III рс Лесовидний супісок, провідний при додаткових навантаженнях
- e III рс Лесовидний супісок гумусований, провідний при додаткових навантаженнях
- vd II Іс Лесовидний супісок нерозподілений
- g II дп Супісок моренний

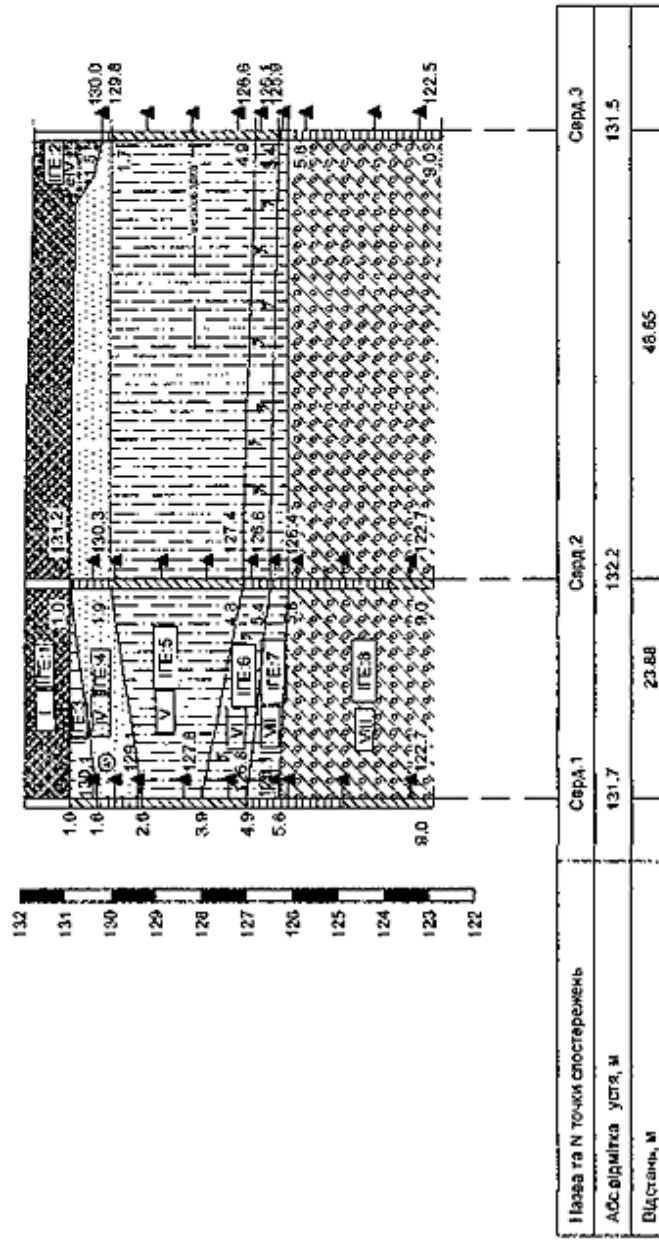
Стратиграфічні:

- IV Сучасні техногенні відклади
- eIV Сучасні еоловілі відклади
- vd II рс Верхньочетвертинні еолово-делювіальні відклади причорноморського герцізону
- vd III бг Верхньочетвертинні еолово-делювіальні відклади бур'яного герцізону
- e III пл Вихньо-четвертинні еоловілі відклади пригульського герцізону
- vd II Іс Середньочетвертинні еолово-делювіальні відклади трасинського герцізону
- g II дп Середньочетвертинні моренні відклади дніпровського вісу

Інженерно-геологічний розріз І-Г

Г 1:500

Масштаб: 1:100



Консистенція: Вологість:

■ місце відбору проби ґрунту з неповищеною структурою

▲ місце відбору проби ґрунту з порушеною структурою

--- "вирізювація"

1.0 130.1 Глибина підпілля нафтовим ґрунтом

II абсолютна висота

9.0 122.7 Глибина забігу свердловини та її абсолютна підлога

Супісок

Тверда

Пластична

Глина

Маловолога

Рис. 2.4. Інженерно-геологічний розріз

2.6. Розрахунок глибини промерзання ґрунту

Даний розрахунок виконаний в програмному комплексі «NormCAD».

Вихідні дані:

- Розрахункова середньодобова температура повітря в приміщеннях, що межують із зовнішнім фундаментом, $t_i = 21^\circ\text{C}$;
- Довжина від зовнішньої площини стіни до краю фундаменту, $a_f = 0,3$ м;
- Сума абсолютних значень середньомісячних негативних температур, $M_t = 32,9^\circ\text{C}$;
- Кількість шарів ґрунту, $n_s = 6$;
- Максимальна товщина шару (не більше 0,4 ширини фундаменту), $h_{max} = 4$ м;

Параметри шару 1:

- Товщина шару, $h_1 = 0,7$ м;
- Питома вага шару, $g_1 = 19,718$ кН/м³;
- Питома вага частинок ґрунту, $g_{s1} = 26,193$ кН/м³;
- Коефіцієнт пористості, $e_1 = 0,644$;
- Модуль пружності, $E_1 = 16000$ кПа;
- Питоме зчеплення, $c_{I1} = 8000$ кПа;
- Питоме зчеплення, $c_{II1} = 12000$ кПа;
- Кут внутрішнього тертя, $\varphi_{I1} = 13$ град;
- Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II1} = 15$ град.

Параметри шару 2:

- Товщина шару, $h_2 = 0,6$ м;
- Питома вага шару, $g_2 = 17,56$ кН/м³;
- Питома вага частинок ґрунту, $g_{s2} = 25,997$ кН/м³;
- Коефіцієнт пористості, $e_2 = 0,636$;
- Модуль пружності, $E_2 = 28000$ кПа;
- Питоме зчеплення, $c_{I2} = 1000$ кПа;
- Питоме зчеплення, $c_{II2} = 2000$ кПа;
- Кут внутрішнього тертя, $\varphi_{I2} = 28$ град;
- Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II2} = 32$ град.

Параметри шару 3:

- Товщина шару, $h_3 = 2,6$ м;
- Питома вага шару, $g_3 = 18,05$ кН/м³;
- Питома вага частинок ґрунту, $g_{s3} = 26,389$ кН/м³;
- Коефіцієнт пористості, $e_3 = 1,022$;
- Модуль пружності, $E_3 = 3000$ кПа;
- Питоме зчеплення, $c_{I3} = 1000$ кПа;
- Питоме зчеплення, $c_{II3} = 2000$ кПа;
- Кут внутрішнього тертя, $\varphi_{I3} = 15$ град;
- Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II3} = 16$ град.

Параметри шару 4:

- Товщина шару, $h_4 = 0,7$ м;
- Питома вага шару, $g_4 = 18,639$ кН/м³;
- Питома вага частинок ґрунту, $g_{s4} = 26,781$ кН/м³;
- Коефіцієнт пористості, $e_4 = 0,945$;
- Модуль пружності, $E_4 = 3000$ кПа;
- Питоме зчеплення, $c_{I4} = 5000$ кПа;
- Питоме зчеплення, $c_{II4} = 8000$ кПа;
- Кут внутрішнього тертя, $\varphi_{I4} = 12$ град;
- Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II4} = 14$ град.

Параметри шару 5:

- Товщина шару, $h_5 = 0,9$ м;
- Питома вага шару, $g_5 = 19,032$ кН/м³;
- Питома вага частинок ґрунту, $g_{s5} = 26,291$ кН/м³;
- Коефіцієнт пористості, $e_5 = 0,82$;
- Модуль пружності, $E_5 = 4500$ кПа;
- Питоме зчеплення, $c_{I5} = 2000$ кПа;
- Питоме зчеплення, $c_{II5} = 3000$ кПа;
- Кут внутрішнього тертя, $\varphi_{I5} = 14$ град;
- Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II5} = 17$ град.

Параметри шару 6:

- Товщина шару, $h_6 = 4$ м;
- Питома вага шару, $g_6 = 19,718$ кН/м³;
- Питома вага частинок ґрунту, $g_{s6} = 26,291$ кН/м³;
- Коефіцієнт пористості, $e_6 = 0,668$;
- Модуль пружності, $E_6 = 16000$ кПа;
- Питома зчеплення, $c_{I6} = 8000$ кПа;
- Питома зчеплення, $c_{II6} = 13000$ кПа;
- Кут внутрішнього тертя, $\varphi_{I6} = 20$ град;
- Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II6} = 24$ град.

1) Визначення нормативної глибини промерзання:

Ґрунт шару 1 – лесовидний супісок, сірий непросідний. $d_{01} = 0,28$ м.

Ґрунт шару 2 – пісок мілкий, жовто-сірий пилюватий мало вологий середньо-щільний. $d_{02} = 0,28$ м.

Ґрунт шару 3 – лесовидний супісок, оливково-сірий, просідний, пористий. $d_{03} = 0,28$ м.

Ґрунт шару 4 – лесовидний супісок, темно-коричневий, гумусова ний, макропористий. $d_{04} = 0,28$ м.

Ґрунт шару 5 – лесовидний супісок, жовто-бурий з включенням карбонатів, непросідний. $d_{05} = 0,28$ м.

Ґрунт шару 6 – супісок морений, жовто-бурий з включенням гравію та деревини до 10%. $d_{06} = 0,28$ м.

Величина d_0 для ґрунтів з неоднорідним складом визначається як середньовизначене в границях глибини промерзання.

Приймаємо глибину промерзання для визначення середньовизначеного значення в межах глибини промерзання:

$$d_{fn1} = \min(2,5; 0,23\sqrt{M_t}) = \min(2,5; 0,23 \cdot \sqrt{32,9}) = 1,31925 \text{ м.}$$

$$d_0 = \frac{(0,28 \cdot 0,7 + 0,28 \cdot 0,6 + 0,28 \cdot 0,01925)}{1,31925} = \frac{0,36939}{1,31925} = 0,28 \text{ м.}$$

Нормативна глибина промерзання становитиме:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,28 \cdot \sqrt{32,9} = 1,60604 \text{ м}$$

Так як $d_{fn} = 1,60604 \text{ м} > d_{fn1} = 1,31925 \text{ м}$, то:

$$d_0 = \frac{(0,28 \cdot 0,7 + 0,28 \cdot 0,6 + 0,28 \cdot 0,30604)}{1,60604} = \frac{0,44969}{1,60604} = 0,28 \text{ м.}$$

Нормативна глибина промерзання становитиме:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,28 \cdot \sqrt{32,9} = 1,60604 \text{ м.}$$

При $d_{fn} > 2,5 \text{ м}$ глибина промерзання повинна визначатися теплотехнічним розрахунком за ДБН В.2.1-10-2009.

$d_{fn} < 2,5 \text{ м}$ (64,2416% - від граничного значення) то умова вважається виконаною.

2) *Визначення розрахункової глибини промерзання:*

Так як $a_f < 0,5 \text{ м}$, коефіцієнт, що враховує вплив температурного режиму споруди приймається за таблицею 12.1, $k_h = 0,7$, то розрахункова глибина промерзання становитиме:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,7 \cdot 1,60604 = 1,12423 \text{ м}$$

2.7. Визначення розрахункового опору ґрунту

Даний розрахунок виконаний в програмному комплексі «NormCAD».

Вихідні дані: сусідні будівлі не враховуються; кількість ділянок фундаменту $n_{\phi} = 1$; номер ділянки, в якій визначається прогин $m = 1$; рівень підземних вод $d_w = 10 \text{ м}$; рівень водопору $d_c = 4,2 \text{ м}$; сума значень середньомісячних негативних температур $M_t = 32,9 \text{ С}$.

Геометричні характеристики: тип фундаменту – суцільна монолітна плита; ширина фундаменту $B = 19,3 \text{ м}$; довжина фундаменту $L = 33,7 \text{ м}$; фундамент по щелепневій підготовці.

Характеристики ґрунтів наведені в пункті 3.2.

1) *Визначення розрахункового опору ґрунту.*

При наявності бетонної або щелепневої підготовки розрахункова ширина подошви фундаменту не збільшується.

Оскільки: $b < 10$ м, то: $k_z = 1$.

2) Визначення розрахункової глибини закладення фундаменту.

Споруда має підвал. Розрахункова глибина закладення фундаменту d_f рівна 2,73 м: $d_b = 2,73$ м.

Усереднена питома вага ґрунту вище подошви фундаменту:

$$g'_{II} = (19,718 \cdot 0,7 + 17,56 \cdot 0,6 + 18,05 \cdot 2,6 + ((26,781 - 10) / (1 + 0,945)) \cdot 0,3 + 18,639 \cdot 0,4 + 19,032 \cdot 0,9 + 19,718 \cdot 0,5) / 6 = 108,30033 / 6 = 18,05005 \text{ кН/м}^3.$$

3) Визначення товщини ґрунту нижче подошви фундаменту, що враховується в розрахунку.

Оскільки $b < 10$ м, то: товщина ґрунту, що враховується в розрахунку під подошвою фундаменту становитиме:

$$Z_{max} = b/2 = 0,4/2 = 0,2 \text{ м.}$$

Розрахункові характеристики ґрунтів:

- $g_{II} = 19,718$ кН/м³;

- $c_{II} = 13000$ кПа;

- $\varphi_{II} = 24$ град.

4) Визначення номеру шару під подошвою фундаменту. На відмітці від рівня планування $Z = d_f = 3$ м номер слоя $k = 3$.

Ґрунт шару 3 – лесовидний супісок, оливково-сірий, просідний, пористий. Показник текучості $I_L = I_{L3} = 0,13/1,89$.

Конструктивна схема споруди - жорстка.

Коефіцієнт умови роботи обирається в залежності від I_L , $g_{c1} = 1,1$; $g_{c2} = 1$.

5) Продовження розрахунку по п. 5.6.7. Коефіцієнт: $k = 1$. По табл. 5.5: $M_g = 0,72$; $M_q = 3,87$; $M_c = 6,45$.

Розрахунковий опір ґрунту становитиме:

$$R = (1,1 \cdot 1/1) \cdot (0,72 \cdot 1 \cdot 0,4 \cdot 19,718 + 3,87 \cdot 6 \cdot 18,05005 + (3,87 - 1) \cdot 0 \cdot 18,05005 + 6,45 \cdot 13000) = 92702,28115 \text{ кПа.}$$

2.8 Розрахунок фундаментної монолітної плити

Розрахунки фундаментної плити виконувалися в ПК «SCAD Office 21.1».

Основні геометричні характеристики та показники:

- довжина плити – $l_x = 33,7$ м;
- ширина плити – $l_y = 19,3$ м;
- товщина плити – $h = 70$ см;
- вирізи в плиті: – $x = 7,6$ м; $y = 13,0$ м; $l_x = 18,5$ м; $l_y = 6,3$ м;

Таблиця 2.7 Основні характеристики ґрунтів

Шар ґрунту, ГЕ	Потужність шару, м	Модуль деформації, E , МПа	Кут внутрішнього тертя, φ , град.	Питоме зчеплення, c , МПа
1	2,27	4,60	17	4,0
2	0,60	4,60	15	8,0
3	0,40	4,50	17	3,0
4	4,00	16,00	21	13,0

Таблиця 2.8 Навантаження на фундаменти

№ ділянки	Комбінація навантаж.	Вид навантаження	Координати центру		l_x , см	l_y , см	P , кН
			X , м	Y , м			
1	1	постійне	0,20	0,20	40,0	40,0	774,6
2	1	постійне	7,40	0,20	40,0	40,0	1215,0
3	1	постійне	13,70	0,20	40,0	40,0	1215,0
4	1	постійне	20,00	0,20	40,0	40,0	1215,0
5	1	постійне	26,30	0,20	40,0	40,0	1215,0
6	1	постійне	33,50	0,20	40,0	40,0	774,6
7	1	постійне	0,20	6,50	40,0	40,0	1215,0
8	1	постійне	7,40	6,50	40,0	40,0	2145,1
9	1	постійне	13,70	6,50	40,0	40,0	2145,1
10	1	постійне	20,00	6,50	40,0	40,0	2145,1
11	1	постійне	26,30	6,50	40,0	40,0	2145,1
12	1	постійне	33,50	6,50	40,0	40,0	1215,0
13	1	постійне	0,20	12,80	40,0	40,0	1215,0
14	1	постійне	7,40	12,80	40,0	40,0	1860,8
15	1	постійне	13,70	12,80	40,0	40,0	1215,0
16	1	постійне	20,00	12,80	40,0	40,0	1215,0
17	1	постійне	26,30	12,80	40,0	40,0	1860,8
18	1	постійне	33,50	12,80	40,0	40,0	1215,0
19	1	постійне	0,20	19,10	40,0	40,0	774,6
20	1	постійне	7,40	19,10	40,0	40,0	774,6
21	1	постійне	26,30	19,10	40,0	40,0	774,6
22	1	постійне	33,50	19,10	40,0	40,0	774,6

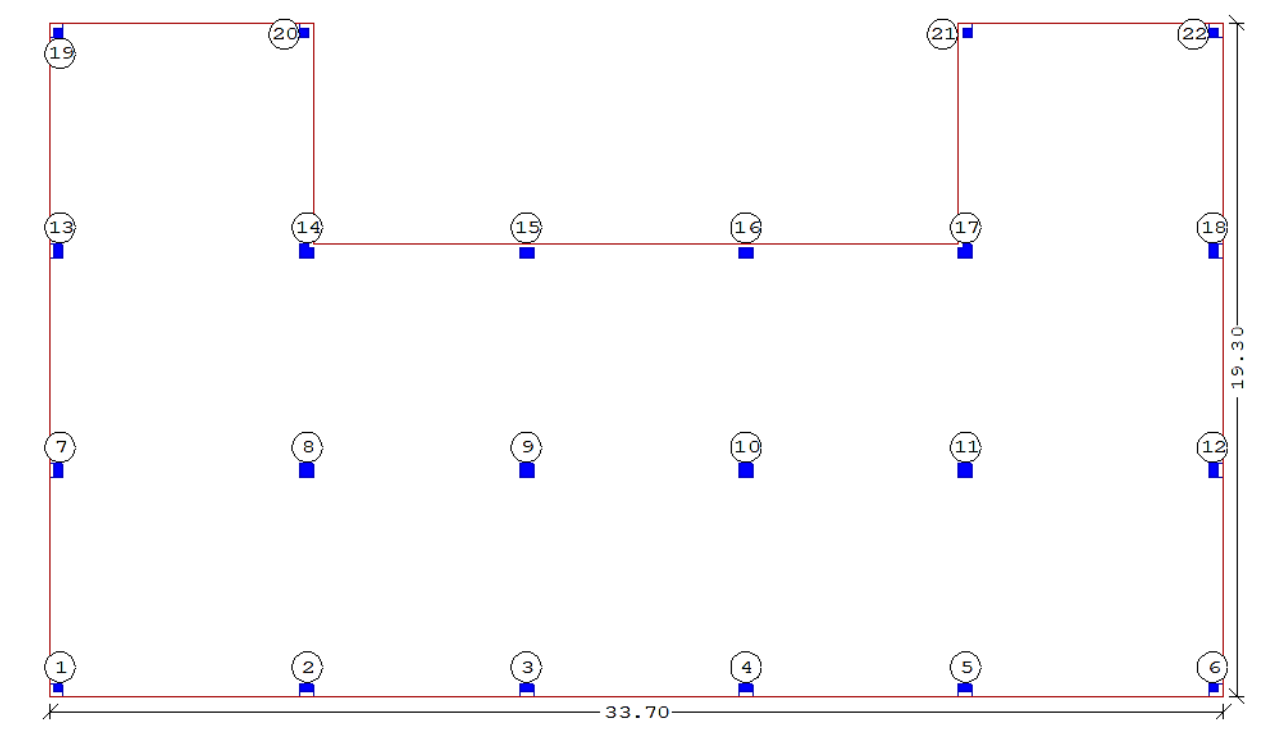


Рис. 2.5. Схема навантажень

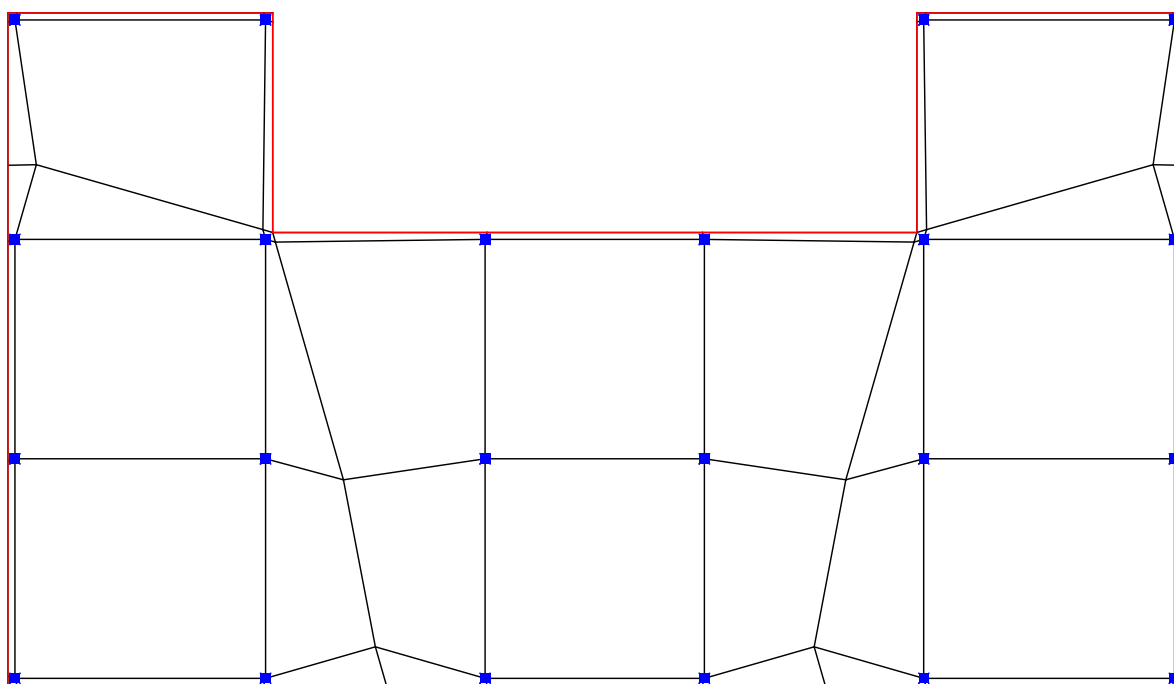


Рис. 2.6. Скінченно-елементна сітка

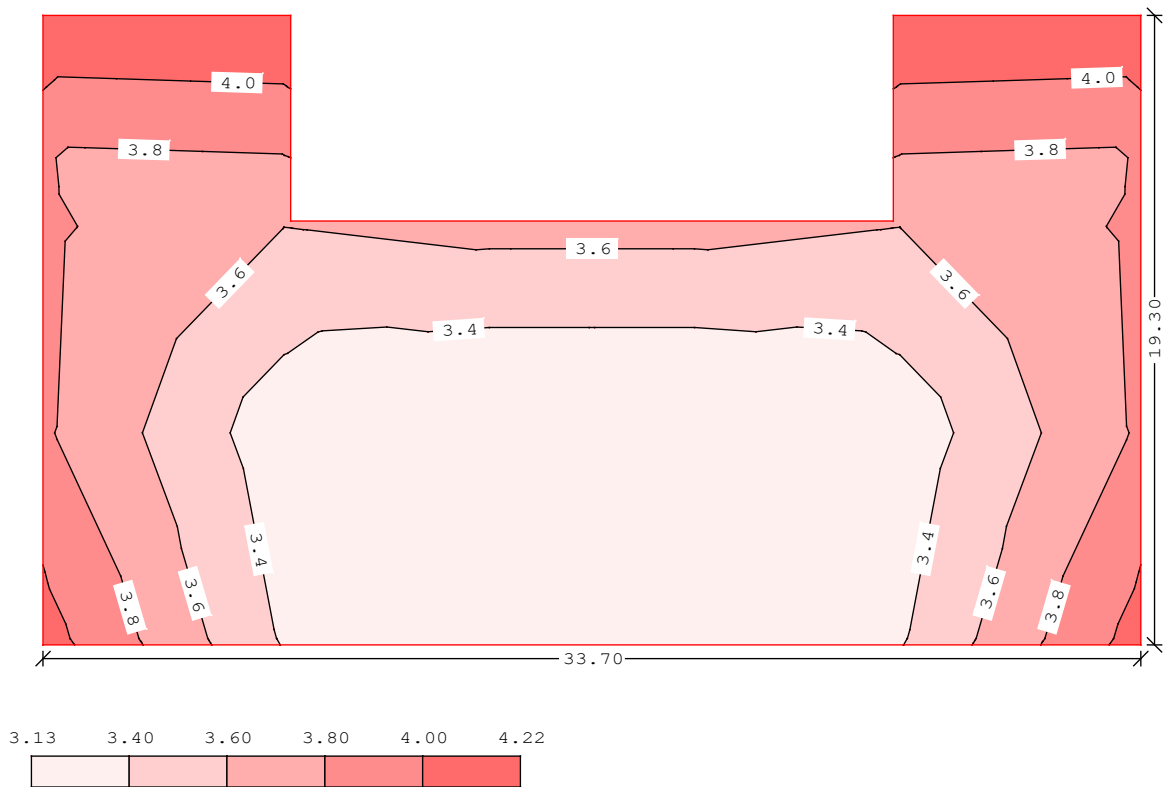


Рис. 2.7. Максимальне значення просідань, см.

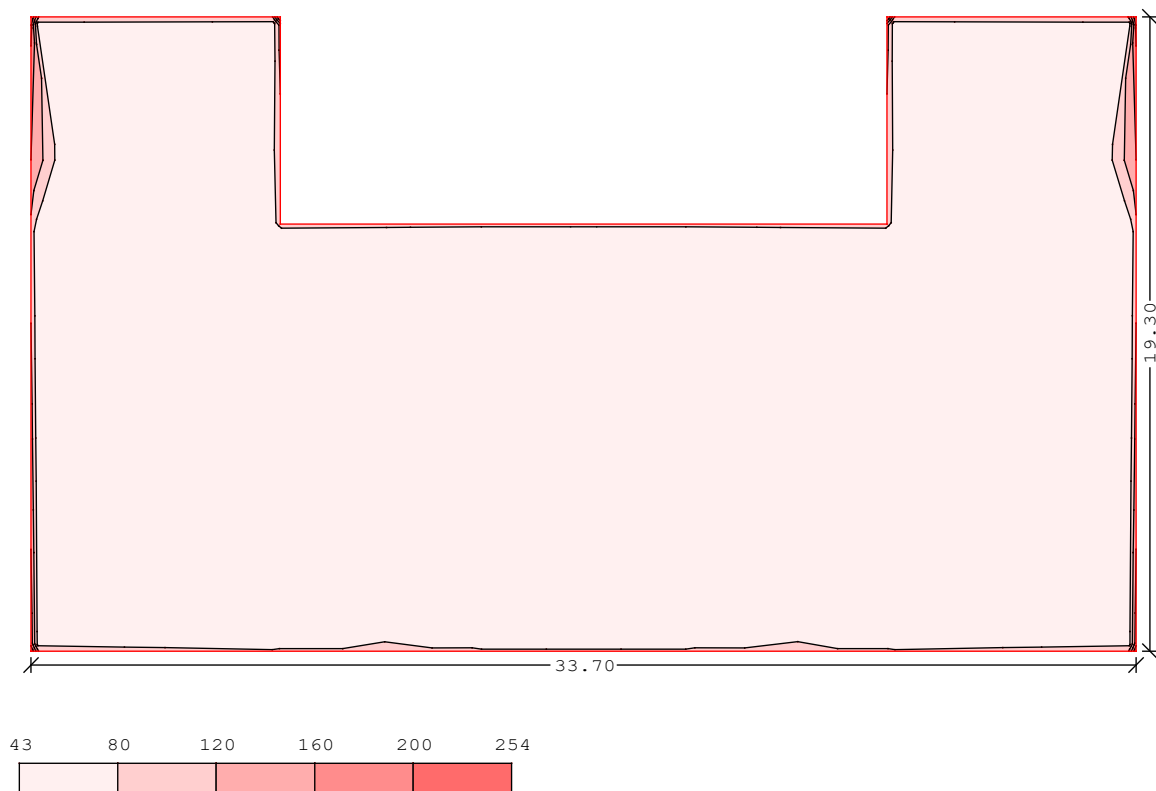


Рис. 2.8. Максимальні значення тиску, кПа.

Значення максимального осідання плити, $W_{max} = 4,22$ см. Значення максимального тиску $P_{max} = 254,2$ кПа.

Таблиця 2.6 Умови армування

Відстані до центрів тяжіння повздовжньої арматури	Верхня арматура		Нижня арматура	
	A_x , см	A_y , см	A_x , см	A_y , см
		3,0	3,0	4,0

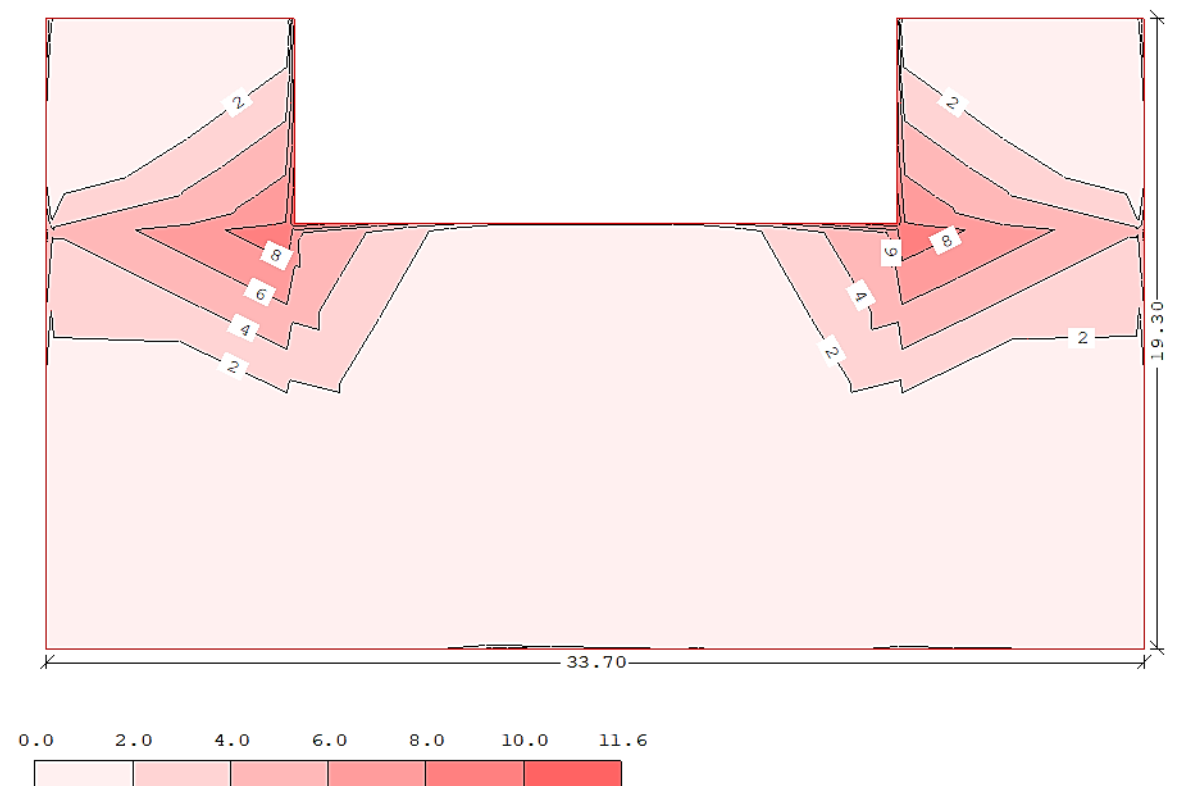


Рис. 2.9. Нижня арматура, A_{sy} , cm^2/m

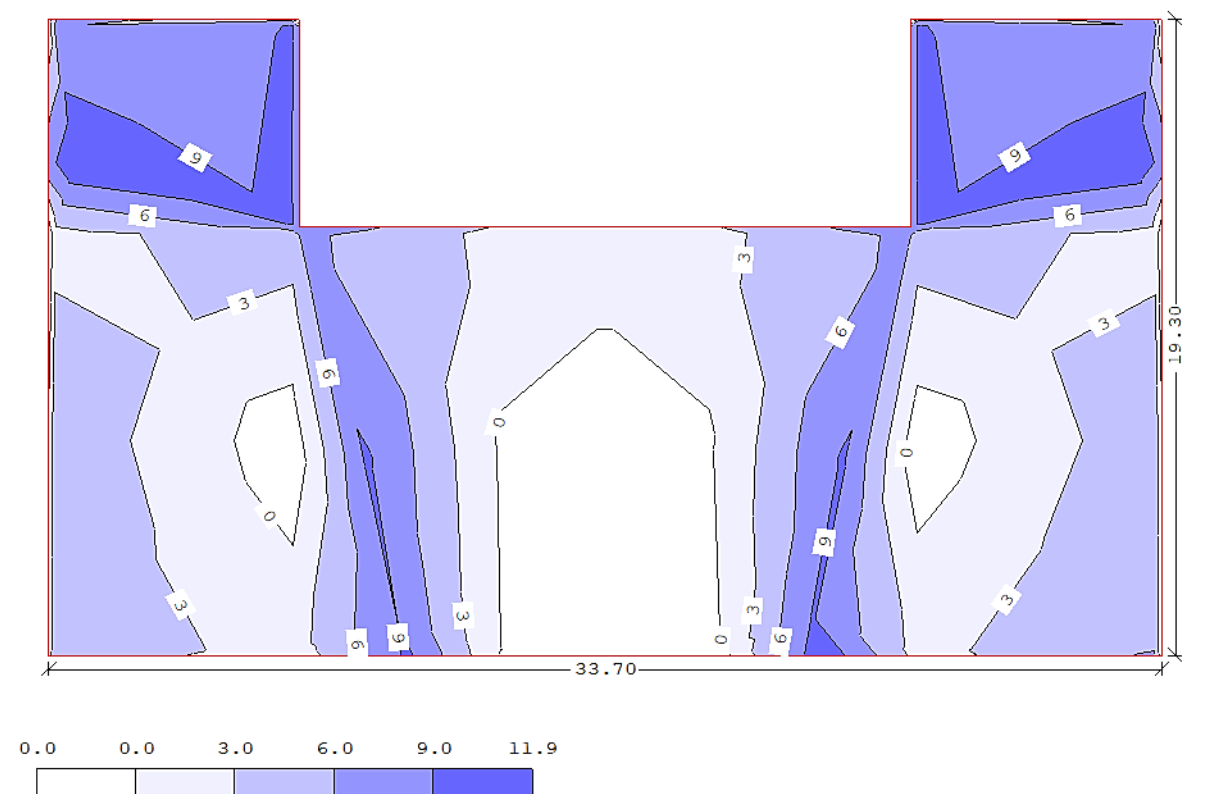


Рис. 2.10. Верхня арматура, A_{sx} , cm^2/m .

Таблиця 2.9 Армування

Зона армування	M_{xH} , кНм/м	M_{yH} , кНм/м	A_{sx} , см ² /м	A_{sy} , см ² /м
Нижня арматура	311,62	274,63	13,25	11,65
Верхня арматура	-284,86	-482,26	11,90	20,47

Таблиця 2.10 Поперечне армування під навантаженнями

№ ділянки	Комбінація навантаж.	Вид навантаження	Q , кН/м	Q_{min} , кН/м	Q_{min} , кН/м	A_{sw} , см ² /м
1	1	Зосереджене	166,6	434,2	2604,8	0,0
2	1	Зосереджене	166,6	434,2	2604,8	0,0
3	1	Зосереджене	156,1	434,2	2604,8	0,0
4	1	Зосереджене	156,1	434,2	2604,8	0,0
5	1	Зосереджене	164,7	434,2	2604,8	0,0
6	1	Зосереджене	164,7	434,2	2604,8	0,0
7	1	Зосереджене	308,2	434,2	2604,8	0,0
8	1	Зосереджене	308,2	434,2	2604,8	0,0
9	1	Зосереджене	152,6	434,2	2604,8	0,0
10	1	Зосереджене	152,6	434,2	2604,8	0,0
11	1	Зосереджене	309,4	434,2	2604,8	0,0
12	1	Зосереджене	309,4	434,2	2604,8	0,0
13	1	Зосереджене	308,2	434,2	2604,8	0,0
14	1	Зосереджене	308,2	434,2	2604,8	0,0
15	1	Зосереджене	133,6	434,2	2604,8	0,0
16	1	Зосереджене	133,7	434,2	2604,8	0,0
17	1	Зосереджене	309,4	434,2	2604,8	0,0
18	1	Зосереджене	309,4	434,2	2604,8	0,0
19	1	Зосереджене	395,8	434,2	2604,8	0,0
20	1	Зосереджене	395,8	434,2	2604,8	0,0
21	1	Зосереджене	395,9	434,2	2604,8	0,0
22	1	Зосереджене	395,9	434,2	2604,8	0,0

Таблиця 2.11 Продавлювання в області прикладення зосереджених сил

№ ділянки	Комбінація навантаж.	F , кН	u_m , м	S_0 , м ²	F_b , кН	A_{sw} , см ² /м ²
1	1	754,5	1,46	0,964	1040,7	0,0
2	1	1220,4	2,52	1,663	1796,3	0,0
3	1	1214,1	2,52	1,663	1796,3	0,0
4	1	1214,0	2,52	1,663	1796,3	0,0
5	1	1220,5	2,52	1,663	1796,3	0,0
6	1	754,5	1,46	0,964	1040,7	0,0
7	1	1219,9	2,52	1,663	1796,3	0,0
8	1	2210,7	4,24	2,798	3022,3	0,0
9	1	2185,6	4,24	2,798	3022,3	0,0
10	1	2185,6	4,24	2,798	3022,3	0,0
11	1	2210,8	4,24	2,798	3022,3	0,0
12	1	1219,9	2,52	1,663	1796,3	0,0
13	1	1229,4	2,52	1,663	1796,3	0,0
14	1	1904,7	3,58	2,363	2551,8	0,0
15	1	1213,1	2,52	1,663	1796,3	0,0
1	1	1213,1	2,52	1,663	1796,3	0,0
17	1	1904,7	3,58	2,363	2551,8	0,0
18	1	1229,4	2,52	1,663	1796,3	0,0
19	1	748,5	1,46	0,964	1040,7	0,0
20	1	761,6	1,46	0,964	1040,7	0,0
21	1	761,6	1,46	0,964	1040,7	0,0
22	1	748,5	1,46	0,964	1040,7	0,0

S_0 – площа проекції бокової поверхні піраміди продавлювання. Підбір армування виконується з урахуванням обмеження ширини розкриття тріщин.

Таблиця 2.12 Підбір армування

Зона армування	Напрямок	Що необхідна	Підібрана		
		A_s , см ² /м	Діаметр, мм	Крок, мм	A_s , см ² /м
Нижня	х	13,25	20	200	15,71
	у	11,65	20	200	15,71
Верхня	х	11,90	28	300	20,53
	у	20,47	28	200	30,79

Гранично допустима ширина розкриття тріщин: при нетривалому розкритті $a_{crcl} = 0,40$ мм; при тривалому $a_{crcl2} = 0,30$ мм.

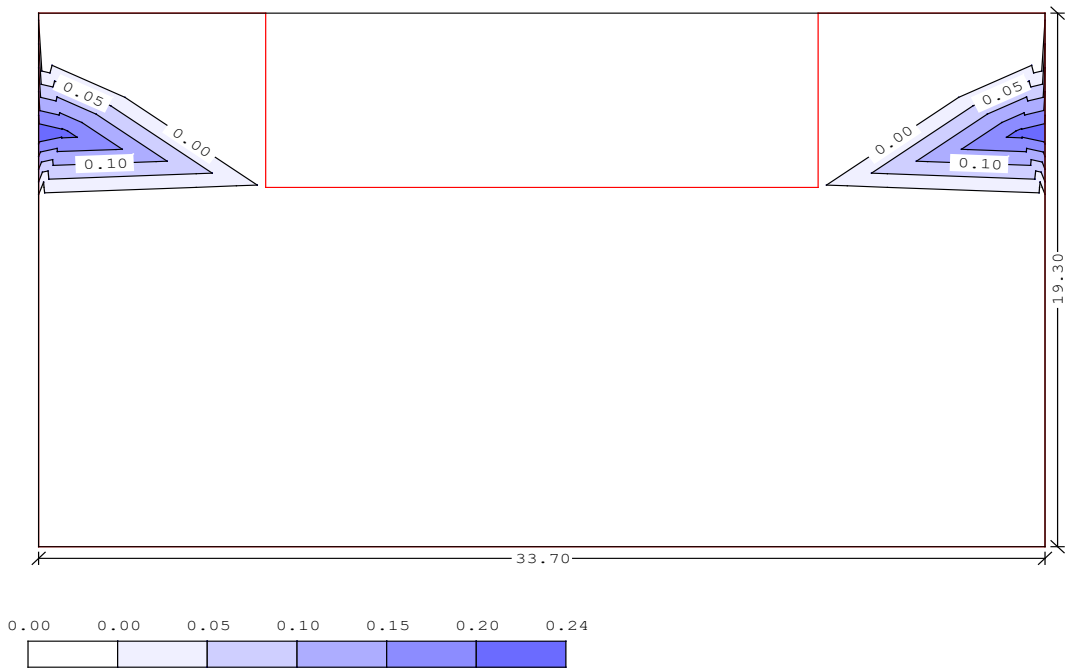


Рис. 2.11. Ширина нетривалого розкриття тріщин зверху у напрямі y , мм.

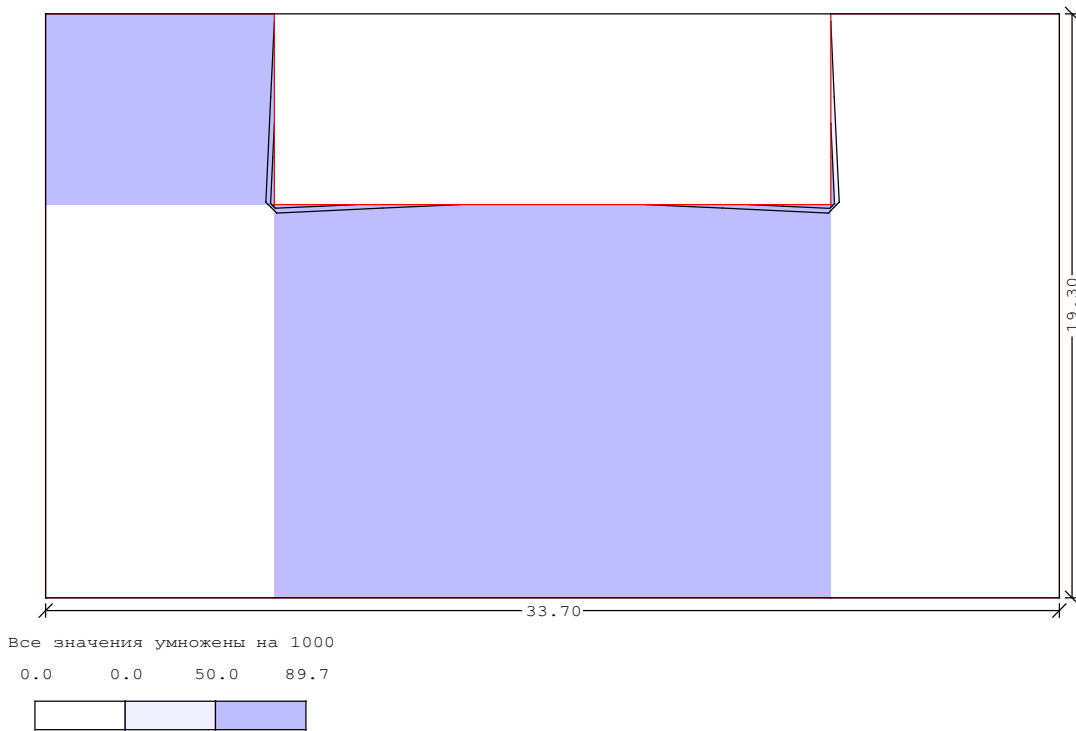


Рис. 2.12. Ширина нетривалого розкриття тріщин знизу у напрямі x , мм.

Таблиця 2.13 Розкриття тріщин

	Від	M , кНм/м	M_I , кНм/м	M_{crc} , кНм/м	A_{crc1} , мм	A_{crc2} , мм
Знизу	M_x	283,3	283,3	267,5	0,09	0,09
	M_y	249,7	249,7	278,4	тріщини відсутні	
Зверху	M_x	-259,0	-259,0	257,4	0,007	0,007
	M_y	-438,4	-438,4	249,1	0,239	0,239

Виходячи із даних результатів тріщиностійкість забезпечена.

2.9 Вихідні дані для розрахунку споруди

Дані розрахунки виконані за допомогою автоматизованого програмного комплексу «SCAD Office 21.1». Загальні дані будівлі наведено у п. 2.2 цього розділу.

Вихідні дані для проведення розрахунку прийнято у відповідності до додатку Е [28] для м. Северодонецьк Луганської області:

- характеристичне значення вітрового тиску – 410 Па;
- характеристичне значення тиску вітру при ожеледі – 160 Па;
- характеристичне значення товщини ожеледі – 16 мм;
- характеристичне значення ваги снігового покриву – 1720 Па;
- клас наслідків споруди – СС2, коефіцієнт надійності зі відповідальністю $\gamma_n=1$.

2.10 Збір навантажень та побудова розрахункової схеми споруди

Таблиця 2.15 Навантаження від покриття та перекриття

Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, N , (кг/м ²)	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове значення навантаження, N , (кг/м ²)
Покриття четвертого поверху			
<i>Постійне:</i>			
Від конструкції підлоги			
1. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах $N=600$ кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
2. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах $N=600$ кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
3. Стягування цементно-піщаним розчином, $N=1800$ кг/м ³ , товщиною 30 мм	9,00	1,3	10,80
4. Розділювальна ПВХ плівка $N=600$ кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,20	1,3	0,26
5. Плити мінераловатні жорсткі $N=175$ кг/м ³ , товщиною 150 мм	26,26	1,3	34,14
6. Плити мінераловатні жорсткі $N=175$ кг/м ³ , товщиною 100 мм	17,50	1,3	22,75
7. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах $N=600$ кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
Всього постійного навантаження	54,75		70,28
<i>Змінне:</i>			
Тривале (снігове навантаження)	175,40	1,3	228,02
<u>Повне навантаження</u>	<u>230,15</u>		<u>298,30</u>

Міжповерхове перекриття третього поверху			
<i>Постійне:</i>			
Від конструкції підлоги:			
1. Плитка керамічна N=1800 кг/м ³ , товщиною 10 мм	9,00	1,2	10,80
2. Складний розчин (клейова суміш), N=1700 кг/м ³ , товщиною 5 мм	8,50	1,3	11,05
3. Складний розчин (самовирівнююча суміш) N=1700 кг/м ³ , товщиною 5 мм	8,50	1,3	11,05
4. Стягування цементно-піщаним розчином, N=1800 кг/м ³ , товщиною 30 мм	9,00	1,3	10,80
5. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах N=600 кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
6. Плити мінераловатні жорсткі N=175 кг/м ³ , товщиною 50 мм	8,76	1,3	11,39
7. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах N=600 кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
Всього постійного навантаження	44,95		56,64
<i>Змінне:</i>			
Тривале (від людей та обладнання)	400,01	1,3	520,01
<u>Повне навантаження</u>	<u>444,96</u>		<u>633,29</u>
Міжповерхове перекриття другого поверху			
<i>Постійне:</i>			
Від конструкції підлоги:			
1. Плитка керамічна N=1800 кг/м ³ , товщиною 10 мм	9,00	1,2	10,80
2. Складний розчин (клейова суміш), N=1700 кг/м ³ , товщиною 5 мм	8,50	1,3	11,05
3. Складний розчин (самовирівнююча суміш) N=1700 кг/м ³ , товщиною 5 мм	8,50	1,3	11,05
4. Стягування цементно-піщаним розчином, N=1800 кг/м ³ , товщиною 30 мм	9,00	1,3	10,80
5. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах N=600 кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
6. Плити мінераловатні жорсткі N=175 кг/м ³ , товщиною 50 мм	8,76	1,3	11,39
7. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах N=600 кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
Всього постійного навантаження	44,95		56,64
<i>Змінне:</i>			
Тривале (від людей та обладнання)	400,01	1,3	520,01
<u>Повне навантаження</u>	<u>444,96</u>		<u>633,29</u>

Міжповерхове перекриття першого поверху			
<i>Постійне:</i>			
Від конструкції підлоги:			
1. Плитка керамічна N=1800 кг/м ³ , товщиною 10 мм	9,00	1,2	10,80
2. Складний розчин (клейова суміш), N=1700 кг/м ³ , товщиною 5 мм	8,50	1,3	11,05
3. Складний розчин (самовирівнююча суміш) N=1700 кг/м ³ , товщиною 5 мм	8,50	1,3	11,05
4. Стягування цементно-піщаним розчином, N=1800 кг/м ³ , товщиною 30 мм	9,00	1,3	10,80
5. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах N=600 кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
6. Плити мінераловатні жорсткі N=175 кг/м ³ , товщиною 50 мм	8,76	1,3	11,39
7. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах N=600 кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
Всього постійного навантаження	44,95		56,64
<i>Змінне:</i>			
Тривале (від людей та обладнання)	400,01	1,3	520,01
<u>Повне навантаження</u>	<u>444,96</u>		<u>633,29</u>
Міжповерхове перекриття підвалу			
<i>Постійне:</i>			
Від конструкції підлоги:			
1. Плитка керамічна N=1800 кг/м ³ , товщиною 10 мм	9,00	1,2	10,80
2. Складний розчин (клейова суміш), N=1700 кг/м ³ , товщиною 5 мм	8,50	1,3	11,05
3. Складний розчин (самовирівнююча суміш) N=1700 кг/м ³ , товщиною 5 мм	8,50	1,3	11,05
4. Стягування цементно-піщаним розчином, N=1800 кг/м ³ , товщиною 30 мм	9,00	1,3	10,80
5. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах N=600 кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
6. Плити мінераловатні жорсткі N=175 кг/м ³ , товщиною 50 мм	8,76	1,3	11,39
7. Рубероїд і т. п. матеріали в рулонах N=600 кг/м ³ , товщиною 1 мм	0,60	1,3	0,78
Всього постійного навантаження	44,95		56,64
<i>Змінне:</i>			
Тривале (від людей та обладнання)	400,01	1,3	520,01
<u>Повне навантаження</u>	<u>444,96</u>		<u>633,29</u>

Таблиця 2.16 Навантаження від власної ваги елементів каркасу

Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, N , (т)	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ	Розрахункове значення навантаження, N , (т)
Навантаження від власної ваги конструкцій каркасу (1-й випадок)			
<i>Постійне</i>			
1. Залізобетонне перекриття $N=2500$ кг/м ³ , товщиною 200 мм (6,3х6,3 м)	17,861	1,1	19,647
2. Залізобетонні ригелі 400х620(h) мм $N=2500$ кг/м ³ , довжиною 2,95 м (4 шт.)	4,957	1,1	5,453
3. Залізобетонна колона 400х400 мм $N=2500$ кг/м ³ , довжиною 3,42 м	1,369	1,1	1,506
Всього постійного навантаження (від одного поверху)	24,185		26,604
Всього постійного навантаження (від чотирьох поверхів)	96,742		106,418
Навантаження від власної ваги конструкцій каркасу (2-й випадок)			
<i>Постійне</i>			
1. Залізобетонне перекриття $N=2500$ кг/м ³ , товщиною 200 мм (6,3х3,35 м)	9,497	1,1	10,447
2. Залізобетонні ригелі 400х620(h) мм $N=2500$ кг/м ³ , довжиною 2,95 м (3 шт.)	3,717	1,1	4,089
3. Залізобетонна колона 400х400 мм $N=2500$ кг/м ³ , довжиною 3,42 м	1,369	1,1	1,506
Всього постійного навантаження (від одного поверху)	14,528		16,041
Всього постійного навантаження (від чотирьох поверхів)	58,329		64,165
Навантаження від власної ваги конструкцій каркасу (3-й випадок)			
<i>Постійне</i>			
1. Залізобетонне перекриття $N=2500$ кг/м ³ , товщиною 200 мм (3,8х3,35 м)	5,729	1,1	6,302
2. Залізобетонний ригель 400х420(h) мм $N=2500$ кг/м ³ , довжиною 2,95 м	1,239	1,1	1,363
3. Залізобетонний ригель 400х620(h) мм $N=2500$ кг/м ³ , довжиною 3,4 м	1,428	1,1	1,571
4. Залізобетонна колона 400х400 мм $N=2500$ кг/м ³ , довжиною 3,42 м	1,369	1,1	1,506
Всього постійного навантаження (від одного поверху)	9,764		10,741
Всього постійного навантаження (від чотирьох поверхів)	39,057		42,965

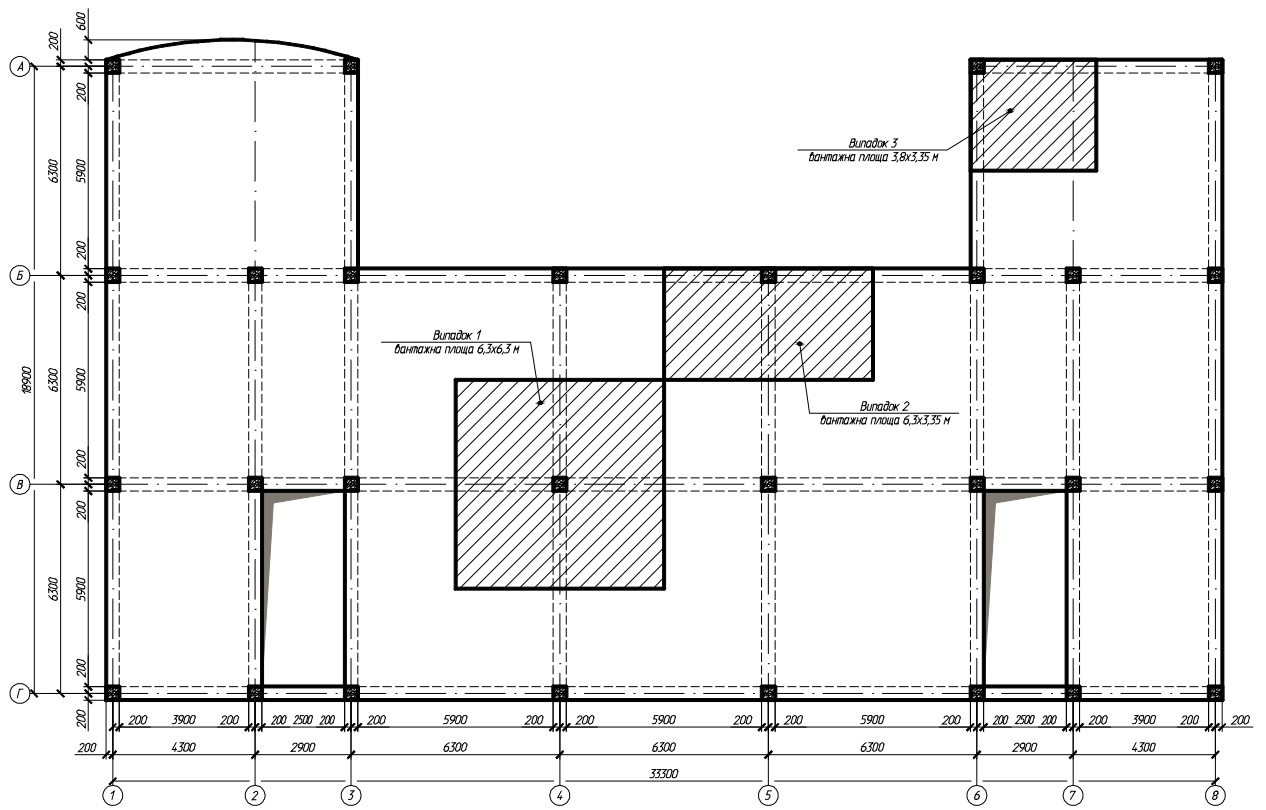


Рис. 2.13. План монолітної плити перекриття

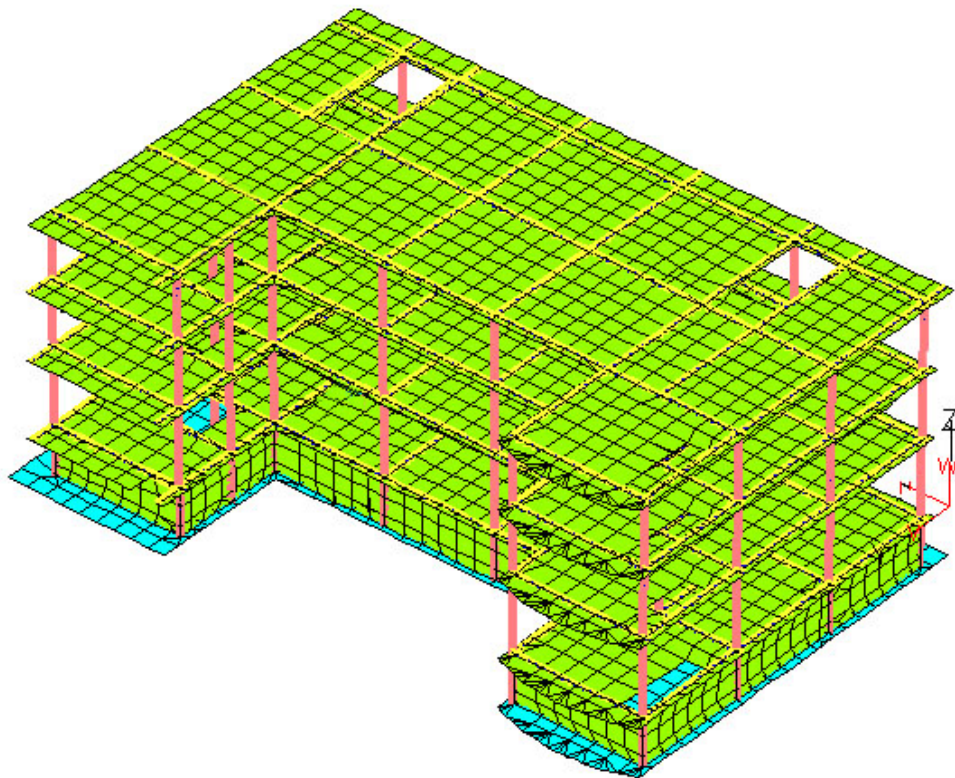


Рис. 2.14. Загальна розрахункова схема будівлі

Розрахункова схема побудована у просторі та має шість ступенів вільності у вузлах. Вона отримана шляхом розбиття моделі на скінченні елементи, у результаті якого утворилося 5885 елементів, 4710 вузла, 23394 рівняння та 2574493 жорсткості.

Розрахункова схема складається з двовузлових скінченних елементів – стрижнів та з плоских скінченних елементів. У конкретних вузлах, для з'єднання зі стрижнями, введені абсолютно жорсткі вставки, для врахування ексцентриситету вузлових приєднань.

Загальна інформація, яка описує розрахунок, зберігається на електронному носії інформації.

2.11. Розрахунок колони з прямокутним перерізом

Дані для розрахунку: бетон – важкий; клас міцності бетону – С25/30; щільність – 2,5 т/м³; умови твердіння – природні; коефіцієнт умов твердіння дорівнює одному; знаходиться у природній вологості; урахування навантажень тривалої дії, $\gamma_{b2}=1$; умови експлуатації конструкції – в приміщенні.

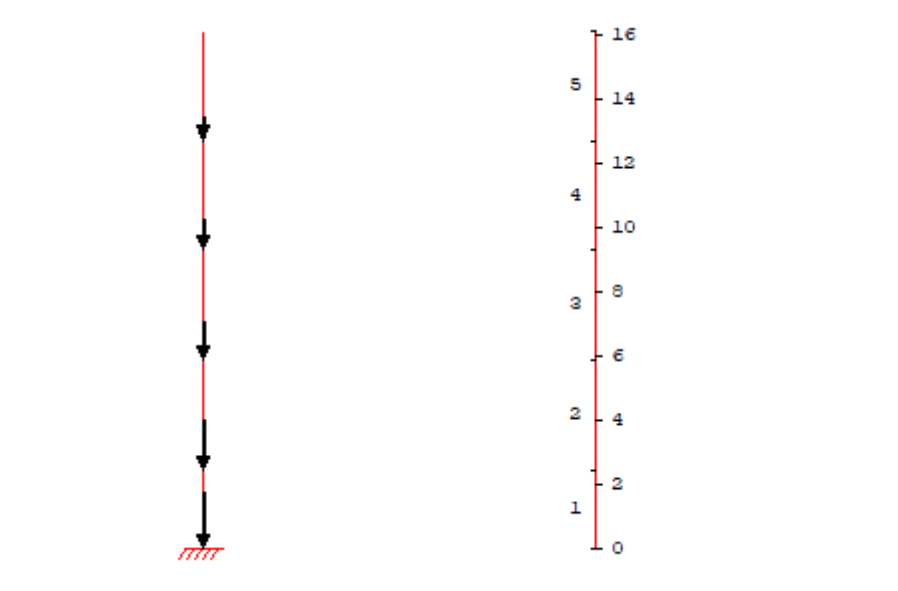


Рис. 2.15. Розрахункова схема колони

Таблиця 2.17 Геометричні характеристики та вертикальні сили

Номер частини	Положення		Довжина, м	Зміщення е	Перетин	V, кН	Тип навантаження
	від х, м	до х, м					
5	12,73	16,15	3,42	-	5	36,9	1
4	9,31	12,73	3,42	-	4	88,7	1
3	5,89	9,31	3,42	-	3	140,4	1
2	2,47	5,89	3,42	-	2	229,1	1
1	0,00	2,47	2,47	-	1	280,8	1

Таблиця 2.18 Характеристики матеріалів

Перетин	Армування	Габарити		A_s , мм	A_{sw} , мм	Марка сталі	μ_{min} , %	μ_{max} , %	γ_b без урахування, γ_{b2}	Вологість повітря, %
		a, см	b, см							
1	В кутах	40,0	40,0	30	15	A240, A400C	0,05	4,0	1	40-75
2	В кутах	40,0	40,0	30	15	A240, A400C	0,05	4,0	1	40-75
3	В кутах	40,0	40,0	30	15	A240, A400C	0,05	4,0	1	40-75
4	В кутах	40,0	40,0	30	15	A240, A400C	0,05	4,0	1	40-75
5	В кутах	40,0	40,0	30	15	A240, A400C	0,05	4,0	1	40-75

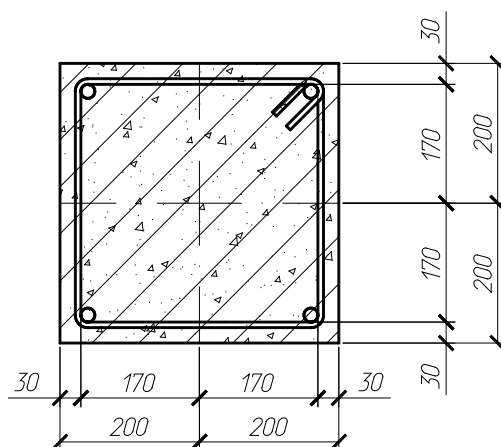


Рис. 2.16. Поперечний переріз колони

Навантаження №1 – постійне. $\gamma_f = 1,1$. Розрахунок колони проведений по деформованій схемі. Враховано недосконалість по формі втрати стійкості.

Таблиця 2.19 Величини зусиль і прогинів при лінійному розрахунку

X , м	N , кН	M , кНм	Q , кН	H , кН	W_0 , см	W , см	d , рад	k , (1/м)
16,15	0,00	0,00	0,00	0,00	2,69	3,04	0,00240	0,00
12,73	0,00	0,00	0,00	0,00	1,97	2,22	0,00240	0,00
	40,59		0,10					
9,31	40,59	0,33	0,09	0,00	1,25	1,41	0,00233	0,00
	138,16		0,32					
5,89	138,16	1,36	0,27	0,00	0,59	0,66	0,00197	0,00002
	292,60		0,58					
2,47	292,60	2,92	0,30	0,00	0,12	0,13	0,00103	0,00004
	544,61		0,56					
0,0	544,61	3,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00005

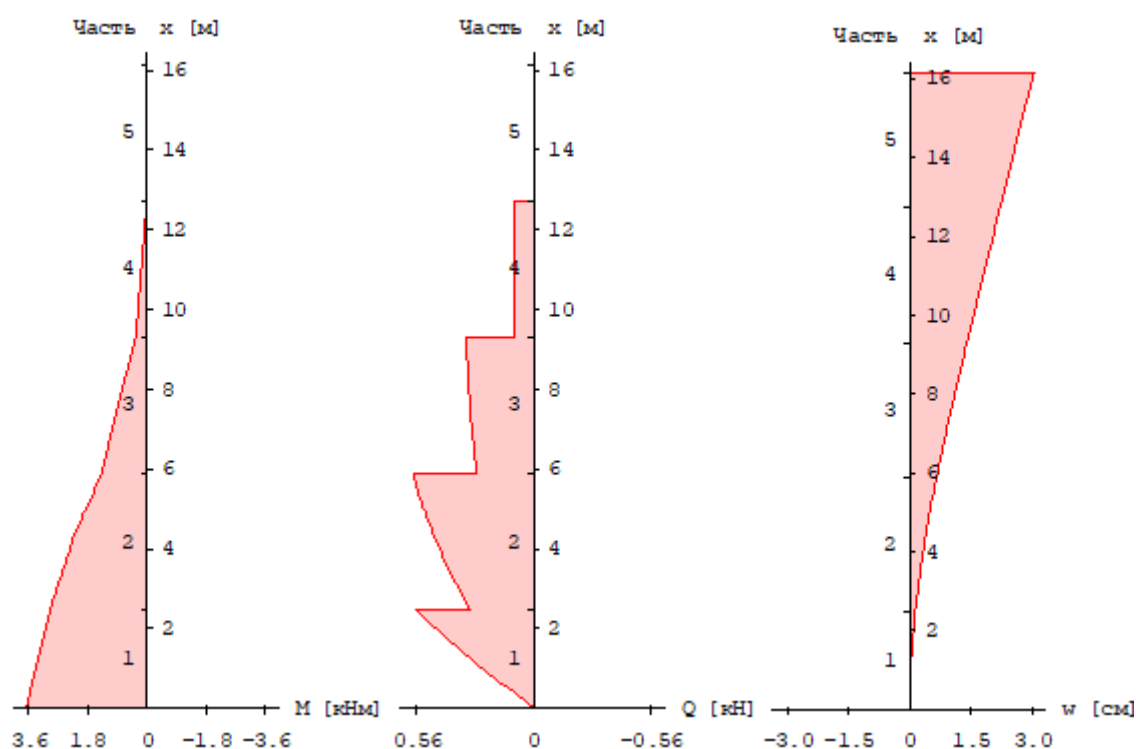


Рис. 2.17 Епюри моментів, поперечних сил та прогинів

Таблиця 2.20 Граничні зусилля

X , м	N_u , кН	M_u , кНм	γ_u	γ_b	Стиснена зона, см	A_{Stot} , см ²	μ , %
12,73	0,00	0,00	99,00	0,90	-	0,80	0,05
	2477,20	0,00	61,03	0,90	-	0,80	0,05
9,31	2376,49	19,31	58,55	0,90	38,35	0,80	0,05
	2477,62	5,84	17,72	0,90	39,52	0,80	0,05
5,89	2354,89	23,24	17,04	0,90	38,00	0,80	0,05
	2419,46	11,27	8,27	0,90	39,18	0,80	0,05
2,47	2353,35	23,52	8,04	0,90	37,98	0,80	0,05
	2410,68	12,94	4,43	0,90	38,91	0,80	0,05
0,00	2394,09	16,06	4,40	0,90	38,64	0,80	0,05

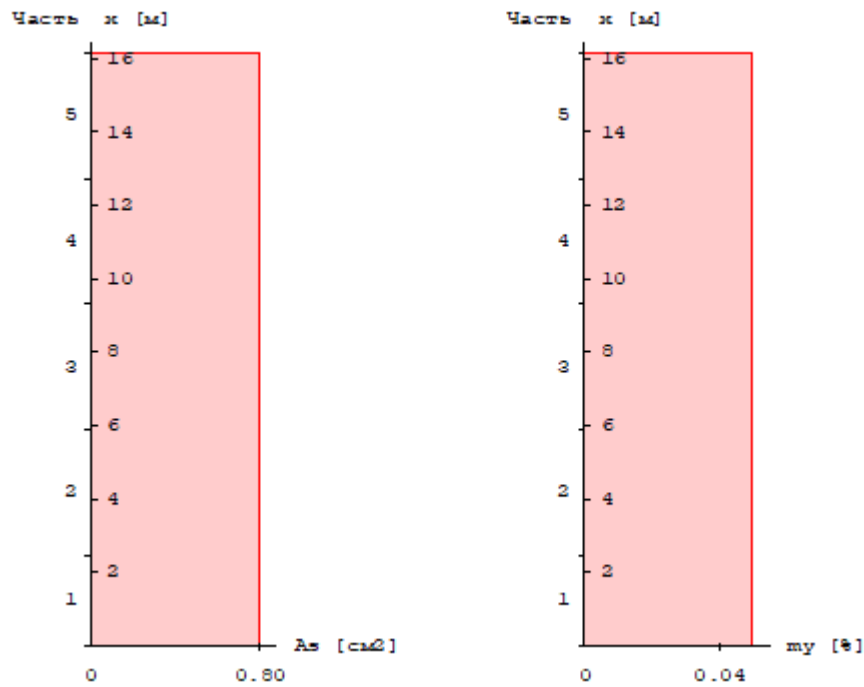


Рис. 2.18. Підбір армування

Таблиця 2.21 Підбір армування

Номер частини	Положення		Кількість, шт.	d , мм	A_s , мм	n_{tot}	A_{Stot} , см ²	μ , %
	від x , м	до x , м						
5	12,73	16,15	1	18	25	4	4,52	0,28
4	9,31	12,73	1	18	25	4	4,52	0,28
3	5,89	9,31	1	18	25	4	4,52	0,28
2	2,47	5,89	1	18	25	4	4,52	0,28
1	0,00	2,47	1	18	25	4	4,52	0,28

Аналіз даних по розрахунку показує, що міцність забезпечена, прогини відповідають умовам жорсткості.

Виходячи із проведеного розрахунку – необхідна розрахункова міцність забезпечена, прогини задовольняють умові жорсткості. Для армування приймається сталь періодичного профілю діаметром 20 мм клас А400С.

2.12 Розрахунок монолітної з/б плити, що вигинається в двох напрямках

Дані для розрахунку: величина товщини плити – 200 мм; захисний шар армування – 30 мм; бетон – важкий; клас міцності – С25/30; щільність – 2,5 т/м³; умови твердіння – природні; коефіцієнт умов твердіння – 1; конструкція

експлуатується в приміщенні; режим вологості – природна вологість; коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_n=1$; коефіцієнт умови роботи – 1; вологість повітря від 40% до 60%; врахування навантажень тривалої дії, $\gamma_{b2}=1$; третя категорія по тріщиностійкості; допустиме значення розкриття тріщин тривале розкриття – 0,4 мм; найбільш можливий прогин – 5 мм.

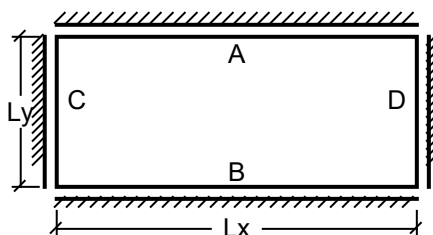


Рис. 2.19 Розрахункова схема плити

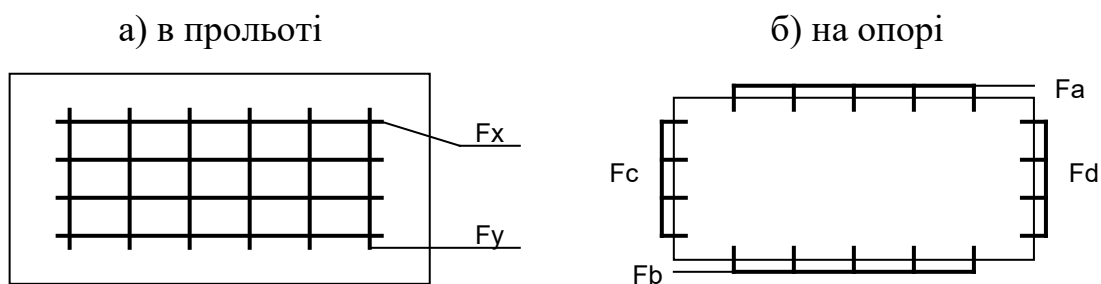


Рис. 2.20 Армування плити

Таблиця 2.22 Геометричні характеристики та армування

Довжина прольоту, L_x , м	Довжина прольоту, L_y , м	Армування	Марка сталі	Діаметр, мм	Крок, мм	Діаметр анкеру, мм
6,3	6,3	F_x	A400C	20	150	
		F_y	A400C	20	150	
		F_a	A240	12	200	14
		F_b	A240	12	200	14
		F_c	A240	12	200	14
		F_d	A240	12	200	14

Таблиця 2.23 Навантаження

Навантаження	Тип	Нормативне значення (т/м ²)	Коефіцієнт надійності за навантаженням
Власна вага		0,45	1,1
1	Постійне	0,633	1
Сумарне значення розрахункового навантаження			1,128 т/м ²

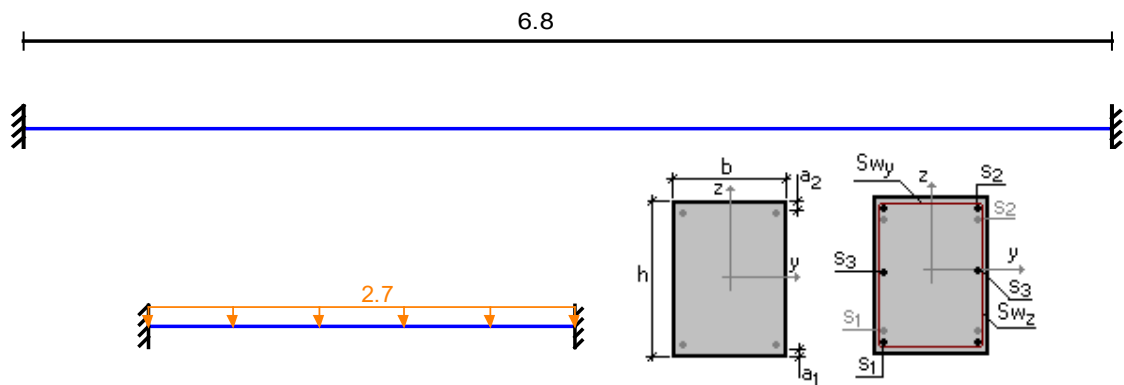
Таблиця 2.24 Результати розрахунків

Перевірка	Коефіцієнт використання
Згинальний момент від дії сумарного розподіленого навантаження	0,165
Поперечна сила від дії сумарного розподіленого навантаження	0,143
Максимальна ширина розкриття тріщин в опорних перетинах плити	0,797
Максимальний прогин в центрі плити	0,623
Згинальний момент з урахуванням несучої здатності анкерів від дії сумарного розподіленого навантаження	0,165

Найбільша ширина розкриття тріщин в опорних зонах перетину плити – 0,797 це є коефіцієнтом використання. Протокол зроблено у пост-процесорі «АРБАТ» SCAD Office 21.1.

2.13 Розрахунок монолітної однопрольотної балки прямокутного перерізу

Дані для розрахунку: бетон – важкий; клас міцності – С25/30; щільність – 2,5 т/м³; умова твердіння – природні; коефіцієнт умов твердіння дорівнює одному; знаходиться у природній вологості; конструкція експлуатується в приміщенні; коефіцієнт надійності по відповідальності складає $\gamma_n=0,95$; коефіцієнт умови роботи – 1; врахування навантажень тривалої дії, $\gamma_{b2}=1$; вологість повітря від 40% до 60%; результуючий коефіцієнт без урахування $\gamma_{b2}=1$; категорія по тріщиностійкості – 3. Найбільша величина розкриття тріщин: короткочасне дорівнює 0,4 мм; тривале дорівнює 0,3 мм; діаметри повздожніх та поперечних стрижнів 20 мм і 6 мм відповідно; відстань між осью та центрами ваги повздожньою арматурою дорівнює 33 мм.



Значення геометричних розмірів: $a_1 = 30$ мм; $a_2 = 30$ мм; $b = 0,4$ м; $h = 0,8$ м

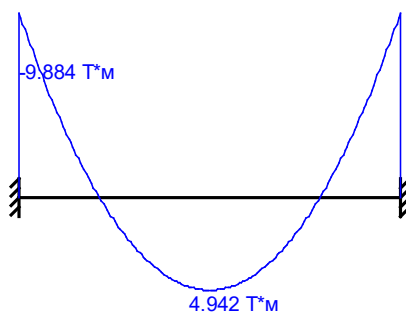
Рис. 2.21 Розрахункова схема та поперечний переріз балки

Таблиця 2.25 Навантаження

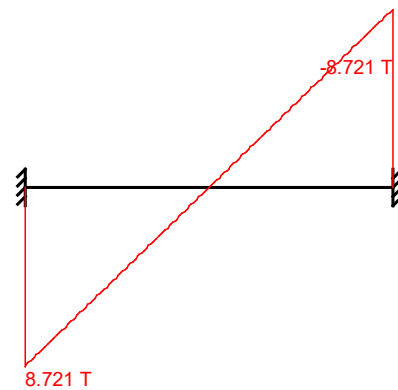
Навантаження	Тип	Нормативне значення (т/м)	Коефіцієнт надійності за навантаженням
1	Постійне	2,7	1
Сумарне значення розрахункового навантаження			2,7 Т/м

Таблиця 2.26 Армування

Арматура	Марка сталі	Коефіцієнт умови роботи
Повздовжня	A400С	1
Поперечна	A240	1

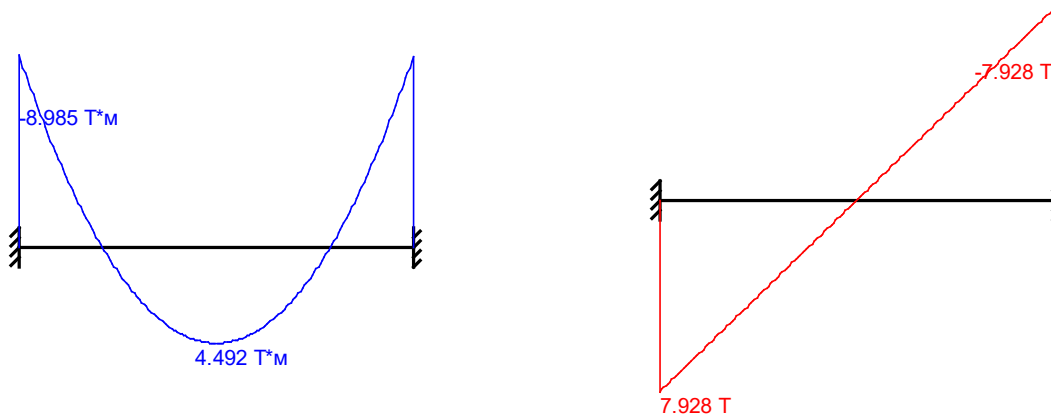


Максимальний згинальний момент



Перерізаюча сила, що відповідає
максимальному згинальному моменту

Рис. 2.22 Огибающая величина M_{max} за значеннями розрахункових навантажень



Максимальний згинальний момент

Перерізаюча сила, що відповідає
максимальному згинальному моменту

Рис. 2.23 Огинаюча величина M_{max} за значеннями нормативних навантажень

Таблиця 2.27 Опорні реакції

Значення	Момент в опорі 1, т*м	Сила в опорі 1, т	Сила в опорі 2, т	Момент в опорі 2, т
по критерію M_{max}	-9.884	8.721	8.721	-9.884
по критерію M_{min}	-9.884	8.721	8.721	-9.884
по критерію Q_{max}	-9.884	8.721	8.721	-9.884
по критерію Q_{min}	-9.884	8.721	8.721	-9.884

Таблиця 2.28 Результати підбору арматури

Ділянка	Тип	Несиметричне армування			Симетричне армування		Ширина розкриття тріщин	
		A_{S1} , см ²	A_{S2} , см ²	%	A_{S1} , см ²	%	A_{CR1} , мм	A_{CR2} , мм
1	сумарна	2,715	5,494	0,36	5,494	0,482	0,076	0,076

Протокол зроблено програмою у пост-процесорі «АРБАТ» SCAD Office 21.1.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНОК, КОНСТРУЮВАННЯ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ТА АРМУВАННЯ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ З МОНОЛІТУ ІЗ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЮ АРМАТУРОЮ, ЯКА НЕ ЗЧІПЛЮЄТЬСЯ З БЕТОНОМ

3.1 Аналіз існуючих підходів щодо теми дослідження

На сьогоднішній день основними матеріалами при будівництві є бетон та залізобетон, які використовують при зведенні усіх типів споруд.

Вперше перекриття, у яких не використовують балки (ригеля) почали застосовуватися у США та конструктивно виконувалися разом з колонами, які мали зверху розширення – капітелі.

На протязі багатьох років, починаючи з початку 20-го століття та до сьогодні, вивченням поведінки конструкцій з монолітних залізобетонних перекриттів та розробкою та вдосконаленням методів їх розрахунку займалися багато вітчизняних та зарубіжних вчених.

З часом було запропоновано виключити з конструкції розширення колон зверху – капітелі (рис.3.1). Це призвело до зменшення зони контакту між колоною та перекриттям, що привело до необхідності вводити в конструкцію допоміжну перпендикулярну арматуру для сприйняття поперечних силових факторів або збільшувати габаритні розміри перерізів складових частин.



Рис. 3.1 Залізобетонне плоске перекриття

Починаючи з кінця 20-го століття використовуються у будівництві конструкції з моноліту та каркасно-монолітні будинки із використанням перекриттів, у яких не використовують балки (ригеля). Позитивними аспектами таких конструкцій є: вільне планування приміщень, забезпечення збільшеної структурності.

Для більш масового використання будівництва з моноліту із використанням перекриттів, у яких не використовують балки (ригеля) необхідно вдосконалювати методи розрахунку. Нині найбільш популярним методом розрахунку є метод скінчених елементів, який реалізується у різних комп'ютерних програмних комплексах: Ліра «САПР», Мономах, SCAD Office, ANSYS, ABAQUS та інші.

У практиці будівництва широко застосовується залізобетонні конструкції, що попередньо напружені з зчепленням із бетоном. Це дає змогу покращити характеристики споруд та будівель, наприклад у половину зменшити затрати дорогої сталі у процесі зведення. Підвищенню деформаційних характеристик елемента сприяє попереднє обтиснення зон бетону, що розтягуються, це відсуває час появи тріщини, збільшує жорсткість, обмежує ширину розкриття тріщин, та в цей же час значно не впливає на міцність елементів.

Перші конструкції у яких запропоновано натяг сталевих стрижнів без зчеплення з бетоном: у 1886 році вчений Генрі Джексон запропонував технологію в якій металеві стрижні вільно переміщуються в трубках, матеріалами для якої були папір і графіт. Нажаль, через недоліки матеріалів в той час, напруження в затягнутих стрижнях швидко розсіюється через повзучість і усадку бетону. У 1925 році вчений Річард Ділл запропонував сталеві стрижні з попереднім напруженням покривати бітумною смолою для унеможливлення сумісної роботи сталевих стрижнів та бетону. Патент на цей спосіб був виданий 18 вересня 1928 року. Ділл ясно висловлював, що усадки та інші довготривалі деформації бетону можуть знижувати напруження до нуля і важливий позитив його технології в можливості використання високоміцної сталі з високим модулем пружності.

Перша система для анкеровки канатів була запатентована Едвардом Райсом у 60-х роках минулого століття. Ця пропозиція використовується для попередньо напруженої арматури, яка не зчіплюється з бетоном (рис. 3.2).

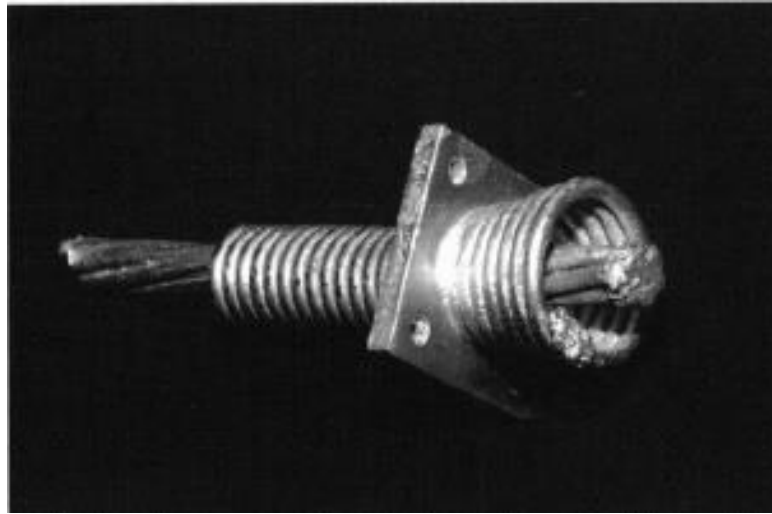


Рис. 3.2 Система анкерування Райса

На сьогоднішній день, при проектуванні попередньо напружених конструкцій застосовують метод «балансування навантаження», який розробив Т.Й. Лін [9, 13, 26].

Аналіз даних з експериментальними та теоретичними дослідженнями виявив, що відсутність зчеплення має специфічні особливості при визначенні напружено-деформованого стану зігнутих елементів [18, 19, 20, 21].

Сьогодні для виробництва та використання конструкцій у яких є арматура, яка не зчіплюється з бетоном, застосовується технологічний процес, при якому сталевий канат улаштовується в оболонці та направлений в заданому напрямку, за рахунок стінок оболонки він не має контакту з бетоном на протязі усього часу використання. Закріплення сталевого канату виконано в прямому або зігнутому положенні, у відповідності повторювання з епюрами моментів на згин. Оболонка канату виготовляється з сучасних пластичних матеріалів, що мають високу довговічність, гарне зчеплення з бетоном, легко монтуються та інше. Змащувальним матеріалом між канатами та оболонкою є високополімерні матеріали, у яких наповнювачі – графіт, для пониження коефіцієнту тертя між канатом та оболонкою та для антикорозійного захисту канатів.

Позитивним аспектом зазначеного конструктивного рішення є можливість простого, вільного регулювання внутрішніх силових факторів (сил натягу): за

необхідністю можливе додаткове збільшення сили натягу арматурного каната у місцях торців плити або в зоні прольоту.

Після аналізу попередніх досліджень [10, 25, 26], заснованих на досвіді реального будівництва, можна зробити висновки, що попередньо напружений залізобетон дає наступні позитивні аспекти:

- відбувається збільшення кроку колон;
- можливість будувати консольні вильоти розміром до 7000 мм без додаткового армування;
- зменшення наведеної товщини плит перекриттів до 160 мм;
- скорочення затрат на арматурну сталь в межах 35-75%;
- зниження витрат товарного бетону в межах 5-30%;
- скорочення трудомісткості робіт в межах 5-25%;
- зменшення енергоємності виробництва в межах 30%;
- зниження собівартості будівництва в межах 10-30%.

Збільшення використання моноліту із використанням перекриттів, у яких не використовують балки (ригеля) обумовлено покращеною якістю поверхні, так як відсутні стиковані шви та простота робіт. Дані перекриття можна легко улаштувати за допомогою заливки бетону по профнастилу або горизонтальній опалубці, яка отримала особливого поширення з огляду на економічність такої технології робіт.

Однак в нормативних документах і вітчизняній технічній літературі конструкціям і розрахункам плоских перекриттів приділено недостатньо уваги. Норми, що існують, не дають проєктувальникам відповіді на велику кількість поставлених питань.

Отже, основними перспективними шляхами розвитку використання моноліту із використанням перекриттів, у яких не використовують балки (ригеля) є зменшення поперечних перерізів колон та плит перекриття, збільшення розмірів прольотів між вертикальними елементами, використання новітніх матеріалів, зниження трудомісткості у монтажних роботах, зниження загального часу на будівництво споруди.

3.2 Постановка задачі

З огляду наукових джерел в попередньому розділі даної роботи виявлено, що питання проектування плоских плит безбалкових перекриттів з використанням високоміцної арматури без зчеплення з бетоном у вітчизняній і зарубіжній літературі практично не висвітлені. Особливо коли у якості напруженої арматури використовуються високоміцні канати без зчеплення з бетоном, типу «моностренд» (рис. 3.3 і 3.4), які отримали в даний час широке поширення.

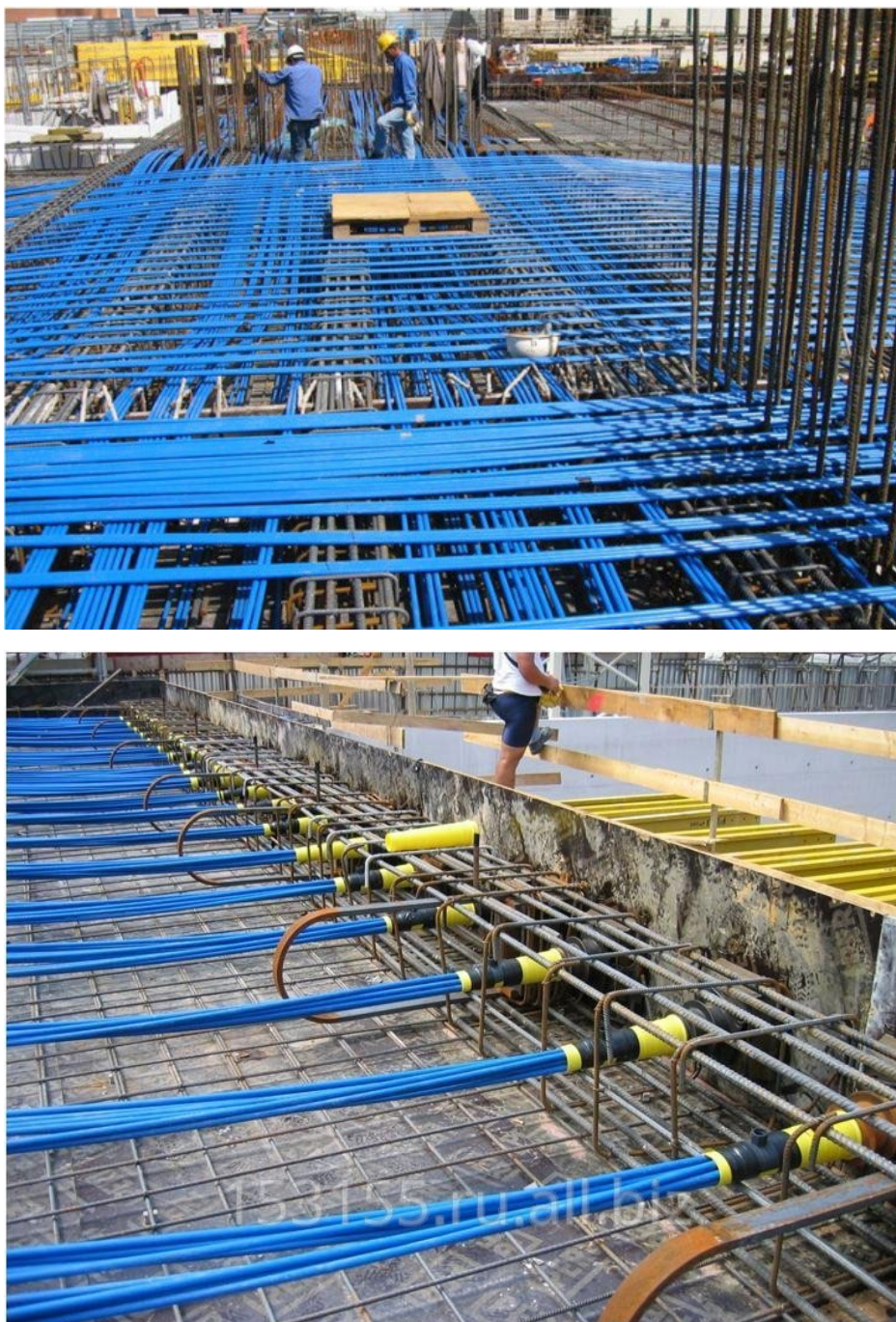


Рис. 3.3 Монолітне перекриття з попереднім напруженням без зчеплення з бетоном

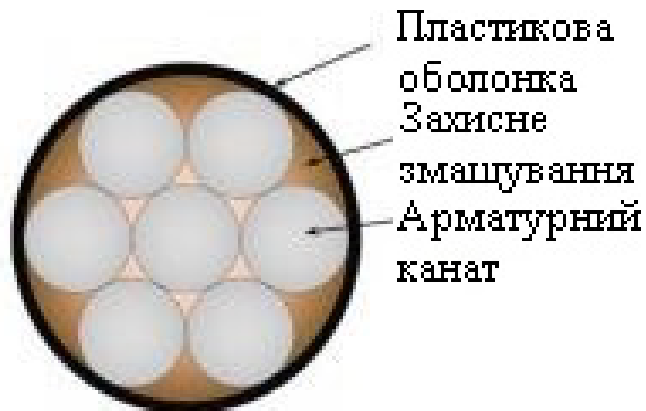


Рис. 3.4 Переріз конструкції каната типу «моностренд»

Метою досліджень, виконаних у цьому Розділі, є проведення аналізу напружено-деформованого стану (НДС) монолітних плит безбалкових перекриттів, армованих звичайною фоновією арматурою і високоміцними канатами без зчеплення з бетоном, завантажених суцільним рівномірнорозподіленим навантаженням.

Основною особливістю, яку необхідно враховувати при проектуванні конструкцій без зчеплення з бетоном є той факт, що передача зусиль попереднього напруження на бетон здійснюється не по всій довжині конструкції, а лише в торцях елемента, в місцях передачі зусилля попереднього напруження.

Необхідно враховувати, що напружена високоміцна арматура буде працювати в складі плити як розтяжна нитка (ванта), що має початковий прогин внаслідок зміни траєкторії початкового розташування високоміцної арматури і подальшого придбаного прогину.

Постановка завдання:

- встановити величини напружень в бетоні звичайної і попередньо напруженої арматурі в стадії виготовлення до і після передачі зусилля попереднього натягу, при різному співвідношенні напруженої та ненапруженої арматури, з урахуванням і без урахування власної ваги плити;

- виявити реальні рівні напруження в бетоні, звичайної і попередньо напруженої арматурі в стадії руйнування при різному співвідношенні напруженої та ненапруженої арматури при спільній дії зовнішнього навантаження і зусилля попереднього напруження;

- уточнити теоретично можливу початкову величину попереднього напруження високоміцних канатів з метою максимального використання міцності попередньо напруженого і звичайної арматури;
- виявити оптимальний відсоток армування плити попередньо напруженою арматурою, при різному насиченні канатів в перерізі, де варіативними параметрами були: розміри чарунку і кількість високоміцних канатів;
- отримати аналітичні залежності, які можна використовувати для розрахунку міцності нормальних перерізів плоских плит перекриттів зі змішаним армуванням з використанням високоміцної арматури без зчеплення з бетоном;
- побудувати графіки величин напружень в стадіях виготовлення, експлуатації та перед руйнуванням в залежності від розмірів чарунків класів бетону, кількості напружених високоміцних канатів;
- запропонувати рекомендації з проектування безбалкових плит перекриттів зі змішаним армуванням, де якості напруженої використовується високоміцна арматура без зчеплення з бетоном.

3.3 Загальні положення

Широко поширені в даний час безбалкові монолітні перекриття, як правило, виконуються без попереднього натягу арматури. При цьому розподіл зусиль в плиті визначається статичним розрахунком, а інтенсивність і схема армування - розрахунком міцності. Недоліками плоских плит є: розвиток значних прогинів і надмірне розкриття тріщин при збільшенні сторін плити більш $L = 6$ м або при великих навантаженнях.

Дані обставини зобов'язують проектувальників або збільшувати розміри перетинів, або кількість поздовжньої арматури, причому для забезпечення вимог 2-ої групи граничних станів збільшення становить в перерахунку на чарунок до 30%.

Безригельний попередньо напружений каркас з плоским перекриттям (БПК-П)

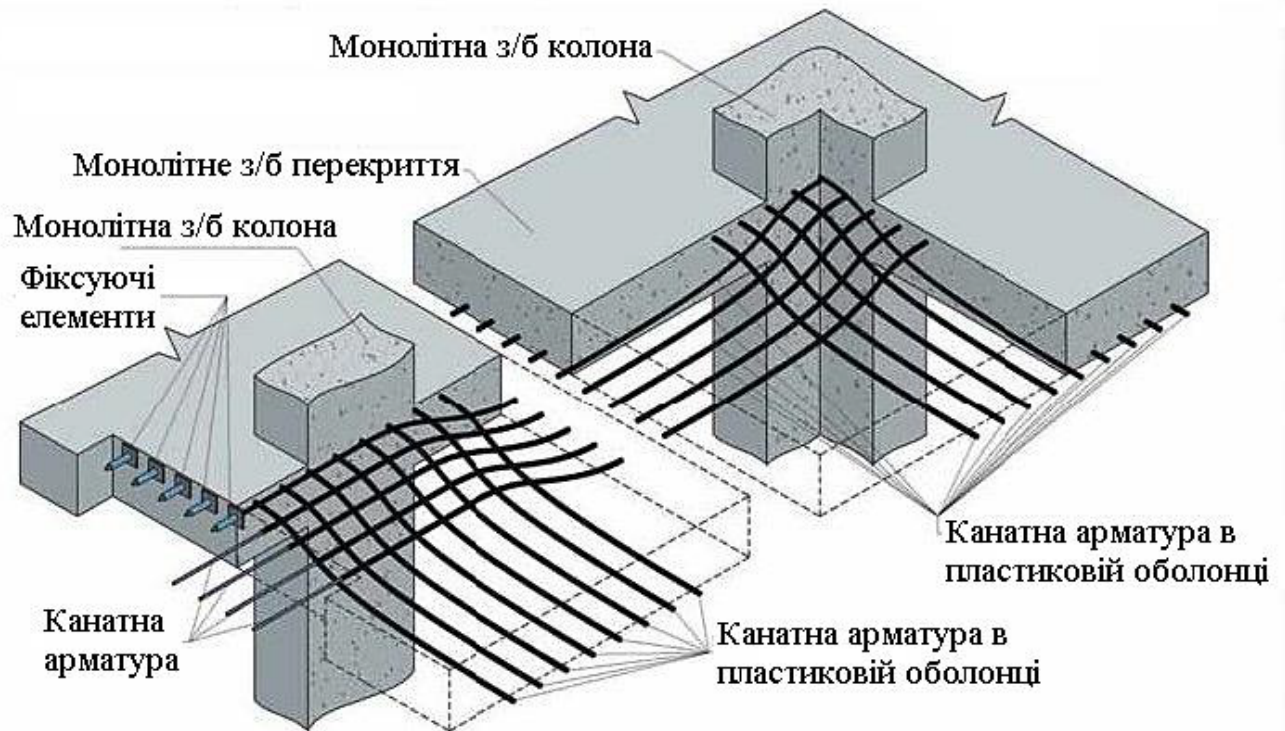


Рис. 3.5 Фрагмент армування плити перекриття попереднього напруження канатною арматурою.

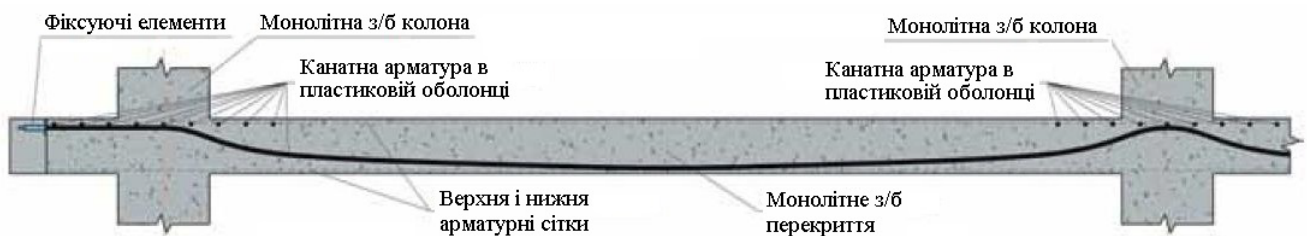


Рис. 3.6 Переріз плити перекриття

Іншим негативним фактором, що обмежує застосування плоских плит, є недостатня міцність на продавлювання, яка призводить до необхідності застосування спеціальних конструктивних заходів у вигляді поперечної арматури, жорстких опорних конструкцій тощо [12, 14, 21].

Ефективним способом протидії розвитку прогинів та розкриття тріщин є виконання попереднього напруження арматури, яке може виконуватися по всій площі плити або місцево, окремими канатами або стрижнями.

Застосування даної технології має наступні особливості:

- наявність канатів в нижній зоні, де великі значення прогинів плити і вплив попереднього напруження на зменшення прогинів зростає;
- одночасно в середніх зонах чарунку попереднє напруження зменшує ширину розкриття тріщин;
- в приопорних зонах напружена арматура перекладається у верхню частину перерізу і сприяє зменшенню розкриття нормальних тріщин;
- незначна заміна звичайної арматури на напружену в кількості 10-20% від загальної потреби арматури в чарунку істотно зменшує прогини і обмежує ширину розкриття тріщин;
- додаткове обтиснення бетону в області колон позитивно впливає на міцність перекриття на продавлювання, тому що міцність бетону в умовах трьохосного стиску збільшується.

У процесі проектування конструкцій в яких використовується попередньо напружена арматура без зчеплення з бетоном слід керуватися наступним принципом: що передача зусиль попереднього напруження на бетон здійснюється не по всій довжині конструкції, а лише в торцях елемента, в місцях передачі зусилля попереднього напруження, а також в місцях перегину канатів. Відповідно, напруження повинно бути прийнято в розрахунок як діючі на конструкцію зовнішні силові фактори. Зусилля у зонах перегину канатів залежать від конструктивних розмірів канатів та внутрішніх силових факторів. Найчастіше, в конструкціях використовується два типи розкладки канатів – вільна розкладка та фіксована розкладка. При вільній розкладці геометрія каната визначається його жорсткісними характеристиками, власною вагою і габаритами конструкції.

Діючими в цей час нормами [1] та [27] в цілому передбачається проектування попередньо напружених залізобетонних конструкцій, в тому числі з натягом на бетон. При цьому наводяться тільки вказівки по визначенню втрат попереднього напруження при натязі арматури на бетон. Однак в даних нормативах практично не враховуються особливості визначення втрат саме при натязі на бетон арматури без зчеплення. Крім того, не наводяться загальні правила розрахунку і проектування залізобетонних конструкцій без зчеплення

арматури з бетоном, які, як правило, мають криволінійне розташування в тілі конструкції.

ДБН В.2.3-14:2006 [4] на даний момент є єдиним документом, в якому містяться конкретні вказівки з проектування попередньо напружених конструкцій із застосуванням арматури без зчеплення з бетоном. У ньому наводяться загальні вимоги до проектування попередньо напружених конструкцій такого типу, включаючи визначення критеріїв відсутності зчеплення арматури з бетоном і забезпечення умов 1-ої і 2-ої групи граничних станів. Також містяться вказівки по вибору напруженої арматури, яка застосовується без зчеплення: стабілізовані канати (зі зниженою релаксацією) звичайного перетину і компактовані, в тому числі в поліетиленовій оболонці з мастилом і без змащення (моностренди), з гарантованим тимчасовим опором не вище 1770 МПа.

Однак даний ДБН В.2.3-14:2006 поширюється на проектування нових і реконструйованих постійних мостових споруд і труб. Він не може застосовуватися для проектування цивільних житлових і громадських будівель, так як враховує специфіку саме проектування конструкцій мостів і труб.

Слід зазначити, що в європейських нормативних документах EN 1992-1-1 [6] є більш чіткий поділ залізобетонних конструкцій з напруженою арматурою. Залежно від часу натягу арматури по відношенню до готовності залізобетонної конструкції (до або після), конструкції з арматурою, що напружується, поділяють на попереднє напруження і пост-напруження (відповідно «pre-tensioned» і «post-tensioned»). Даний підхід рекомендується використовувати і в наших нормах.

Попередньо напружені залізобетонні конструкції мають напружену арматуру тільки зі зчепленням з бетоном. Пост-напружені залізобетонні конструкції можуть мати напружену арматуру як зі зчепленням, так і без зчеплення.

Американські будівельні норми ACI 318-02 [8] мають аналогічний європейським нормам підхід до поділу залізобетонних конструкцій з напруженою арматурою на попереднє напруження зі зчепленням арматури з

бетоном і пост-напруження конструкції зі зчепленням і без зчеплення арматури з бетоном.

3.4 Натяг арматури, втрати натягу арматури, напруження в бетоні при обтисненні

В процесі передачі зусилля обтиснення і в процесі експлуатації конструкції початкове прийняте попереднє напруження зменшується внаслідок деформації анкерних пристосувань, повзучості бетону тощо. Зазначені втрати поділяють на перші втрати і другі втрати.

При визначенні напруження σ_{sp} в напруженій арматурі враховують:

- а) в стадії обтиснення бетону - перші втрати;
- б) в стадії експлуатації елемента - перші і другі втрати.

Напруження σ_s в звичайній арматурі, пов'язані з обтисненням бетону, приймають в стадії експлуатації з урахуванням втрат від усадки і повзучості бетону.

Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій з натягом арматури на бетон до перших втрат слід відносити втрати, що відбуваються в процесі передачі зусиль натягу на бетон аж до закінчення обтиснення бетону і повної передачі натягу.

Перші втрати проявляються при натязі арматурних елементів на бетон до закінчення обтиснення бетону, а другі втрати проявляються в наступний період - період навантаження корисним навантаженням і експлуатації конструкцій.

До числа перших втрат відносять втрати:

- від деформацій анкерів (посадок цанг в анкерах) $\Delta\sigma_{sp4}$;
- від тертя арматури об стінки каналотворювачів $\Delta\sigma_{sp7}$;
- від пружного скорочення конструкції при її обтисненні декількома послідовно натягуваними канатами $\Delta\sigma_{sp8}$.

До числа других втрат відносять втрати:

- від усадки бетону $\Delta\sigma_{sp5}$;
- від повзучості бетону $\Delta\sigma_{sp6}$;
- від релаксації арматури $\Delta\sigma_{sp1}$.

У розрахунках втрат напружень σ_{sp} приймають без урахування втрат.

Перші втрати

- Втрати від тертя арматури об стінки каналів:

Втрати від тертя арматури об стінки каналів в загальному випадку розраховують з урахуванням конкретної геометрії розкладки арматурних елементів, яка визначає зміну кута повороту осі арматури. Зміна кута повороту відповідає куту, утвореному дотичними напруженнями до траєкторії розкладки арматурних елементів у активного анкерного пристосування і в досліджуваному перерізі.

Втрати від тертя об стінки каналів можуть бути обчислені за наступною формулою Eurocode-2 [6]:

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_0 (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (3.1)$$

де: e - основа натурального логарифма;

x - відстань від точки прикладання зусилля натягу (активного анкера) до точки, в якій вимірюються втрати. Відстань x має бути виміряна по осі каната, але, як правило, при розрахунку протяжних конструкцій невеликої висоти може бути з достатньою точністю виміряна як довжина проекції каната на площину.

μ - коефіцієнт тертя, що дорівнює 0,06 (для канатів в захисній оболонці з мастилом);

k - коефіцієнт урахування непрямолінійності (вихляння) каната при його виробництві, що приймається за даними сертифікатів заводів-виробників арматури. У разі відсутності даних заводських сертифікатів для канатів вищої категорії якості даний коефіцієнт приймають рівним 0,05 рад/м;

θ - сумарний кут повороту осі арматури від анкера до розглянутого перетину, рад, (для прямолінійних ділянок сумарний кут θ приймають рівним 0).

Для будь-яких геометричних форм розкладок каната (пучка), для яких можливо вивести чіткий математичний опис, tg кута нахилу в точці може бути обчислений як похідна даної функції:

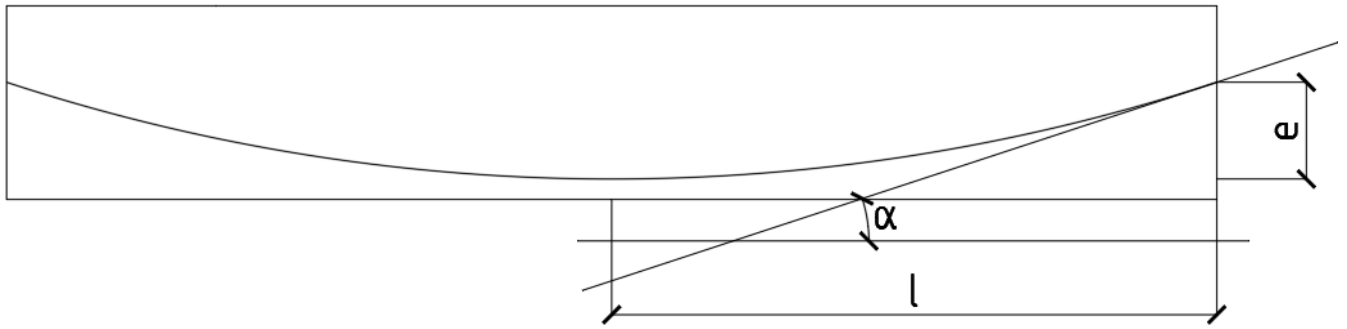


Рис. 3.7 Параболічна розкладка каната

Розіб'ємо параболу на дві однакові частини:

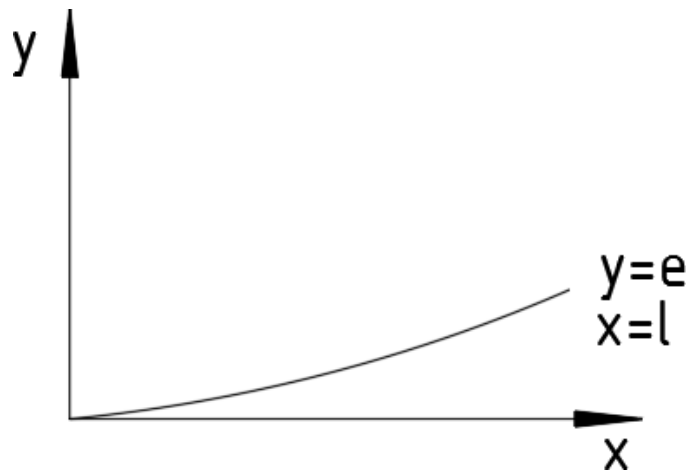


Рис. 3.8 До розрахунку сумарного кута повороту

Для даної параболі справедливий вираз:

$$y = ax^2, x = 0, y = 0, x = l, y = e;$$

Отримаємо: $a = e / l^2, tga = 2ax = 2(e/l^2)x;$

У точці $x = l, tga = 2e / l, a = arctg(2e / l).$

Як правило, в напружених конструкціях вигини канатів невеликі і допустимо використовувати залежність $tga = a.$

Таким чином, для даного прикладу $\theta = arctg(4e / l) \approx 4e / l;$

Необхідно визначити втрати напружень від тертя арматури об стінки каналів для плити перекриття (проліт 12 м) у пасивного анкера (на відстані $x = 12$ м від активного анкера).

Початкове армування: канатна арматура класу К7-15,7-1650/1860-ТУ100.

Початкове напруження в попередньо напруженій арматурі:

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{s.n} = 0,8 \times 1650 = 1320 \text{ МПа.}$$

Висота поперечного перерізу плити перекриття 220 мм, товщина захисного шару бетону від арматурного елемента до нижньої і верхньої межі балки прийнята 25 мм. З урахуванням діаметра ненапруженої арматури Ø16 мм елемента відстань між вершинами прольотної і опорної парабол розкладки попередньо напруженої арматури по висоті перерізу складає $e = 220 - 49 - 33 = 138 \text{ мм} = 0,138 \text{ м}$.

Отже:

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{4e}{l} \approx \frac{4e}{l} = \frac{4 \times 0,138}{12} = 0,046 \text{ рад}$$

Тоді:

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_0(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) = 1320 \left[1 - \frac{1}{0,06 \times (0,046 + 0,05 \times 12)} \right] = 50,76 \text{ МПа.}$$

Втрати попереднього напруження від тертя канатів об стінки каналу або оболонки при натязі на бетон слід обчислювати за формулою:

$$\Delta\sigma_{sp7} = \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x - \delta\theta}} \right) \sigma_{sp} \quad (3.2)$$

де: e - основа натуральних логарифмів;

ω і δ - коефіцієнти, що визначаються згідно ДБН В.2.6-98-2009;

x - довжина ділянки від натягувального пристрою до розрахункового перетину, м;

θ - сумарний кут повороту осі арматури, рад.

Відповідно, для даного прикладу значення обчислені згідно ДБН в 1,5 рази більше значень обчислених згідно Єврокоду. Дана розбіжність обумовлена тим, що системи, для яких розроблялися норми ДБН, мають більш високі показники тертя, ніж сучасні системи попереднього напруження.

Як правило, розкладку арматурних елементів виконують по висоті перетину з утворенням рівномірної зміни кута повороту арматури по довжині розміщення арматурних елементів і симетрично щодо середини прольотів. У таких випадках погонна зміна кута повороту осі арматури θ' , рад/м, розраховується за формулою:

$$\theta' = 16 \frac{f}{L^2} \quad (3.3)$$

де: f - відстань по вертикалі між вершинами прольотної і опорної парабол (рис.8.7);

L - довжина прольоту.

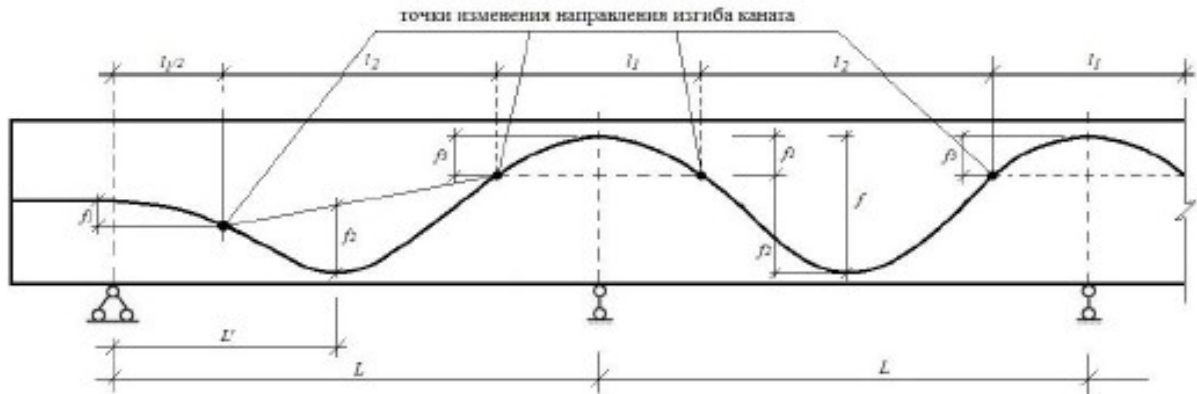


Рис. 3.9 Геометрія розкладки арматурних елементів по висоті перетину конструкції по траєкторіях прогонових і опорних парабол

Для випадків рівномірної зміни кута повороту арматури по довжині її розміщення, розрахунок втрат від тертя об стінки каналів допускається проводити за формулою:

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_0(1 - e^{-\mu\alpha(\theta'+k)}) \quad (3.4)$$

- Втрати попереднього напруження за рахунок прослизання канатів на анкері:

Відповідно до вимог ДБН втрати за рахунок деформації анкерів складають:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_{sp} \quad (3.5)$$

де: Δl_1 - деформації на глухому анкері не менше 2 мм;

Δl_2 - деформації на тяжному анкері, приймаємо 4 мм;

$E_{sp} = 195000$ МПа - модуль пружності напруженої арматури;

l - довжина натягнутого арматурного елемента.

Для попереднього прикладу отримаємо:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_{sp} = \frac{2 + 4}{12000} \times 19500 = 97,5 \text{ МПа}$$

При розрахунках згідно Єврокод-2 при передачі зусилля натягу на анкер відбувається «посадка» цанги в посадочний конусний отвір, за рахунок якого відбувається невелике геометричне вкорочення напруженого каната і падіння зусилля попереднього напруження. Величина посадки конуса регламентується виробником систем попереднього напруження і, як правило, приймається 2-6 мм при натягу домкратами з гідравлічною запресовкою цанг. При розрахунку зазвичай використовується параметр просадки конуса 4 мм.

Величину втрат обчислюють на підставі геометричного укорочення каната в результаті просідання цанг ($x < L$):

$$x = \sqrt{\frac{\delta}{\beta \varepsilon_{p0}}} \quad (3.6)$$

δ – величина просадки цанг;

β – усереднене значення втрат на тертя на 1 погонний метр каната, яке дорівнює:

$$\beta = \mu \left(\frac{\theta}{x} + k \right) \quad (3.7)$$

$\varepsilon_{\sigma_0} = \frac{\sigma_0}{E_s}$ – вихідне відносне подовження канату;

E_s – модуль пружності напруженої арматури;

A_{sp} – площа перерізу напруженого каната;

σ_0 – вихідний натяг арматури.

$$\Delta\sigma = \sigma_0 \times 2 \sqrt{\frac{\beta \delta}{\varepsilon_{\sigma_0}}} \quad (3.8)$$

Для досліджуваного прикладу отримаємо:

$$\Sigma\theta = 0,046; \delta = 4 \text{ мм}; \sigma_0 = 1320 \text{ МПа};$$

$$\mu = 0,06; L = 12 \text{ м}; k = 0,05 \text{ рад/м};$$

$$\beta = 0,06 \left(\frac{0,046}{12} + 0,05 \right) = 0,00323;$$

$$\varepsilon\sigma_0 = \frac{1320}{195000} = 0,0068;$$

$$x = \sqrt{\frac{0,004}{0,00323 \times 0,0068}} = 7 \text{ м};$$

$$\Delta\sigma = 1320 \times 2 \sqrt{\frac{0,00323 \times 0,004}{0,0068}} = 115,07 \text{ МПа.}$$

Як видно, методика розрахунку за Єврокод-2 враховує вплив тертя на перерозподіл втрат від деформації анкерів і дозволяє враховувати розподіл попереднього напруження по довжині напруженого елемента. Виходячи з цього можна зробити висновок, що формула з ДБН не дозволяє з прийнятною точністю оцінити рівень втрат від деформації анкерів і дає значення в 1,2 рази нижче значень Єврокод-2.

- Втрати від пружного скорочення бетону:

Як правило, залізобетонний елемент армується групою напружених послідовно елементів. Напруженим елементом може бути окремий моностренд, тоді натяг проводиться по черзі, для кожного каната. Після натягу кожного каната, відбувається пружне скорочення (обтиснення) бетону, що призводить до зниження зусиль попереднього напруження в розтягнутих канатах. Однак, розрахунок втрат від пружного обтиснення бетону відсутній у нормативній документації.

Величина відносного скорочення бетону в середньому може бути виражена як:

$$\varepsilon_c = 0,5 \frac{P}{A_c \times E_{bp}} \quad (3.9)$$

де: E_{bp} - початковий модуль пружності бетону, що відповідає передавальній міцності бетону;

A_c - площа обтисненого бетонного перерізу за винятком площі поперечного перерізу попередньо напруженої арматури;

P - діюче в перерізі стискаюче зусилля від натягу.

Коефіцієнт 0,5 враховує усереднену дію декількох послідовно натягваних арматурних елементів.

Тоді втрати від пружного обтиснення визначають за формулою:

$$\Delta\sigma = \varepsilon_c \times E_{sp} \quad (3.10)$$

Потрібно обчислити втрати напруження від пружного скорочення залізобетонної плити прольотом 8×8 м, виконаної з важкого бетону класу по міцності на стиск С40/50. Передавальна міцність бетону прийнята рівною 80% від проектного класу, тобто $E_{bp} = E_c = 35000$ МПа. Плита попередньо напружується 8-ма монострендами, ширина смуги розташування 1 м.

Початковий рівень попереднього напруження:

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{s,ser} = 0,8 \times 1650 = 1320 \text{ МПа.}$$

Площа поперечного перетину одного канату складає 165 мм².

Визначаємо зусилля обтиснення P :

$$P = 8 \times 1,65 \times 1320 = 1742,4 \text{ кН,}$$

$$A_c = 800 \times 20 - 8 \times 1,65 = 16000 \text{ см}^2.$$

Відносне скорочення від дії зусиль обтиснення P складає:

$$\varepsilon_c = 0,5 \frac{174240}{16000 \times 350000} = 1,5 \times 10^{-5}$$

Тоді:

$$\Delta\sigma = \varepsilon_c \times E_{sp} = 1,5 \times 10^{-5} \times 1,95 \times 10^5 = 2,95 \text{ МПа.}$$

За результатами розрахунку бачимо, що для плоских плит перекриттів втрати попереднього напруження за рахунок пружного обтиснення бетону незначні, і в більшості випадків ними можна знехтувати. Однак, можуть бути випадки, коли втрати від пружної деформації бетону складають значну величину, тому даний пункт розрахунку, рекомендується проводити для перевірки рівня обтиснення бетону, для плит перекриття значення має бути приблизно 1-3 МПа.

Другі втрати

- Втрати попереднього напруження за рахунок усадки бетону:

Величина втрат попереднього напруження за рахунок усадки бетону знаходиться за формулою:

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,75 \times \varepsilon_{b,sh} \times E_s \quad (3.11)$$

де: $\varepsilon_{b,sh}$ – величини деформації усадки бетону, значення яких можна наближено приймати в залежності від класу бетону [2]:

- 0,0002 для бетону класів С30/35 і нижче;
- 0,00025 для бетону класів С32/40;
- 0,0003 для бетону класів С35/45 і вище.

Тоді при використанні бетону С25/30 і канатної арматури з $E_s = 1950000$ МПа:

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,75 \times \varepsilon_{b,sh} \times E_s = 0,75 \times 0,0002 \times 195000 = 29,25 \approx 30 \text{ МПа.}$$

Єврокод-2 пропонує наступну методика для визначення втрат від усадки бетону:

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs} \times E_{sp} \quad (3.12)$$

де: ε_{cs} – повна відносна деформація бетону від усадки;

E_{sp} – модуль пружності напруженої сталі.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.13)$$

де: ε_{cd} – усадка висихання бетону;

ε_{ca} – хімічна усадка бетону:

$$\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0} \times k_h \quad (3.14)$$

Усадка висихання бетону продовжується значний час у вже затверділому бетоні, отже, значення може бути отримано згідно табл. 3.2 Єврокод-2 [6].

Коефіцієнт k_h визначається згідно табл. 3.3 Єврокод-2 і залежить від умовної висоти перерізу, яке дорівнює $h_0 = \frac{2A_c}{\mu}$ (A_c – площа перерізу бетону, мм²; μ – периметр перетину, в якому відбувається висихання).

Хімічна усадка знаходиться як лінійна функція міцності бетону і розраховується при досягненні бетоном міцності не менше n , %.

$$\varepsilon_{ca}^{(n)} = (1 - n)\varepsilon_{ca} \quad (3.15)$$

$$\varepsilon_{ca} = 2,5(f_c - 10) \times 10^{-6} \quad (3.16)$$

Плита перекриття з прольотами 8×8 м, товщиною 250 мм, бетон перекриття С25/30, напруження здійснюється при наборі бетоном 80% міцності:

- $\varepsilon_{cd,0} = 0,16\%$ для бетону C25/30 при вологості повітря 90%;

$$- h_0 = \frac{2A_c}{\mu} = \frac{2 \times 800 \times 25}{800} = 50; k_h = 1;$$

$$- \varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0} \times k_h = 0,16 \times 1 = 0,16\%;$$

$$- \varepsilon_{ca} = 2,5(f_c - 10) \times 10^{-6} = 2,5(25 - 10) \times 10^{-6} = 0,00375\%.$$

При умові проведення натягу при міцності бетону 80%:

$$\varepsilon_{ca}^{(n)} = (1 - n)\varepsilon_{ca} = (1 - 0,8) \times 0,00375\%$$

Як видно з прикладу, при натязі арматури на пізніх стадіях твердіння бетону значення ε_{ca} дуже незначне і можна використовувати тільки значення ε_{cd} :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \approx \varepsilon_{cd} = 0,16\%;$$

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs} \times E_{sp} = 0,16 \times 195000 = 31,2 \text{ МПа.}$$

За результатами бачимо, що значення втрат, які знаходились по ДБН і Єврокод, близькі, тому рекомендується використовувати методику розрахунку у відповідності до ДБН, тому що даний розрахунок простий і доволі точний.

- Втрати попереднього напруження за рахунок повзучості бетону:

Розрахунок втрат від повзучості бетону допускається виконувати за формулою:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \varepsilon_{cp} \times E_{sp} \quad (3.17)$$

де: ε_{cp} – відносне скорочення бетону на рівні напруженої арматури, що розташовується в середині висоти поперечного перерізу:

$$\varepsilon_{cp} = \frac{\varphi(\infty, t_0) \times \sigma_{bp}}{E_{bp}} \quad (3.18)$$

де: $\varphi(\infty, t_0)$ – граничний коефіцієнт повзучості бетону, який приймається у відповідності до табл. 3.1 ДСТУ Б В.2.6-156:2010.

Згідно Єврокод-2 втрати попереднього напруження від повзучості бетону можуть бути приблизно розраховані за наступною залежністю:

$$\Delta\sigma = \varepsilon_{cc} \times E_{sp} \quad (3.19)$$

де: ε_{cc} – відносна деформація повзучості бетону;

E_{sp} – модуль пружності напруженої сталі.

При $\sigma_s \leq 0,45f_{ck}(t_0)$:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times \left(\frac{\Delta\sigma_c}{E_c} \right) \quad (3.20)$$

де: $\varphi(\infty, t_0)$ – коефіцієнт повзучості бетону при його завантаженні у віці t_0 ;

σ_c – зусилля стиску в бетоні, яке дорівнюється обтисненню бетону попереднім напруженням;

$f_{ck}(t_0)$ – міцність бетону на стиск у віці натягу;

$E_c = 1,05E_{cm}$ – модуль пружності бетону.

Плита перекриття з прольотами 8×8 м, товщиною 250 мм, бетон перекриття С25/30, напруження здійснюється при наборі бетоном 80% міцності. Плита попередньо напружується 18 канатами, величина напруження за вирахуванням перших втрат дорівнює 105,6 МПа.

Згідно ДБН:

$$\sigma_{bp} = \frac{18 \times 105,6}{800 \times 25} = 0,95 \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_{cr} = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_{bp}}{E_{bp}} = 1,7 \frac{0,95}{26000} = 6,2 \times 10^{-5};$$

$$\Delta\sigma_{sp6} = \varepsilon_{cr} \times E_{sp} = 6,2 \times 10^{-5} \times 1,95 \times 10^5 = 12,09 \text{ МПа}.$$

Згідно Єврокод-2:

$$\sigma_c = 0,95 \text{ МПа};$$

$$f_{ck}(t_0) = 0,8 \times 25 = 20 \text{ МПа};$$

$$\sigma_c = 0,095 \text{ МПа} < 0,45f_{ck}(t_0) = 9 \text{ МПа};$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{\mu} = \frac{2 \times 800 \times 25}{800} = 50.$$

- орієнтовний строк набору бетоном міцності 80% - 7 діб;

- $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$ - визначається за схемою 3.1 Єврокод-2 в залежності від h_0 ;

- $E_c = 1,05E_{cm} = 1,05 \times 32500 = 34125 \text{ МПа}$;

- $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times \left(\frac{\Delta\sigma_c}{E_c} \right) = 2,5 \times \left(\frac{0,95}{34125} \right) = 6,45 \times 10^{-5}$;

$$- \Delta\sigma = \varepsilon_{cc} \times E_{sp} = 6,45 \times 10^{-5} \times 195000 = 12,57 \text{ МПа.}$$

Результати розрахунку показують, що методики визначення втрат за рахунок повзучості по ДБН і Єврокод дуже близькі, тому рекомендується використовувати вітчизняні норми для розрахунку втрат попереднього напруження від повзучості бетону. Варто також відзначити, що такий низький рівень втрат пов'язаний з невисоким рівнем обтиснення, прийнятим для прикладу 0,95 МПа. При рівні обтиснення 3 МПа втрати за рахунок повзучості можуть досягати 30-50 МПа.

- Втрати попереднього напруження від релаксації напруженої арматури:

Втрати від релаксації напружень в арматурі при механічному способі натягу визначаються за формулою:

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} \quad (3.21)$$

де: σ_{sp} – зусилля попереднього напруження без урахування втрат;

$R_{s,n}$ – нормативний опір каната розтягу, яке приймається рівним умовній межі плинності.

Необхідно визначити втрати напруження від релаксації для стабілізованої канатної арматури класу К7-15,7-1650/1860-ТУ100. Величина початкового напруження в попередньо напруженій арматурі складає:

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{s,ser} = 0,8 \times 1650 = 1320 \text{ МПа.}$$

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{1320}{1650} - 0,1 \right) \times 1320 = 100,32 \text{ МПа.}$$

Визначення релаксацій канатної арматури згідно Єврокод-2, з урахуванням застосування арматурних елементів зі стабілізованими канатами вищої категорії якості, допускається за формулою:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{0,1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^5 \quad (3.22)$$

де: $\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютне значення втрат за рахунок релаксації;

σ_{pi} – зусилля натягу в канаті після перших втрат;

t – час натягу в годинах, зазвичай розрахунок ведеться на час після натягу $t = 500000$ годин ≈ 57 років.

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} \quad (3.23)$$

ρ_{1000} – релаксація напруженої арматури через 1000 годин, для канатів 2-го класа - $\rho_{1000} = 2,5\%$.

Наприклад, при натязі канатів 2-го класа до максимального значення $\sigma_{pi} = 1320$ МПа втрати через 57 років складуть:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \times 2,5 \times 2,71^{9,1 \times 0,8} \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0,75(1-0,8)} \times 10^5 = 0,0595;$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1320}{1650} = 0,8.$$

Таким чином втрати від релаксації чере 57 років складуть 0,0595% або 78,54 МПа.

Для арматурних сталей вищої категорії якості при обчисленні втрат від релаксації значення за вітчизняною методикою ДБН істотно вище значень, отриманих відповідно до Єврокод-2. Це пояснюється тим, що методика Єврокод враховує клас сталі по релаксації, а також можливість стабілізації арматурних канатів і термін їх експлуатації. Розрахунок втрат від релаксації рекомендується здійснювати за формулою Єврокод, так як дана методика більш точніша. Також ДБН не враховує вплив перших втрат, що проявляються миттєво в процесі натягу на величину напружень в канатах в період, коли проявляється релаксація, що також не вірно.

Повні значення перших втрат і відповідаючі їм зусилля попереднього обтиснення визначають за формулами:

$$\sigma_{sp(1)} = \sum_i \Delta\sigma_{spi} \quad (3.24)$$

де: i – номер втрат попереднього напруження;

Сили попереднього обтиснення бетону з урахуванням перших втрат:

$$P_{(1)} = \sum_j (A_{spi} \times \sigma_{sp(1)j}) \quad (3.25)$$

де: A_{spj} та $\sigma_{sp(1)j}$ – площа перерізу j -ої групи стрижнів напруженої арматури в перерізі елементу і попереднє напруження в групі з урахуванням перших втрат:

$$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)j} \quad (3.26)$$

де: σ_{spj} – початкове попереднє напруження досліджуваної групи стрижнів арматури.

Повні значення перших і других втрат та відповідаючі їм зусилля попереднього обтиснення визначають за формулою:

$$\sigma_{sp(2)} = \sum_i \Delta\sigma_{spi} \quad (3.27)$$

Зусилля в напруженій арматурі з урахуванням повних втрат дорівнює:

$$P_{(2)} = \sum_j (A_{spj} \times \sigma_{sp(2)j}) \quad (3.28)$$

де:

$$\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j} \quad (3.29)$$

Напруження стиску в бетоні σ_{bp} в стадії обтиснення визначають відповідно до рекомендацій ДБН на рівні крайнього розтягнутого від дії зовнішньої експлуатаційного навантаження волокна або на рівні осі напруженої арматури по формулі:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \times e_{op} \times y}{I_{red}} - \frac{M' \times y}{I_{red}} \quad (3.30)$$

де: $P_{(1)}$ - зусилля попереднього обтиснення з урахуванням перших втрат;

M' - згинальний момент від зовнішнього силового фактора, що діє в стадії обтиснення (від власної ваги елемента і від додаткових вертикальних навантажень);

y - відстань від центра ваги приведенного перерізу елемента до розглянутого рівня;

e_{op} - ексцентриситет зусилля $P_{(1)}$ відносно центра тяжіння приведенного поперечного перерізу елемента.

Розтягуючі напруження в бетоні σ_{bp} визначають в тих же розрахункових перетинах, але на рівні крайнього стиснутого від дії експлуатаційного навантаження волокна за формулою:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \times e_{op} \times y}{I_{red}} - \frac{M' \times y}{I_{red}} \quad (3.31)$$

Розтягуючі напруження в бетоні в стадії обтиснення не повинні призводити до утворення початкових тріщин в стиснутій від дії експлуатаційних навантажень зоні, що перевіряють за умовою:

$$\sigma_{bp} \leq f_{ctk}$$



Рис. 3.10 Залежність втрат попереднього напруження від розмірів чарунків

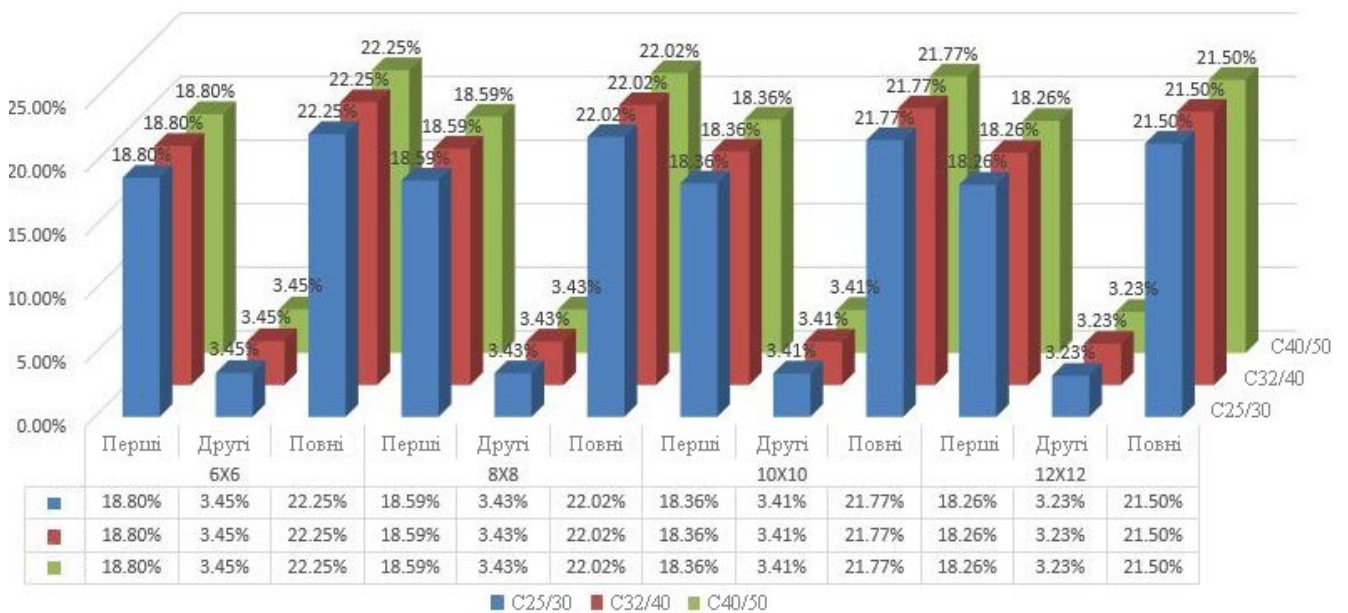


Рис. 3.11 Залежність втрат попереднього напруження (у відсотках від σ_{sp}) від розмірів чарунків

На гістограмах представлені перші і другі втрати попереднього напруження, обчислені за формулами для чарунків зі сторонами 6×6, 8×8, 10×10, 12×12 м і класів бетону С25/30, С32/40, С40/50 (рис. 3.10-3.11).

3.5 Розрахунок приросту зусилля натягу в канатах без зчеплення при деформаціях конструкцій

На стадіях експлуатації та руйнування конструкції за рахунок деформацій і відповідного приросту геометричної довжини напруженої арматури відбувається збільшення напружень в канатній арматурі, так звані «противтрати». Даний ефект особливо значущий при розрахунку напружених елементів з канатною арматурою без зчеплення з бетоном на стадії руйнування, так як при розрахунку згинального елемента використовується показник σ_{sp} , який замінює R_{sp} . При розрахунку попереднього напруження елементів на стадії руйнування Єврокод-2 рекомендує збільшувати величину σ_{sp} на 5% за рахунок деформацій бетону. Американські норми АСІ рекомендують додавати до значення σ_{sp} 100 МПа. На стадії експлуатації приріст напружень може бути обчислений як приріст його геометричної довжини.



Рис. 3.12 Довжина канату L_1 до стадії експлуатації

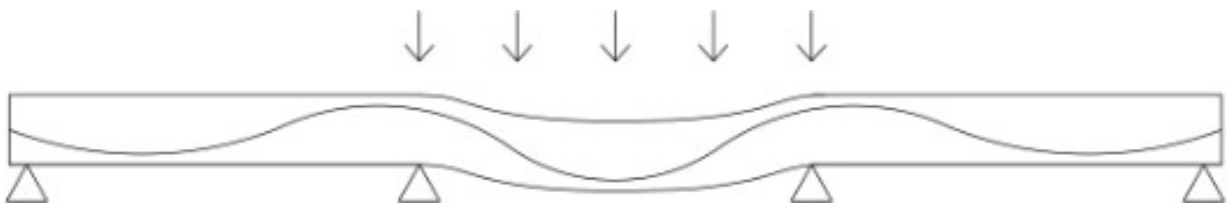


Рис. 3.13 Довжина канату L_2 до стадії експлуатації

Довжина каната змінюється за рахунок приросту довжини під дією навантажень: $L_2 = L_1 + \Delta L$.

Таким чином приріст геометричної довжини і відповідний приріст напружень в напруженій арматурі може бути обчислений на основі даних о деформації бетону. Довжину канату L_1 , як правило, можна приймати рівною довжині проекції канату на площину (без урахування прогинів).

Приріст геометричної довжини для кожного прольоту може бути розраховано за геометричною формулою:

$$\frac{L^2}{2} = \sqrt{\left(\frac{L^1}{2}\right)^2 + \Delta^2} \quad (3.32)$$

Приріст напружень обчислюється виходячи із залежності:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta l}{l_1} \times E_s \quad (3.33)$$

У даній магістерській роботі основний інтерес представляють прирости в конструкціях на стадії руйнування. В стадії перед руйнуванням напруження в звичайній арматурі наближаються до межі плинності. У той же час в напруженій арматурі напруження в стадії перед руйнуванням залишаються невідомими.

Для їх визначення потрібно знайти граничні прогини плити перекриття, встановлення яких є метою даного дослідження.

При проведенні розрахунків міцності перекриттів в стадії руйнування при одночасному використанні звичайної і високоміцної арматури, з метою недопущення перетяжки арматури і максимального використання її міцності, необхідно знайти прогини монолітної плити безбалкового перекриття в стадії граничної рівноваги (рис. 3.14).

Плита знаходиться в граничній рівновазі і складається з окремих ланок, з'єднаних між собою лінійними шарнірами.

де: z_b – плече внутрішньої пари сил, $z_b = h_0 - \frac{x}{2}$ при максимальній відносній висоті стиснутої зони $\xi \leq 0,3$.

При граничному значенні $x = 0,3h_0$ плече пари сил дорівнює:

$$z_b = h_0 - \frac{0,3h_0}{2} = h_0(1 - 0,3/2) = 0,85h_0 \quad (3.35)$$

Величина позитивного моменту в середині прольоту дорівнює:

$$M^+ = R_s A_s z_b = 0,85 R_s A_s h_0 \quad (3.36)$$

Аналогічно максимальний негативний момент на опорах визначається кількістю верхньої арматури A_s' , що перетинає контур колони $M^- = R_s A_s' z_b$ на одиницю ширини перерізу. Величина негативного моменту на опорах дорівнює:

$$M^- = R_s A_s' z_b = 0,85 R_s A_s' h_0 \quad (3.37)$$

Для визначення прогинів при руйнуванні застосований метод вирізання умовної полоси з шириною, яка дорівнює діагоналі квадратної або прямокутної колони. Полоса розглядається як шарнірно обперта балка, із розрахунковим прольотом, що дорівнює відстані між опорними пластичними шарнірами (див. рис. 8.11).

При обчисленні прогинів необхідно попередньо розрахувати кривину умовної полоси плити $1/\rho$ по наступній формулі:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{kM}{D} \quad (3.38)$$

де: D – жорсткість вигину полоси;

M – діючий в перетині момент;

$k = 0,85$ – коефіцієнт, який враховує зниження жорсткості під впливом непружних деформацій бетону розтягнутої зони.

У зв'язку з тим, що деформації повинні приматися з урахуванням розкриття тріщин, жорсткість залізобетонного елемента в перерізі з тріщинами визначається за формулою:

$$D = E_{s,red} A_s z (h_0 - x_m) \quad (3.39)$$

де: x_m – висота стиснутої зони, яка приймається для елемента після утворення пластичних шарнірів $x_m = 0,3h_0$ (плече внутрішньої пари $z = 0,85h_0$).

Підставляючи значення x_m в формулу (8.4.8) отримаємо вираз для жорсткості:

$$D = E_{s,red} A_s z (h_0 - x_m) \approx 0,7 E_{s,red} A_s h_0^2 \quad (3.40)$$

Використовуючі вирази (8.3.3)-(8.3.4) отримаємо формулу для обчислення кривини:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{D} = \frac{0,85 R_s A_s h_0}{0,7 E_s A_s h_0^2} = 1,21 \frac{R_s}{E_s h_0} \quad (3.41)$$

Враховуючі, що в якості ненапруженої арматури рекомендується використовувати арматуру класу А500С ($R_s = 435$ МПа) або А400 ($R_s = 350$ МПа). А модуль пружності сталі $E_s = 200000$ МПа, отримуємо:

- при застосуванні арматури класу А400:

$$\frac{1}{\rho} = 1,21 \frac{R_s}{E_s h_0} = 1,21 \times \frac{350}{200000 \times h_0} = \frac{0,00212}{h_0} \quad (3.42)$$

- при застосуванні арматури класу А500С:

$$\frac{1}{\rho} = 1,21 \frac{R_s}{E_s h_0} = 1,21 \times \frac{435}{200000 \times h_0} = \frac{0,00263}{h_0} \quad (3.43)$$

Можна зробити висновок про те, що кривина елемента в граничному стані залежить від двох змінних параметрів: величини фізичної межі плинності арматури R_s та висоти перерізу h_0 .

Враховуючі, що для квадратного чарунку $L = 6$ м з колонами 400×400 мм розрахунковий проліт буде дорівнювати відстані між внутрішніми кутами колон

$l_0 = \sqrt{2l^2} - \sqrt{2\left(\frac{h_k}{2}\right)^2} = 8,2$ прогин в центрі чарунку (умовної балки) може

визначатися по формулі:

$$f = S \frac{1}{\rho} \times l_0^2 = \frac{5}{48} \times \frac{0,00263}{h_0} \times 8,2^2 = \frac{0,0184}{h_0} \quad (3.44)$$

При арматурі класу А500С і чарунку 8×8 м формула має вигляд:

$$f = S \frac{1}{\rho} \times l_0^2 = \frac{5}{48} \times \frac{0,00263}{h_0} \times 11,03^2 = \frac{0,0333}{h_0} \quad (3.45)$$

При арматурі класу А500С і чарунку 10×10 м формула має вигляд:

$$f = S \frac{1}{\rho} \times l_0^2 = \frac{5}{48} \times \frac{0,00263}{h_0} \times 13,86^2 = \frac{0,0526}{h_0} \quad (3.46)$$

При арматурі класу А500С і чарунку 12×12 м формула має вигляд:

$$f = S \frac{1}{\rho} \times l_0^2 = \frac{5}{48} \times \frac{0,00263}{h_0} \times 16,69^2 = \frac{0,0763}{h_0} \quad (3.47)$$

Знайдемо величини граничних прогинів для трьох чарунків з прольотами 6×6, 8×8, 10×10, 12×12 м при різних товщинах плити перекриття і арматури А500С. На рис. 3.15 представлені результати обчислень граничних прогинів.



Рис. 3.15. Графіки граничних прогинів для різних чарунків в стадії руйнування

З графіків видно, що зі збільшенням товщини плити прогин зменшується для різних розмірів чарунків. При збільшенні товщини від 0,18 до 0,3 м ця величина складає близько 40%. Запропонований інженерний спосіб розрахунку

і наведені графіки оцінюють величини прогинів плити безбалкового монолітного перекриття в граничному стані при різних прольотах, товщинах плит і класах ненапруженої арматури і, таким чином, дозволяють встановлювати початкові напруження у високоміцній арматурі і напруження в результаті прогину.

Далі, розраховуємо по формулі значення приросту в напруженій арматурі.

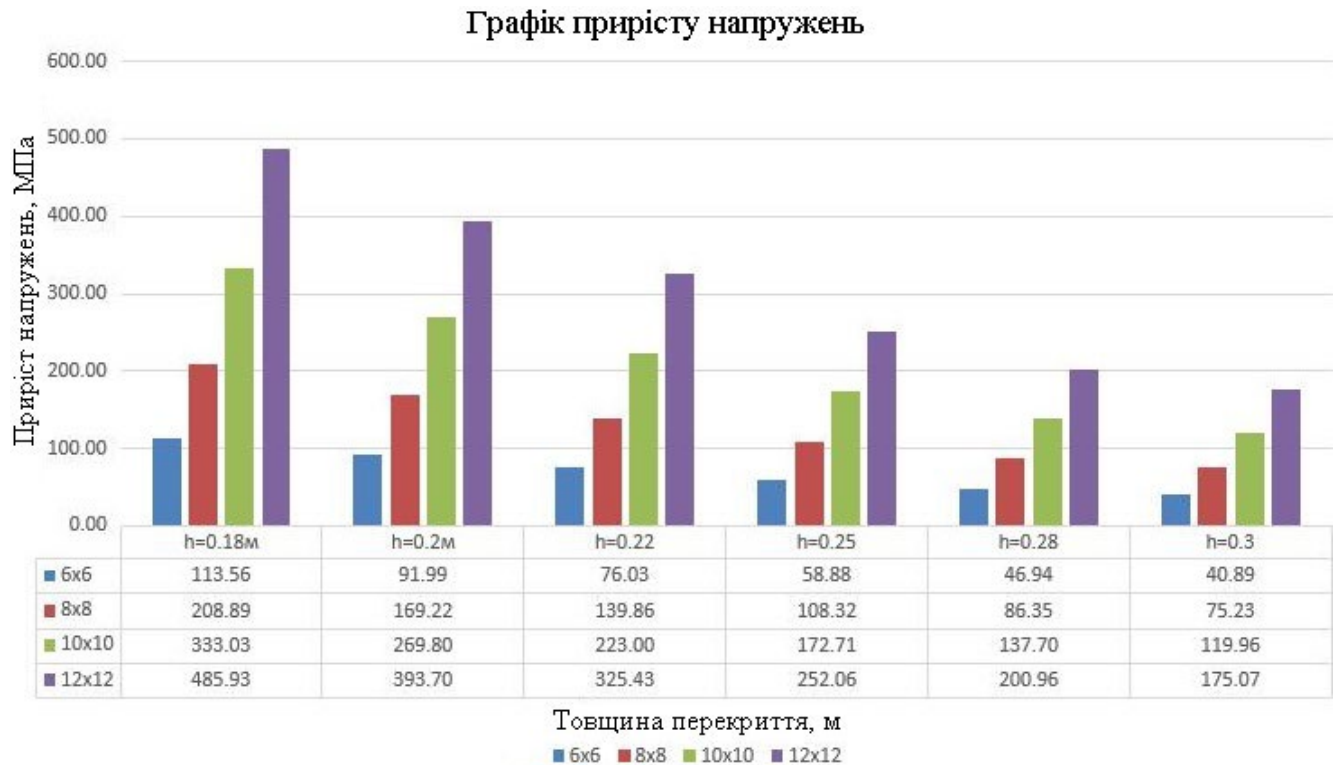


Рис. 3.16. Графіки приросту напружень для різних чарунків в стадії руйнування

Як видно на рис. 3.16, значення приростів для напруженої арматури при розрахунку перекриттів за граничним станом може перевищувати значення, рекомендовані Єврокод-2. Результати дають зрозуміти, що застосування попереднього напруження дає суттєвий ефект при великому кроці колон, так як при невеликих розмірах чарунку, руйнування, що відбувається при досягненні ненапруженою арматурою розрахункового опору, викликає невеликі збільшення напружень в попередньо напружених канатах, що свідчить про велике недовикористання попередньо напруженої арматури.

3.6 Визначення зусиль в конструкції. Розрахунок за 2-ою групою граничних станів

У загальному випадку для визначення зусиль і деформацій в конструкції від попереднього напруження з натягом на бетон зусилля докладається до конструкції як зовнішній силовий вплив.

Як правило, в розглянутих конструктивних рішеннях напружені канати розкладаються по формі, що повторює форму епюри згинальних моментів в конструкції. Дана форма розкладки дозволяє мінімізувати витрату матеріалу і реалізувати переваги від використання попереднього напруження. Напружена арматура в перекритті розташовується поодинокі або групами по надколонних смугах в перехресному напрямку.

Надпорні моменти в плитах перекриттів у колон утворюють гострокутну форму епюри. Очевидно, що забезпечити в цій зоні таку ж форму вигину напружених арматурних елементів неможливо. Тому вдаються до наступного розрахунково-конструктивного прийому. Відповідно до цього прийому в прольотних зонах напруженим канатам надають форму параболи, а в надколонних зонах - форму перевернутої параболи (рис. 3.17). При цьому геометрію парабол розраховують таким чином, щоб точка зміни напрямку перегину напруженої арматури знаходилася на незначній відстані від зони нульових поперечних сил. Так, наприклад згідно з даними, вказана відстань становить приблизно $1/20$ прольоту від осі колон (для плит перекриттів з співвідношенням довжини прольоту до товщини, яке дорівнює 40).

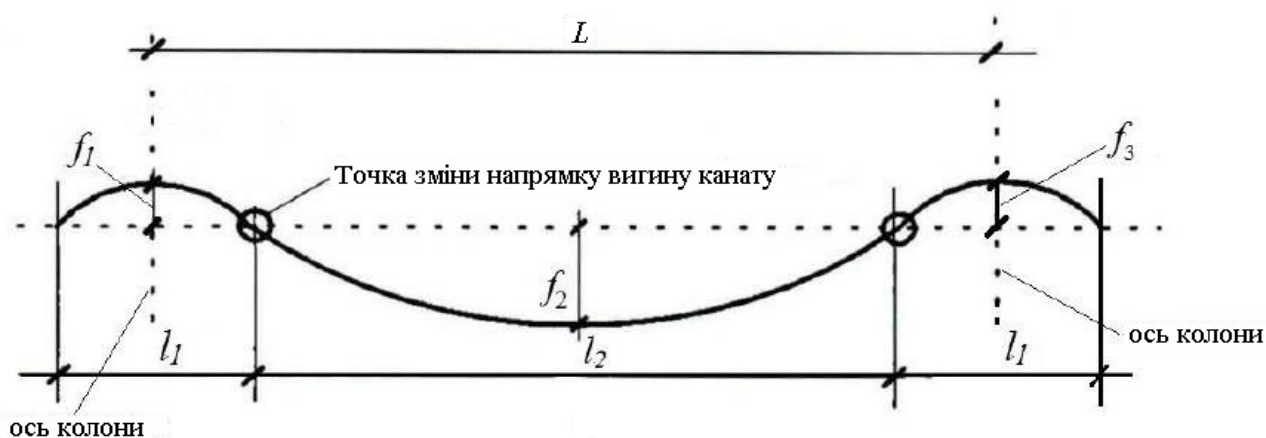


Рис. 3.17 Профіль розкладки канату по висоті перетину в прольоті і на опорах

При розміщенні напружених елементів по параболічних кривих в поперечних перетинах конструкцій внаслідок тиску канатів на стінки каналів виникають не тільки згинальні моменти, але і поперечні сили (рис. 3.18). Зазначені поперечні сили розвантажуючим чином діють в прольотній параболі, знижуючи частину зовнішнього вертикального навантаження. На ділянках зворотної параболи, навпаки, поперечні сили довантажують зазначені зони конструкцій. Даний ефект може враховуватися відповідним коригуванням зовнішніх навантажень на кожній з ділянок парабол.



Рис. 8.18 Додаткові навантаження в конструкціях від вертикальних складових зусилля натягу

Вказані навантаження враховують в розрахунках зі знаком “мінус” в прольотній параболі і зі знаком “плюс” в надопорній параболі.

Додаткове вертикальне рівномірно розподілене навантаження q_{p2} в прольотній частині конструкції на довжині l_2 від дії зусилля обтиснення (див. рис. 8.16) розраховують по формулі:

$$q_{p2} = 8 \frac{P \times f_2}{l_2^2} \quad (3.48)$$

Додаткове вертикальне рівномірно розподілене навантаження q_{p1} та q_{p3} на лівій і правій опорах прольота конструкції на довжині l_1 від дії зусилля обтиснення розраховують по формулі:

$$q_{p1} = 8 \frac{P \times f_1}{l_1^2}; q_{p3} = 8 \frac{P \times f_3}{l_1^2} \quad (3.49)$$

де: P - зусилля попереднього напруження за вирахуванням перших і других втрат;

f_1, f_3 - відстань по вертикалі відповідно між вершиною лівої над опорної параболи в розглянутому прольоті і лівою точкою перегину арматурного елемента і між правою надопорною параблою і правою точкою перегину арматурного елемента в аналізованому прольоті (див. рис. 8.11);

f_2 - відстань по вертикалі відповідно між вершиною прольотної параболи і точками перегину арматурного елемента в аналізованому прольоті;

l_1, l_2 - довжина ділянки прольоту між точками перегину арматурного елемента відповідно в надопорній частині і прольотної частини конструкції.

Точкою зміни напрямку вигину арматурного елемента є точка, в якій функція безперервна і при переході через яку, функція змінює знак.

На рис. 3.19 показано розподіл зосереджених сил від додаткового вертикального навантаження на ділянках окремих конструктивних елементів.

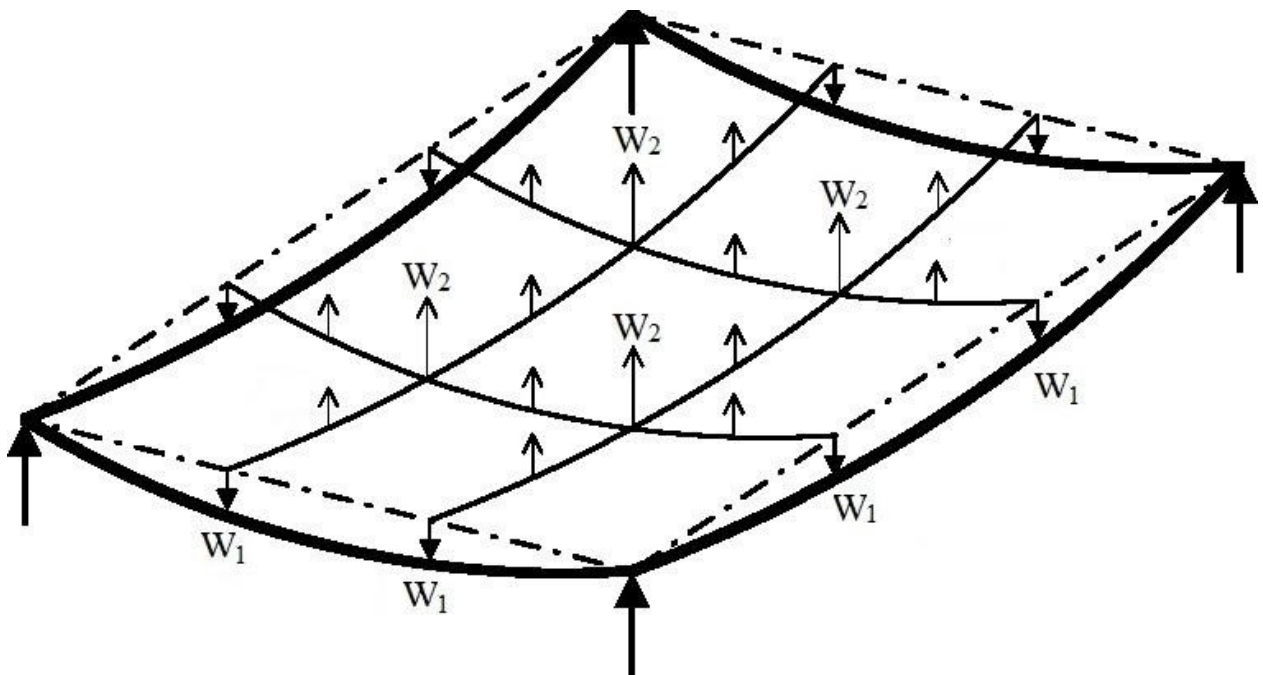


Рис. 3.19. Розподіл вертикальних зусиль в конструктивному чарунку від вертикальної складової зусиль натягу

При конструюванні криволінійного розташування арматури приймають до уваги певні обмеження, які пов'язані з тим, що нижня точка параболи в прольоті не може перебувати нижче зони допустимого захисного шару бетону. Крім того, провіси канатів повинні бути узгоджені з розташуванням

ненапруженої арматури так, щоб при можливому закріпленні на ненапружену арматуру напружених елементів звичайна арматура отримала достатні захисні шари і не прогиналася в напрямку стельової поверхні.

Аналогічна вимога відноситься і до верхньої точки параболи в надпорних зонах плит перекриттів. У разі улаштування пост-напруження в двох взаємоперпендикулярних напрямках при конструюванні параболічних відрізків необхідно брати до уваги збільшену товщину захисного шару бетону для арматури одного з напрямків. Також необхідно враховувати, що з огляду на криволінійний обрис розташування напружених арматурних елементів виникають вертикальні напруження в бетоні внаслідок тиску каната в оболонці на бетон. З метою забезпечення якісного натягу арматурних елементів у анкерів конфігурація арматурних елементів приймається за можливістю прямолінійною, горизонтально орієнтованою з розташуванням в середині висоти перерізу конструкції.

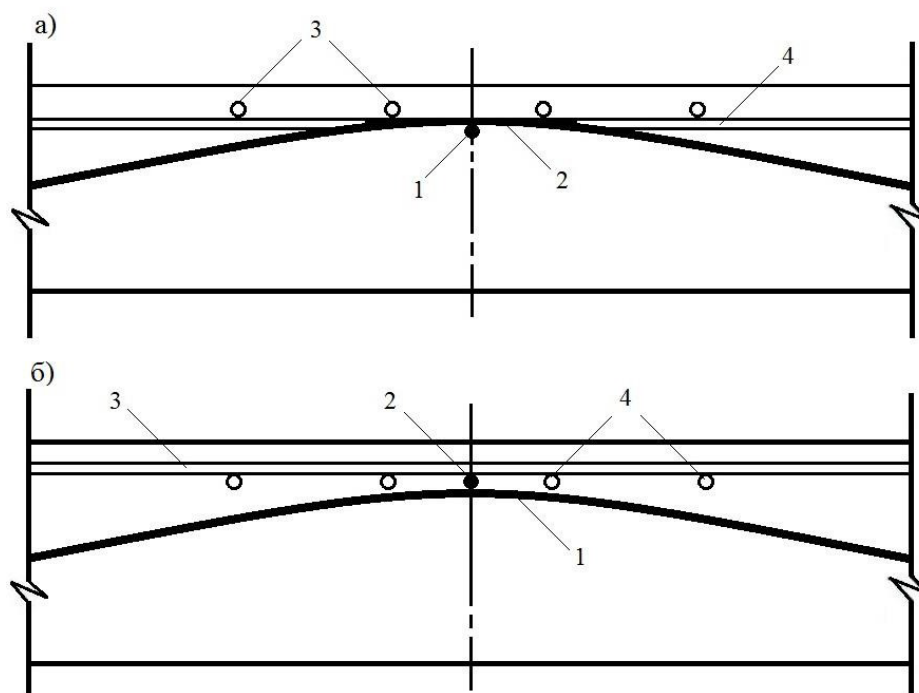


Рис. 3.20 Взаємне розташування напружених елементів і ненапруженої арматури при армуванні плит перекриттів у двох напрямках: *а* - в поздовжньому напрямку; *б* - в поперечному напрямку; 1 - напружені елементи поздовжнього напрямку; 2 - напружені елементи поперечного напрямку, 3 - ненапружена арматура поздовжнього напрямку, 4 - ненапружена арматура поперечного напрямку

Крім розвантажуючих поперечних зусиль у конструкціях діють горизонтальні зусилля обтиснення, за рахунок яких в бетонних елементах виникають зусилля стиску. В елементах відносно невеликого по протяжності перетину, а також рівномірно-обтиснених, обтиснення приймається рівномірно розподіленим по перерізу елемента і обчислюється як:

$$\sigma_{об} = \frac{P}{A} \quad (3.50)$$

При використанні системи без зчеплення з бетоном переріз приймається, як правило, центрально обтисненим незалежно від розташування канатної арматури. Зусилля обтиснення безпосередньо впливає на тріщиностійкість конструкції. В загальному випадку для утворення тріщин в перерізі необхідно виконання наступної умови:

$$\sigma = \frac{M_{red}}{\gamma W_{red}} - \frac{P}{A} \geq f_{ctk} \quad (3.51)$$

де: σ – величина напружень розтягу в розтягнутій зоні;

M_{red} – сумарний згинальний момент в конструкції з урахуванням дії зовнішніх сил і попереднього напруження;

W_{red} – момент опору перерізу, $W_{red} = I_{red} / y$;

A_{red} – приведена площа перерізу, $A_{red} = A_b + \alpha A_s + \alpha A_s'$;

P – діюче зусилля обтиснення;

γ – коефіцієнт, який залежить від поперечного перерізу елемента;

α – коефіцієнт приведення арматури до бетону, $\alpha = E_s / E_b$.

Особливістю при розрахунку по розкриттю тріщин для конструкцій з попередньо напруженою арматурою, яка не зчіплюється з бетоном є те, що враховується тільки ненапружена арматура, яка має зчеплення з бетоном.

Розраховується умовний ексцентриситет напруженої арматури:

$$e_{sp} = \frac{M_{sp}}{P} \quad (3.52)$$

де: M_{sp} – діючий в перерізі момент від попереднього напруження;

P – діюче в перерізі зусилля обтиснення.

Величина розкриття тріщин може бути визначена за формулою:

$$\alpha_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \frac{\sigma_s l_s}{E_s} \quad (3.53)$$

$\sigma_s = \Delta\sigma$ – величина приросту напружень в ненапруженій арматурі:

$$\sigma_s = \Delta\sigma = \frac{M - P(z - e'_{sp})}{zA_s} \quad (3.54)$$

де: z – відстань між центром тяжіння розтягнутої арматури до центра тяжіння стиснутої зони елемента.

Величина $z = h_0 - x / 3$, де x – висота стиснутої зони бетону.

$$x = \frac{h \left(\frac{M_{red}}{W_{red}} - \frac{P}{A_{red}} \right)}{\frac{M_{red}}{W_{red}}} \quad (3.55)$$

Приклад розрахунку

Для перерізу плити перекриття товщиною 250 мм і прольотами 8×8 м момент від зовнішнього навантаження складає в прольоті 75 кНм/м. Момент від попереднього напруження 25 кНм/м, зусилля обтиснення 1100 кН/м². Плита армується верхньою і нижньою сітками арматури Ø12 А500С з кроком 200×200 мм. Бетон конструкції С25/30. Треба перевірити тріщиностійкість і розкриття тріщин для метрової смуги.

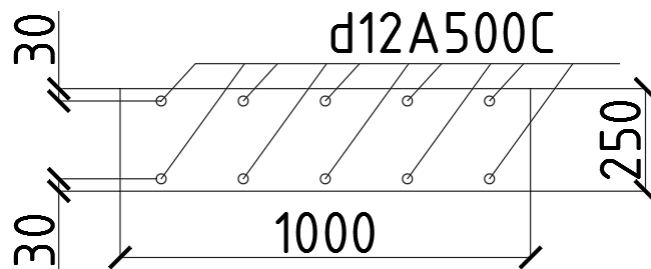


Рис. 3.21 Розрахунковий переріз плити

$$P = 0,25 \times 1 \times 1100 = 0,25 \text{ кН}$$

Геометричні характеристики без урахування арматури:

$$A_b = 2500 \text{ см}^2;$$

$$W_{red} = 1,3 \frac{100 \times 25^2}{6} = 13541 \text{ см}^2;$$

$$M_{red} = 75 - 25 = 50 \text{ кНм};$$

$$\sigma = \frac{M_{red}}{\gamma W_{red}} - \frac{P}{A} = \frac{500000}{13541} - 11 = 25,9 \text{ кг/см}^2 \geq f_{ctk} = 18,35 \text{ кг/см}^2$$

Тріщини утворюються.

$$A_s = A_s' = 5,65 \text{ см}^2;$$

$$e_{sp} = \frac{M_{sp}}{P} = 25,2 = 0,098 \text{ м} = 9,8 \text{ см};$$

$$e_{sp}' = 12,5 - 3 - 9,8 = -0,3 \text{ см};$$

$$x = \frac{h \left(\frac{M_{red}}{W_{red}} - \frac{P}{A_{red}} \right)}{\frac{M_{red}}{W_{red}}} = \frac{25 \times \left(\frac{500000}{13541} - 11 \right)}{\frac{500000}{13541}} = 19,27 \text{ см};$$

$$z = h_0 - x / 3 = 22 - 19,27 / 3 = 15,6 \text{ см};$$

$$\sigma_s = \Delta \sigma = \frac{M - P(z - e_{sp}')}{z A_s} = \frac{750000 - 27500 \times (15,6 - 0,3)}{15,6 \times 5,65} = 3735 \text{ кг/см}^2;$$

$$A_{bt} = (H - x) \times b = (25 - 19,27) \times 100 = 573 \text{ см}^2;$$

$$l_s = \frac{0,5 \times A_{bt}}{A_s} \times d_s = \frac{0,5 \times 573}{5,65} \times 1,2 = 60,8 \text{ см}^2;$$

$$\alpha_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \times 0,5 \times 1 \times \frac{3735}{1950000} \times 60,8 = 0,03 \text{ см} = 0,3 \text{ мм}.$$

3.7 Розрахунок попередньо напружених плит перекриття без зчеплення з бетоном по 1-й групі граничних станів

Розрахунок по міцності в стадії попереднього обтиснення виконують у відповідності з ДБН В.2.6-98-2009, де значення поздовжньої сили дорівнює:

$$N_p = \sigma_s \times A_{sp} \quad (3.56)$$

σ_{sp} – визначають з урахуванням перших втрат при коефіцієнті точності натягу $\gamma_{sp} = 1,1$.

Розрахунок міцності нормальних перерізів в експлуатаційній стадії допускається проводити за двома варіантами. У першому варіанті розрахунок виконують для звичайних конструкцій без попередньо напруженої арматури,

маючи на увазі наявність в розрахункових нормальних перерізах тільки звичайної арматури. У цьому випадку зусилля від попереднього напруження арматури враховують як самостійне зовнішнє навантаження. Розрахунок виконують за вказівками ДБН В.2.6-98-2009, як для позacentрово стиснутих елементів зі звичайною ненапруженою арматурою з поздовжньою силою, яка дорівнює:

$$N_p = (\sigma_{sp} + 100) \times A_{sp} \quad (3.57)$$

де σ_{sp} - визначають з урахуванням всіх втрат при коефіцієнті точності натягу точності натягу $\gamma_{sp} = 1,1$.

У другому варіанті розрахунок виконують з урахуванням звичайної і попередньо напруженої арматури. Початкове попереднє зусилля в цьому випадку приймають як частину граничного зусилля в напруженій арматурі.

Розрахунок нормальних перерізів залізобетонних елементів прямокутного перерізу при дії зусиль в площині симетрії нормального перерізу, виконують відповідно до другого варіанту розрахунку за умови:

$$M < M_{ult}$$

де: M - згинальний момент від зовнішнього навантаження;

M_{ult} - граничний згинальний момент, який може бути сприйнятий перерізом елемента.

Значення M_{ult} для елементів прямокутного перерізу визначають за формулою:

$$M_{ult} = f_{cd} \times b \times x \times (h_0 - x/2) + R_{sc} \times A'_s \times (h_0 - a') - R_{sc} \times A_s \times (\alpha_{sp} - a) \quad (3.58)$$

або за формулою:

$$M_{ult} = \sigma_{s,u} A_{sp} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_s A_s \left(h - a - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s \left(\frac{x}{2} - a' \right) \quad (3.59)$$

при цьому висоту стиснутої зони x знаходять наступним чином:

$$x = \frac{\sigma_{s,u} A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{f_{cd} \times b} \quad (3.60)$$

де: $\sigma_{s,u}$ – напруження в попередньо напруженій арматурі в граничному по міцності стані, яке визначається за формулою:

$$\sigma_{s,u} = \sigma_{sp} + \Delta\sigma_{s,u}$$

де: σ_{sp} – визначають з урахуванням всіх втрат при коефіцієнті точності натягу

$$\gamma_{sp} = 1,1;$$

$\Delta\sigma_{s,u}$ – приріст напружень в арматурі в граничному стані (див. Розділ 8.4).

Розрахунок залізобетонних елементів на дію поперечних сил

Розрахунок по міцності похилих перерізів на дію поперечних сил виконують по формулі:

$$Q_{ult} = Q_1 + Q_2 \quad (3.61)$$

де: Q_1 – поперечна сила, яка сприймається бетоном і поперечною арматурою в похилому перерізі;

Q_2 - поперечна сила, яка сприймається бетоном і попередньо напруженою арматурою в тому ж похилому перерізі.

$$Q_2 = N_p + \sin\theta \quad (3.62)$$

де: θ – кут нахилу напрямку поздовжньої сили N_p до горизонталі в точці перетину попередньо напруженої арматури похилого перерізу.

При розрахунку смуги між похилими тріщинами і по похилим перерізам враховують вплив напружень стиску від горизонтальної складової зусилля N_p , що визначається за формулою:

$$Q_3 = N_p + \cos\theta \quad (3.63)$$

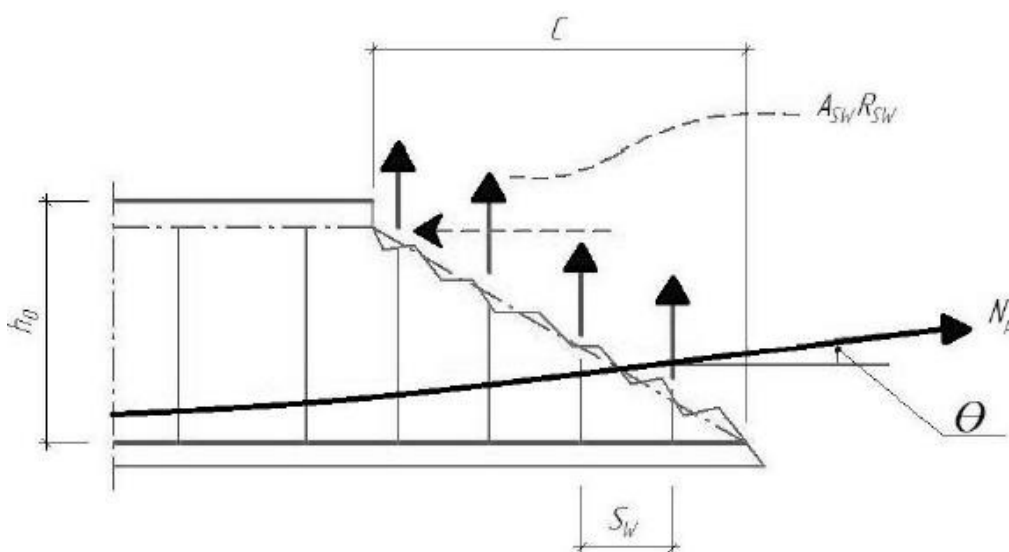


Рис. 3.22 Розрахункова схема зусиль при розрахунку по похилому перерізу при дії поперечних сил

Розрахунок залізобетонних елементів на продавлювання

Розрахунок міцності плит перекриття на продавлювання виконують відповідно до ДБН В.2.6-98-2009. В даному розрахунку зосереджену силу F від зовнішніх навантажень потрібно знижувати на величину F_1 , яку визначають за формулою:

$$F_1 = N_{p1} + \sin\theta \quad (3.64)$$

де: F_1 - зусилля, що сприймається напруженою арматурою, яка перетинає розрахунковий контур поперечного перерізу плити;

N_{p1} - зусилля в напруженій арматурі, яка перетинає розрахунковий контур поперечного перерізу (рис. 8.21), що визначається з урахуванням повних втрат попереднього напруження і $\gamma_{sp} = 0,9$.

При визначенні граничного зусилля, яке сприймається бетоном, враховують вплив стискаючих напружень від горизонтальної складової зусилля N_{p1} , що розраховується за формулою:

$$F_2 = N_{p1} + \cos\theta \quad (3.65)$$

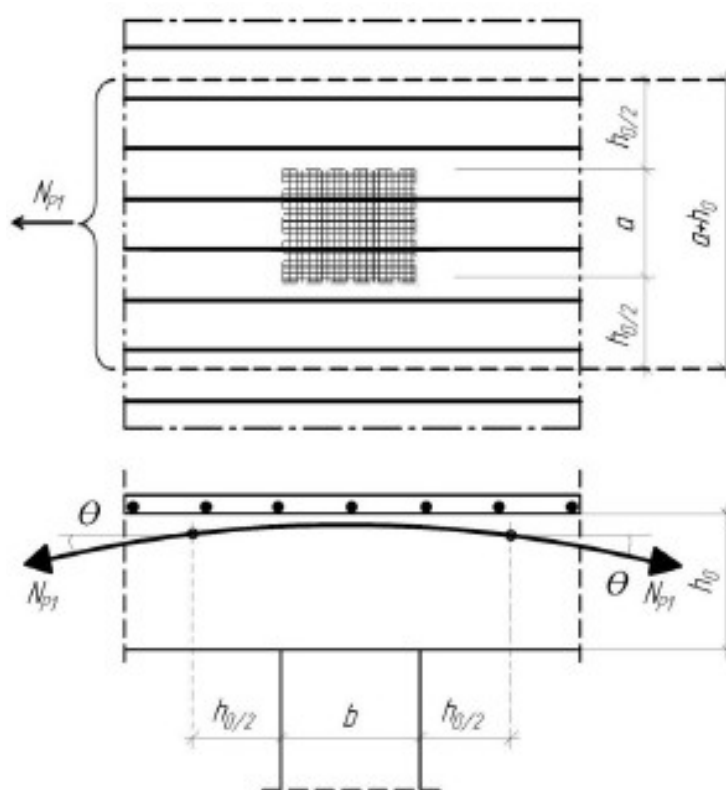


Рис. 3.23 Схема розрахунку на продавлювання

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В результаті проведеного порівняння вітчизняних та європейських нормативних документів можна зробити висновок про те, що вітчизняні норми не враховують всі особливості високоміцної канатної арматури в оболонці при розрахунку перших втрат попереднього напруження і втрат від релаксації арматури, які залежать від перших втрат. Однак варто зазначити, що втрати пов'язані з повзучістю і усадкою бетону визначаються з дуже незначною погрішністю, що свідчить про схожі методики розрахунків бетонних конструкцій.

Очевидно, що клас бетону не впливає на величину перших втрат, а їх величина залежить від розмірів чарунку, висоти перерізу плити, а також від кута перегину канатів, який зменшується зі збільшенням діагоналі чарунку. Зі збільшенням розмірів чарунків в розглянутому діапазоні спостерігається непропорційне зменшення перших втрат попереднього напруження від 342 до 332 МПа.

На величину других втрат впливають як розміри чарунку, так і клас бетону і переріз плити. При класі бетону від С25/30 до С32/40 другі втрати зменшуються на 12-14%, при класі бетону від С25/30 до С40/50 - на 19-20%. Можна зробити висновок, що в діапазоні досліджуваних параметрів, найбільші втрати досягаються при меншому розмірі чарунків ($L = 6$ м) і меншому класі бетону (С25/30). При збільшенні розмірів чарунків і класу бетону втрати зменшуються. За отриманими результатами, можна призначити величину перших і повних втрат у відсотках від вихідного натягу для попередніх розрахунків плит перекриття. Перші втрати можуть бути з достатньою точністю прийняті як 20% від вихідного натягу, а повні втрати 25% від вихідного натягу.

Запропоновано методику визначення прирістів в напруженій арматурі з використанням методу граничної рівноваги, по результатам якої можна проводити розрахунки згинальних елементів по міцності в граничному стані.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
3. ДСТУ Б В.2.6-2:2009. Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд, 2010. – 34 с.
4. ДБН В.2.3-14:2006. Мости та труби. Правила проектування. - К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 217 с.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 (ГОСТ 10922-90, MOD). Арматурні та закладні вироби зварні, з'єднання зварні арматури та закладних деталей виробів залізобетонних конструкцій. – К.: Мінрегіон України, 2012. – 43 с.
6. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. – Brussels: CEN, 2004. – 227 p.
7. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила та правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 311 с.
8. ACI 318-19. Building code requirements for structural concrete and commentary. – USA: ACI Committee, 2019. – 624 p.
9. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 в порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М Бамбура О.М. Пустовойтова, П.А. Резник, Є.Г. Стоянов, В.С. Шмуклер. - Х.: Золотые страницы, 2015. — 240 с.
10. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель і споруд / З.Я. Бліхарський. – Львів: НУ “Львівська політехніка”, 2008. – 108 с.
11. Баженов Ю.М. Матеріали та технології для ремонтно-відновлювальних робіт у будівництві: монографія / Ю.М. Баженов. - Комтех, 2000. - 233 с.

12. Бардишева Ю.А., Кузнецов В.С., Тализова Ю.А. Конструктивні рішення безбалочних безкопійних перекриттів із попередньо напруженою арматурою / Ю.А. Бардишева, В.С. Кузнецов, Ю.А. Тализова // Вестник ГСУ. - 2014. - №6. - С. 44-51.

13. Беглов А.Д., Санжаровський Р.С. Теорія розрахунку залізобетонних конструкцій на міцність та стійкість. Сучасні норми та Євростандарти / А.Д. Беглов, Р.С. Санжаровський, 2006. - 151 с.

14. Дзюба И.С., Ватин Н.И., Кузнецов В.Д. Монолітне більшпролітне ребристе перекриття з постнапруженням / Інженерно-будівельний журнал. - 2008. - № 1. - С. 5 - 12.

15. Забегаев А. В., Тамразян А. Г., Люблинский В. А., Арутюнян Р.Г. Безпека відновлюваних будівель із змінною конструктивною схемою несучих систем та фізичною нелінійністю матеріалу / А. В. Забегаев, А. Г. Тамразян, В. А. Люблинский, Р. Г. Арутюнян // Бетон та залізобетон. - 2000. - №1. - С. 12-15.

16. Климов А. Н. Прогноз розвитку напружено-деформованого стану конструкцій висотної будівлі на підставі даних системи моніторингу // Житлове будівництво. - 2013. - № 11. - С. 13-16.

17. Клименко Ф. Є. Міцність сталобетонних балок, армованих арматурою класу А-III, А-V у поєднанні зі стрічковою, що працює без зчеплення з бетоном / Ф. Є. Клименко, Б. М. Ільницький, Т. В. Бобало // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2007. – № 600: Теорія і практика будівництва. – С. 176–181.

18. Клименко Ф. Є. Міцність та деформативність сталобетонних балок, армованих арматурою класу А-400, Ат-800, в поєднанні зі стрічковою, що працює без зчеплення з бетоном / Ф. Є. Клименко, Б. М. Ільницький, Т. В. Бобало // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2008. – № 602: Теорія і практика будівництва. – С. 129–134.

19. Ромашко О.В. Щодо оцінювання зчеплення арматури з бетоном / О.В. Ромашко, В.Н. Ромашко // Збірник наукових праць УкрДУЗТ. – Харків: УкрДУЗТ, 2018. – Вип. 179. – С. 92-99.

20. Колчунов В. И. Методика экспериментальных исследований сцепления арматуры с бетоном / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. - Рівне : НУВГП, 2016. - Вип. 33. - С. 162-177.
21. Залізобетонні конструкції: підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнєцов та ін.– К.: Вища школа, 1995. – 591 с.
22. Бондарський О.Г. Визначення величини попереднього натягу арматури на упори (на форму) / О.Г. Бондарський, С.І. Руський, С.О. Ужегов, О.А. Ужегова // Збірник наукових праць “Сучасні технології та методи розрахунку у будівництві”. – Луцьк: ЛНТУ, 2017. – Вип. 7. – С. 17.-24.
23. Ониськів Б.М. Робота високоміцної арматури без зчеплення з бетоном у центрально-стиснутих елементах / Б.М. Ониськів, П.Ф. Холод // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2002. – С. 142–147.
24. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа / В.С. Шмуклер, Ю.А. Климов, Н.П. Бурак. – Харьков: “Золотые страницы”, 2008. - 336 с.
25. Портаєв Д.В. Розрахунок та конструювання монолітних переднапружених конструкцій цивільних будівель / Д.В. Портаєв. АСВ, 2011. - 248 с.
26. Гнидець Б.Г. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції. Проектування, дослідження і впровадження в будівництво / Б.Г. Гнидець. – Львів: «Львівська політехніка», 2014. – 260 с.
27. ДСТУ Б В.2.6-205:2015. Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель і споруд. – Київ: Мінрегіон України, 2015. – 28 с.
28. Ткачевський В.О., Циганенко Л.А. Аналіз напружено-деформованого стану монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном / Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.). – Суми, 2023. – С. 133.

Додаток 1. Матеріали конференції

Сумський національний аграрний університет

Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.)

АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ З СИСТЕМОЮ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ БЕЗ ЗЧЕПЛЕННЯ З БЕТОНОМ

Ткачевський В.О., здобувач 2м курсу, спец.192 «Будівництво та цивільна інженерія», ФБТ
Циганенко Л.А., к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій
Сумський НАУ

На сьогоднішній день у нашій країні аналіз роботи та дослідження конструкцій в яких використовується попередньо напружена арматура, яка в свою чергу має зчеплення з бетоном досконало вивчені та для таких конструкцій затверджені нормативні документи та відповідні методи розрахунку. Викликає значний інтерес конструкції з попередньо напруженою арматурою, яка не зчіплюється з бетоном, розрахунок та поведінка таких конструкцій ще повністю не вивчена та в нормативних документах враховані не всі нюанси та особливості роботи вказаних конструкцій.

Детальний аналіз наукових джерел продемонстрував, що питання проектування плоских плит перекриттів з використанням високоміцної арматури без зчеплення з бетоном у вітчизняній і зарубіжній літературі практично не висвітлені. Особливо коли у якості напруженої арматури використовуються високоміцні канати без зчеплення з бетоном, типу «моностренд», які отримали в даний час широке поширення.

Метою досліджень є проведення аналізу напружено-деформованого стану монолітних плит безбалкових перекриттів, армованих звичайною фоновою арматурою і високоміцними канатами без зчеплення з бетоном, завантажених суцільним рівномірно-розподіленим навантаженням.

Основною особливістю, яку необхідно враховувати при проектуванні конструкцій без зчеплення з бетоном є той факт, що передача зусиль попереднього напруження на бетон здійснюється не по всій довжині конструкції, а лише в торцях елемента, в місцях передачі зусилля попереднього напруження.

Необхідно враховувати, що напружена високоміцна арматура буде працювати в складі плити як розтяжна нитка (ванта), що має початковий прогин внаслідок зміни траєкторії початкового розташування високоміцної арматури і подальшого придбаного прогину.

В процесі передачі зусилля обтиснення і в процесі експлуатації конструкції початкове прийняте попереднє напруження зменшується внаслідок деформації анкерних пристосувань, повзучості бетону тощо. Зазначені втрати поділяють на перші втрати і другі втрати. Перші втрати проявляються при натязі арматурних елементів на бетон до закінчення обтиснення бетону, а другі втрати проявляються в наступний період - період навантаження корисним навантаженням і експлуатації конструкцій.

До числа перших втрат відносять втрати: від деформації анкерів (посадок цанг в анкерах); від тертя арматури об стінки каналотворювачів; від пружного скорочення конструкції при її обтисненні декількома послідовно натягуваними канатами.

До числа других втрат відносять втрати: від усадки бетону; від повзучості бетону; від релаксації арматури.

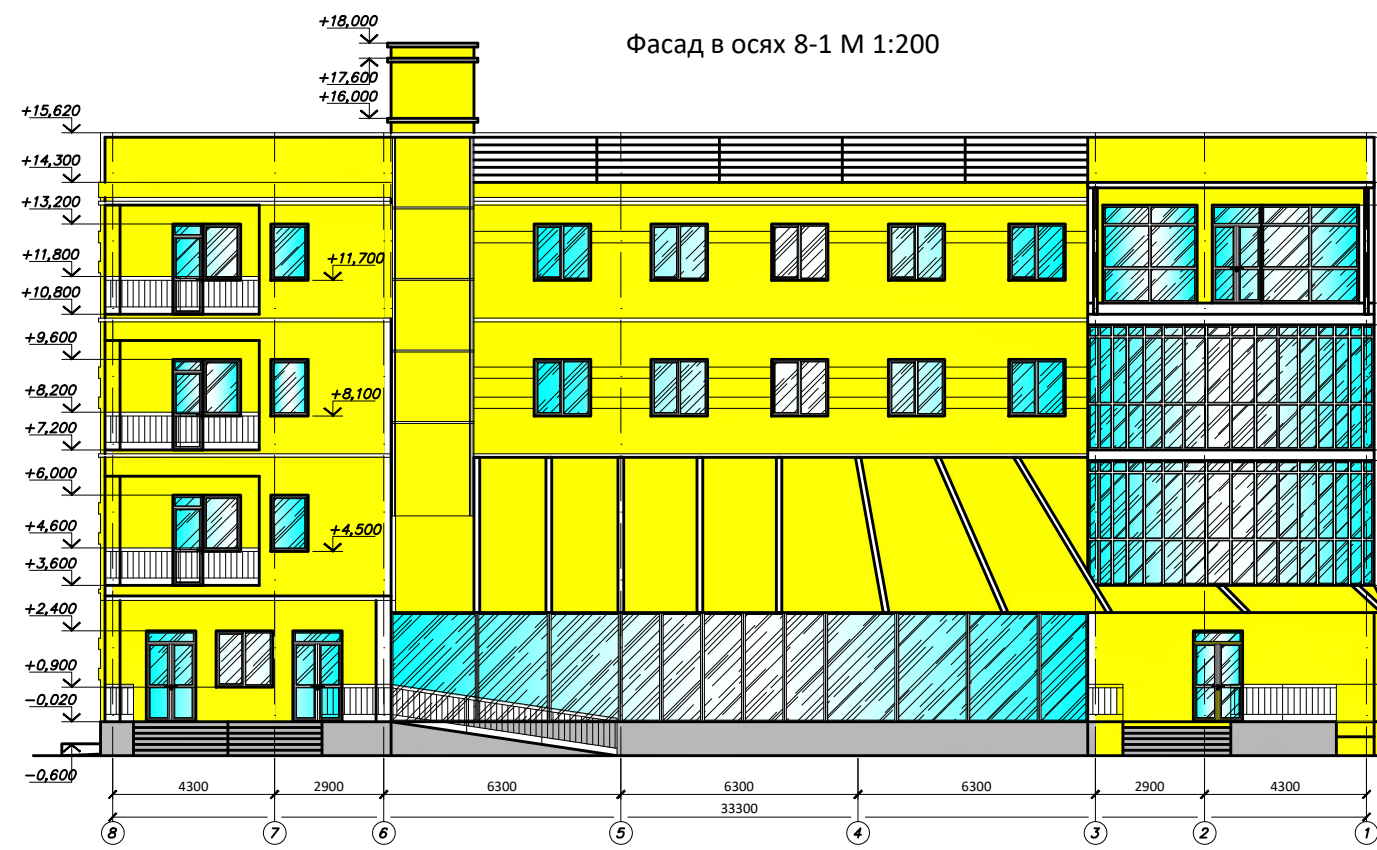
Розрахунок втрат натягу арматури та напружень бетону при обтисненні був проведений з урахуванням рекомендацій вітчизняних нормативних документів та рекомендацій Єврокод-2. В результаті проведеного порівняння вітчизняних та європейських нормативних документів можна зробити висновок про те, що вітчизняні норми не враховують всі особливості високоміцної канатної арматури в оболонці при розрахунку перших втрат попереднього напруження і втрат від релаксації арматури, які залежать від перших втрат. Однак варто зазначити, що втрати пов'язані з повзучістю і усадкою бетону визначаються з дуже незначною погрішністю, що свідчить про схожі методики розрахунків бетонних конструкцій.

Визначено, що клас бетону не впливає на величину перших втрат, а їх величина залежить від розмірів чарунку, висоти перерізу плити, а також від кута перегину канатів, який зменшується зі збільшенням діагоналі чарунку. Зі збільшенням розмірів чарунків в розглянутому діапазоні спостерігається непропорційне зменшення перших втрат попереднього напруження від 342 до 332 МПа.

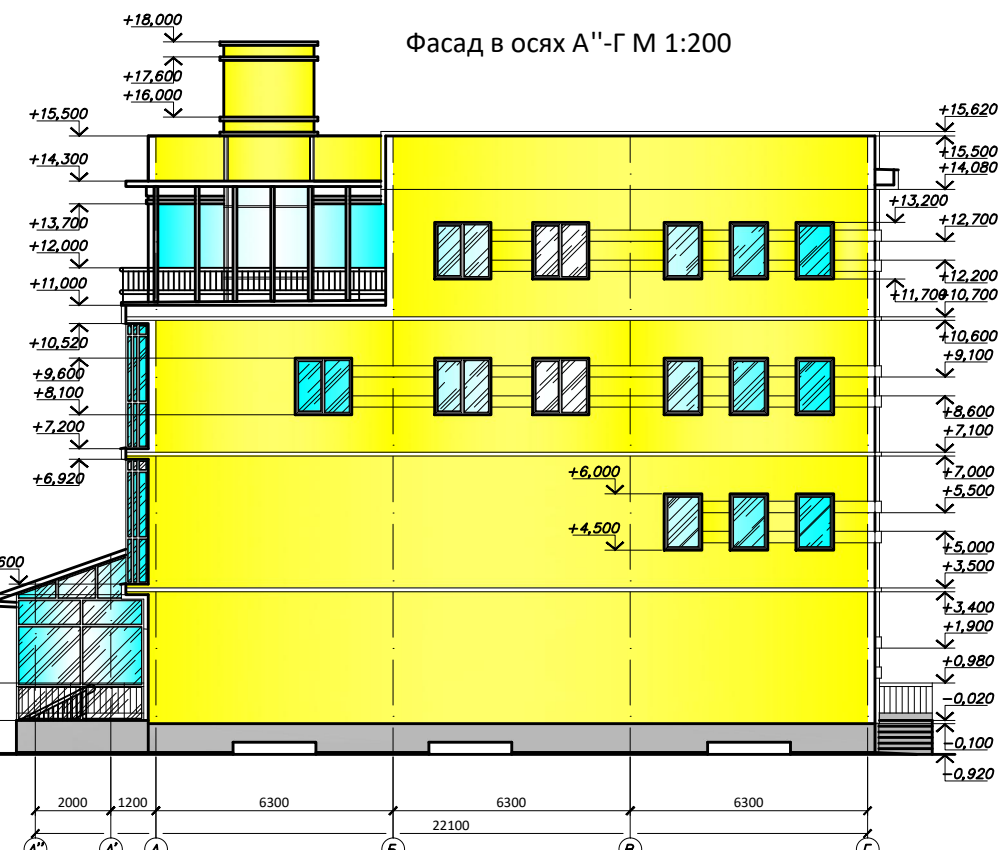
Далі було запропоновано методику визначення прирістів в напруженій арматурі з використанням методу граничної рівноваги, по результатам якої можна проводити розрахунки згинальних елементів по міцності в граничному стані. З результатів видно, що зі збільшенням товщини плити прогин зменшується для різних розмірів чарунків. При збільшенні товщини від 0,18 до 0,3 м ця величина складає близько 40%.

Значення прирістів для напруженої арматури при розрахунку перекриттів за граничним станом може перевищувати значення, рекомендовані Єврокод-2. Результати дають зрозуміти, що застосування попереднього напруження дає суттєвий ефект при великому кроці колон, так як при невеликих розмірах чарунку, руйнування, що відбувається при досягненні ненапруженою арматурою розрахункового опору, викликає невеликі збільшення напружень в попередньо напружених канатах, що свідчить про велике недовикористання попередньо напруженої арматури.

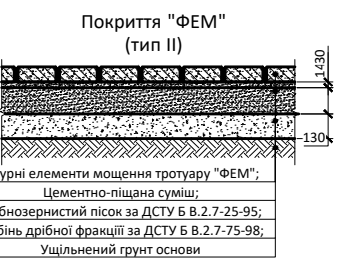
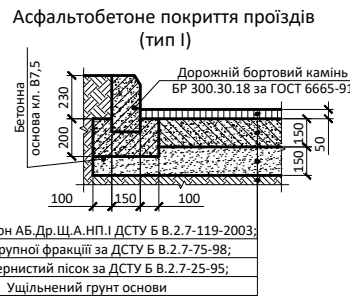
Додаток 2. Графічні матеріали



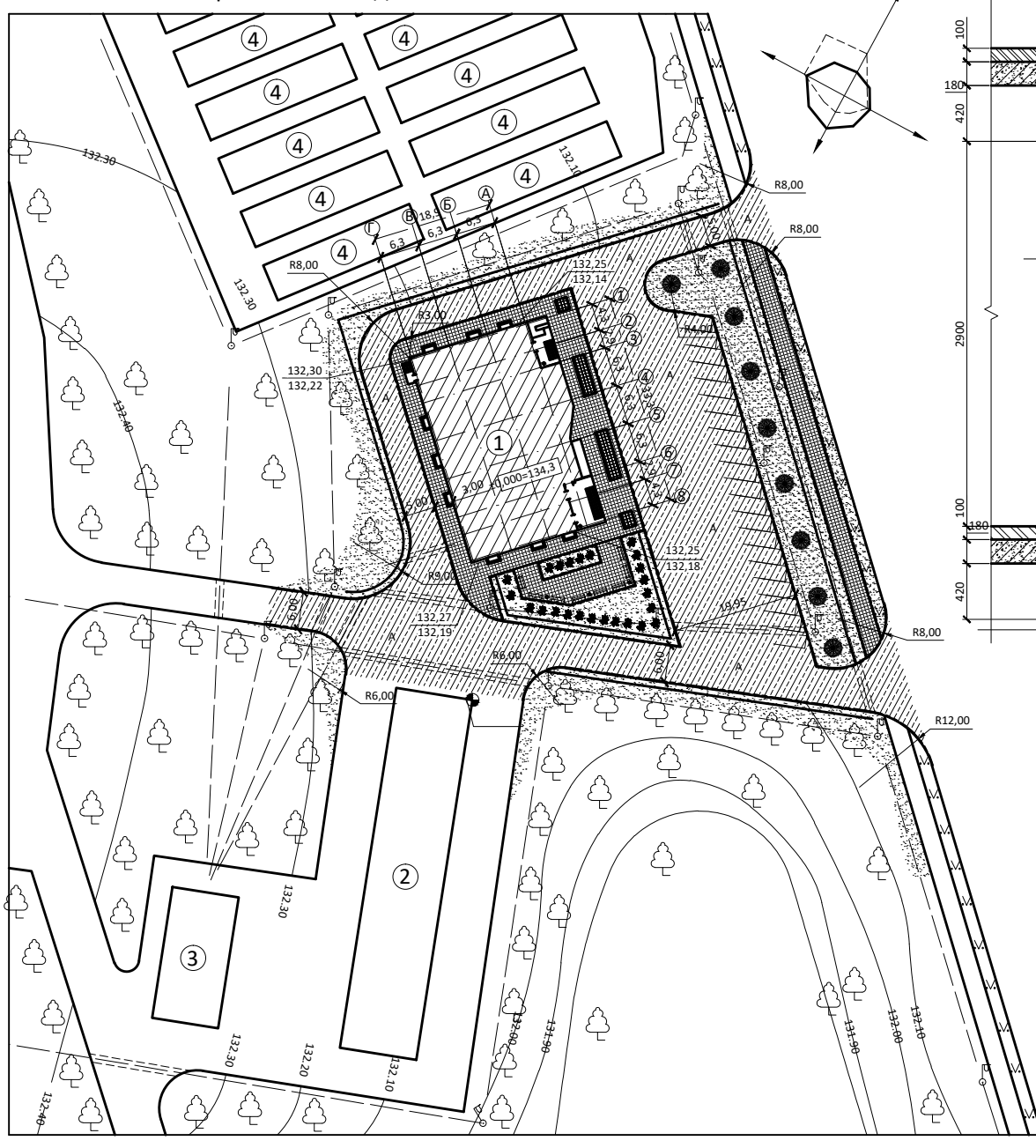
Фасад в осях 8-1 М 1:200



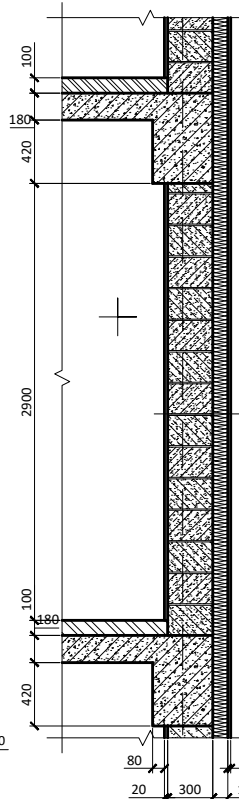
Фасад в осях А''-Г М 1:200



Генеральний план ділянки М 1:500



Конструкція зовнішнього стінового огороження будівлі М 1:10



- Шар декоративної штукатурки "Ceresit CT 36" або "Ceresit CT 137";
- Грунтувача фарба "Ceresit CT 16 Pro";
- Захисний шар гідроізоляційної суміші "Ceresit CT 190 Pro" по імпрегнованій армуючій склотці зі спеціальним просоченням;
- Плити мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому "Rockwool Fasrock MAX" - 100 мм;
- Клейова суміш "Ceresit CT 190 Pro" - 3-5 мм;
- Грунтувача фарба глибокого проникнення "Ceresit CT 17";
- Мурування блоками стіновими із ніздроватого конструкційно-теплоізоляційного бетону автоклавного твердіння B2,5 D500 по цементно-піщаному розчину М75;
- Підшивка ГКЛ-А-ПЛК-12,5 за ТУ У В.2.7-24577862.001-98 по клейовій суміші "Perifix"

- Умовні позначення:**
- Будівля, що проектується;
 - Існуючі будівлі та споруди;
 - Межі земельної ділянки;
 - Металева огорожа заввишки 1,0 м;
 - Мережа живлення будівлі;
 - Мережа живлення зовнішнього освітлення території;
 - Прокладання електричних кабелів в з/б лотках;
 - Асфальтобетонне покриття проїздів;
 - Покриття типу тротуарів "ФЕМ";
 - Посів газонів;
 - Тротуарний бортовий елемент "ФЕМ";
 - Дорожній бортовий елемент БР;
 - Дерева.

Загальні вказівки:

- Даний генеральний план розроблений у відповідності до вимог чинних на території України норм, правил та стандартів, в тому числі і по пожежній безпеці;
- За відносну позначку ±0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху громадської будівлі виставково-демонстраційного центру, що відповідає абсолютній позначці 134,30 м на генеральному плані;
- Проект розроблений на виконання робіт при позитивних температурах;
- У випадку виконання робіт при низьких температурах необхідно керуватися вказівками по виконанню робіт в зимових умовах СНІП 3.03.01-87;
- Вертикальна прив'язка будівель виконується від репера з абсолютною відміткою 132,062 котрий розташований в південному напрямі від будівлі та знаходиться на будівлі поз. 2;
- Горизонтальна прив'язка виконується від існуючих будівель (поз. 2 та 3 експлікації будівель та споруд);
- Радіуси доріг та проїздів, що проектується прийняті рівними не менше 6 м (крім вказаних на кресленні);
- Відмітки та розміри на генеральному плані приведені в метрах;
- Види робіт, на котрі необхідно складення актів огляду прихованих робіт прийняті згідно вимог додатку Л ДБН А.3.1-5-2009 "Організація будівельного виробництва";
- Усі матеріали, що застосовуються при виконання робіт мають бути сертифікованими та допущеними до застосування на території України, документи передані замовнику.

Відомість тротуарів, доріжок та майданчиків

Поз.	Найменування	Тип	Площа покриття, м²	Примітка
1	Улаштування асфальтового покриття	I	2695,5	
2	Покриття тротуарів фігурними елементами мощення типу "ФЕМ"	II	730,95	
3	Улаштування бортових елементів БР 300.30.18 (ГОСТ 6665-91)		510,0 м/п	170 шт.
4	Улаштування поребриків або бортових елементів "ФЕМ"		260,77 м/п	
Стоянка на 20 автомобілів				

Відомість елементів озеленення

Познач.	Найменування або вид насадження	Вік, років	Кільк.	Примітка
●	Ялинка блакитна	8	9	
●	Декоративні кущі спіреї	5	24	
●	Астра сортова	3	32,8 м²	
●	Трава газонна звичайна	-	1890 м²	

Відомість малих архітектурних форм та переносних виробів

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк., шт.	Примітка
□	ТОВ "Інтератлетика"	Лавка, модель S721	8	
●	ТОВ "Інтератлетика"	Урна, модель S740	5	
□	Індивідуального виготовлення	Огорожа металева кована	290,0 м/п	

Експлікація будівель та споруд

Номер на плані	Найменування	Поверховість	Площа забудови, м²		Координати квадрату сітки
			Будівлі	Всього	
1	Будівля виставково-демонстраційного центру, що проектується	4	690,25		
2	Існуюча громадська будівля ТУ праці та соціального захисту населення Луганської облдержадміністрації	5	-		
3	Існуюча трансформаторна підстанція	1	-		
4	Існуючі споруди ринку	1	-		

Відомість житлових та громадських будівель та споруд

Номер на плані	Найменування та позначка	Поверховість	Кількість		Площа, м²		Будівельний об'єм, м³		
			Будівель	Всього	Загальна, що нормується				
					Будівлі	Всього		Будівлі	Всього
1	Будівля виставково-демонстраційного центру	4	1	-	690,25	690,25	-	-	13163,07
2	Існуюча громадська будівля	5	1	-	-	-	-	-	-

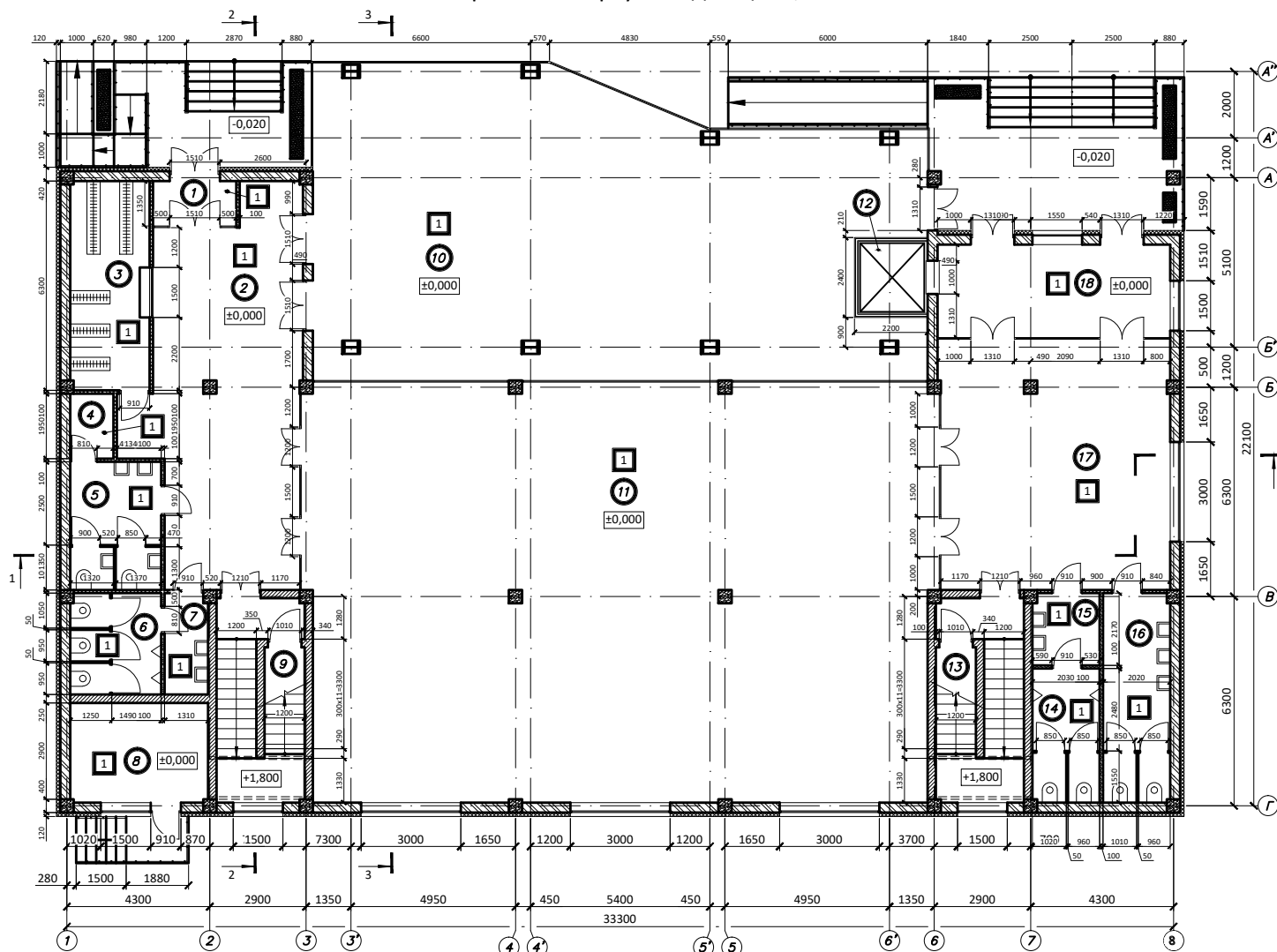
Показники по генеральному плану

№ з/п	Найменування	Одиниця вимірювання	Кількість	Примітки
1	Площа ділянки в межах благоустрою	м²	4364,07	
2	Площа забудови будівлі	м²	690,25	
3	Площа дорожніх покриттів та тротуарів	м²	3426,45	
4	Площа озеленення	м²	947,37	
5	Гранична щільність забудови	%	15,82	
6	Відсоток озеленення	%	21,71	

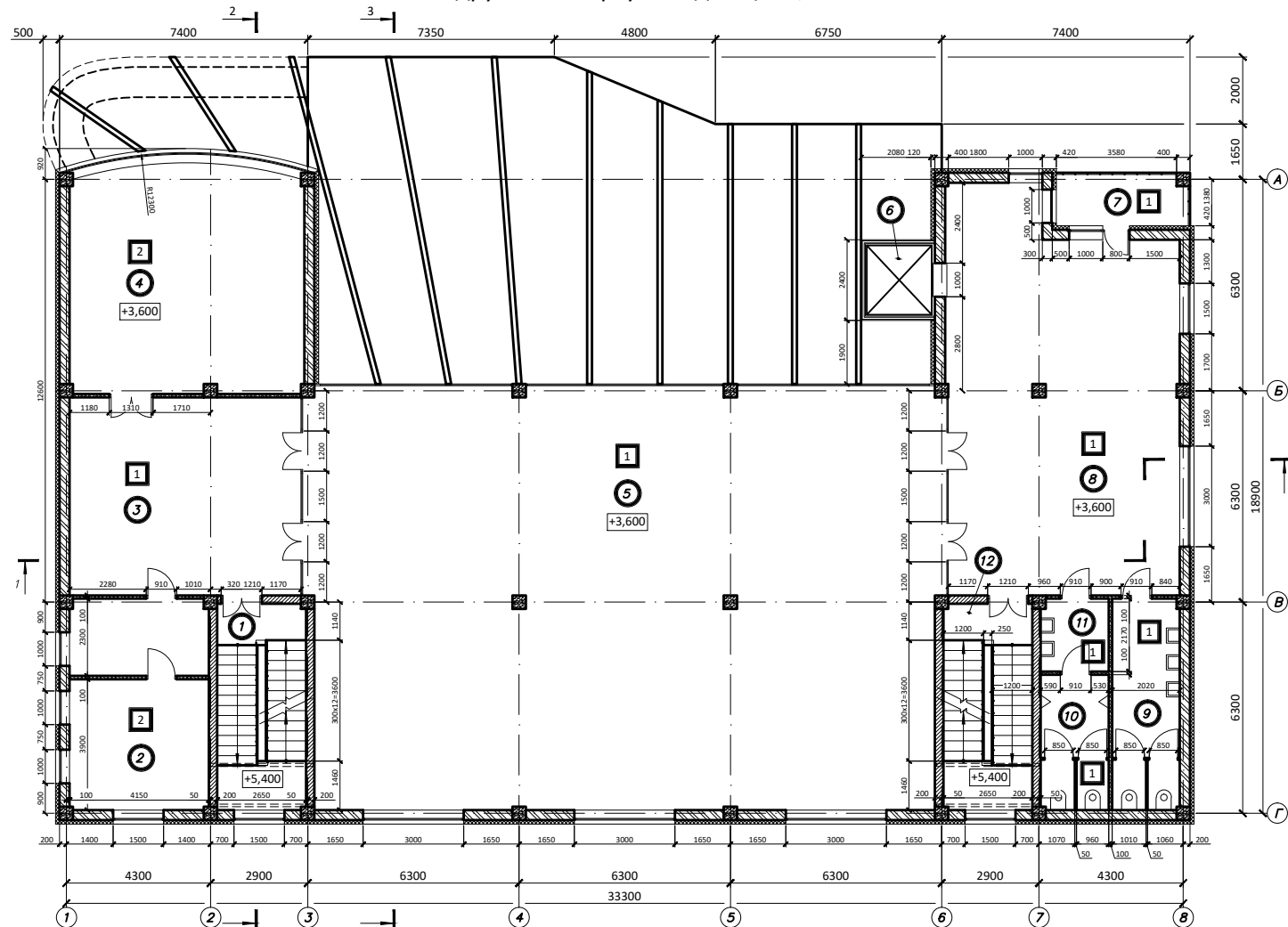
MR 83.23.БК ДР

Зм	Арк	№ докум.	Підпис	Дата	Аналіз НДС монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном	Лит	Маса	Масштаб
Виконав	Григорук	Григорук	Григорук	Григорук		Аркш 1		
Керівник	Григорук	Григорук	Григорук	Григорук		Аркш 9		
Консульт.	Григорук	Григорук	Григорук	Григорук				
Н. Контр.	Роговий С.І.	Роговий С.І.	Роговий С.І.	Роговий С.І.	Фасади. Генеральний план. Таблиці			СНАУ гр. ПЦБ 2203н
Затверд.	Григорук Л.А.	Григорук Л.А.	Григорук Л.А.	Григорук Л.А.				

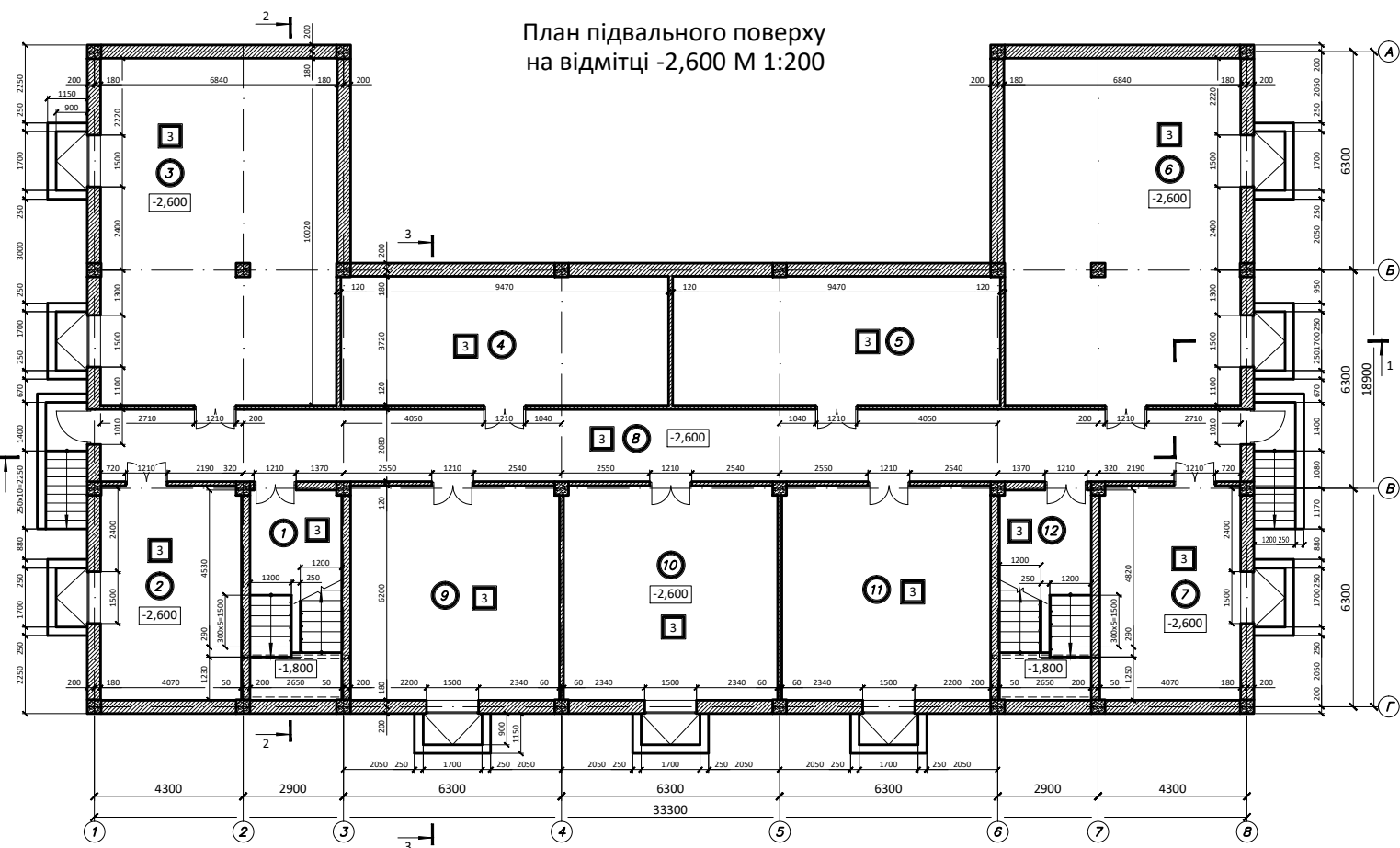
План першого поверху на відмітці ±0,000 М 1:200



План другого поверху на відмітці +3,600 М 1:200



План підвального поверху на відмітці -2,600 М 1:200



Експлікація приміщень підвалу

Номер приміщення	Найменування приміщення	Площа, м ²	Категорія приміщення
1	Сходова клітина	16,06	
2	Підсобне приміщення (комора)	25,18	
3	Підвальне приміщення	68,45	В
4	Підвальне приміщення	35,22	
5	Підвальне приміщення	35,22	
6	Підвальне приміщення	68,45	
7	Щитова	25,18	Д
8	Коридор	68,52	
9	Підвальне приміщення	37,41	
10	Підвальне приміщення	38,23	
11	Підвальне приміщення	37,41	
12	Сходова клітина	16,06	
Загальна площа приміщень		471,39	

Експлікація приміщень другого поверху

Номер приміщення	Найменування приміщення	Площа, м ²	Категорія приміщення
1	Сходова клітина	16,26	
2	Приміщення адміністрації центру з приймальною	26,05	
3	Холл	40,71	
4	Конференц-зал	46,88	
5	Виставковий зал №3	237,80	
6	Ліфтова шахта	4,49	
7	Лоджія	6,13	
8	Коридор	78,45	
9	Жіночий санвузол	12,69	
10	Чоловічий санвузол	8,17	
11	Умивальник	4,36	
12	Сходова клітина	16,26	
Загальна площа приміщень		498,25	

Експлікація приміщень першого поверху

Номер приміщення	Найменування приміщення	Площа, м ²	Категорія приміщення
1	Тамбур з підпором повітря	3,39	
2	Холл	51,92	
3	Гардероб	15,02	
4	Комора зберігання прибирального інвентарю	2,54	В
5	Санвузол жіночий	10,55	
6	Санвузол чоловічий	8,33	
7	Умивальник	3,95	
8	Індивідуальний тепловий пункт	12,43	Д
9	Сходова клітина	16,26	
10	Виставковий зал №1	153,42	
11	Виставковий зал №2	237,80	
12	Ліфтова шахта	4,49	
13	Сходова клітина	16,26	
14	Чоловічий санвузол	8,17	
15	Умивальник	4,36	
16	Жіночий санвузол	12,69	
17	Холл	52,11	
18	Тамбур-шлюз з підпором повітря	19,60	
Загальна площа приміщень		633,29	

Умовні позначення:

- Стіни із блоків ніздроватого бетону за В 2,5 D500 за ДСТУ Б В.2.7-137:2008;
- Утеплення зовнішніх стін мінераловатними матами "Rockwool Fasrock MAX";
- Стіни та перегородки із цегли глиняної повнотілої ЦБОР 100/1650/50 за ДСТУ Б В.2.7-36:2008;
- Монолітні залізобетонні конструкції;
- Перегородки із ГКЛ, що встановлюються на металевому каркасі з обшивкою з двох сторін з укладанням мінераловатних матів між профілями;
- Номер приміщення по плану;
- Тип підлоги (див. експлікацію підлоги на аркуші 4).

МР 83.23.БК ДР

Зм	Арк	№ док.	Підпис	Дата	Літ	Маса	Масштаб
Виконав	Григорук						
Керівник	Циганенко	Л.А.					
Консульт.	Григорук						
Н. Контр.	Розвад	С.І.					
Затвердив	Циганенко	Л.А.					

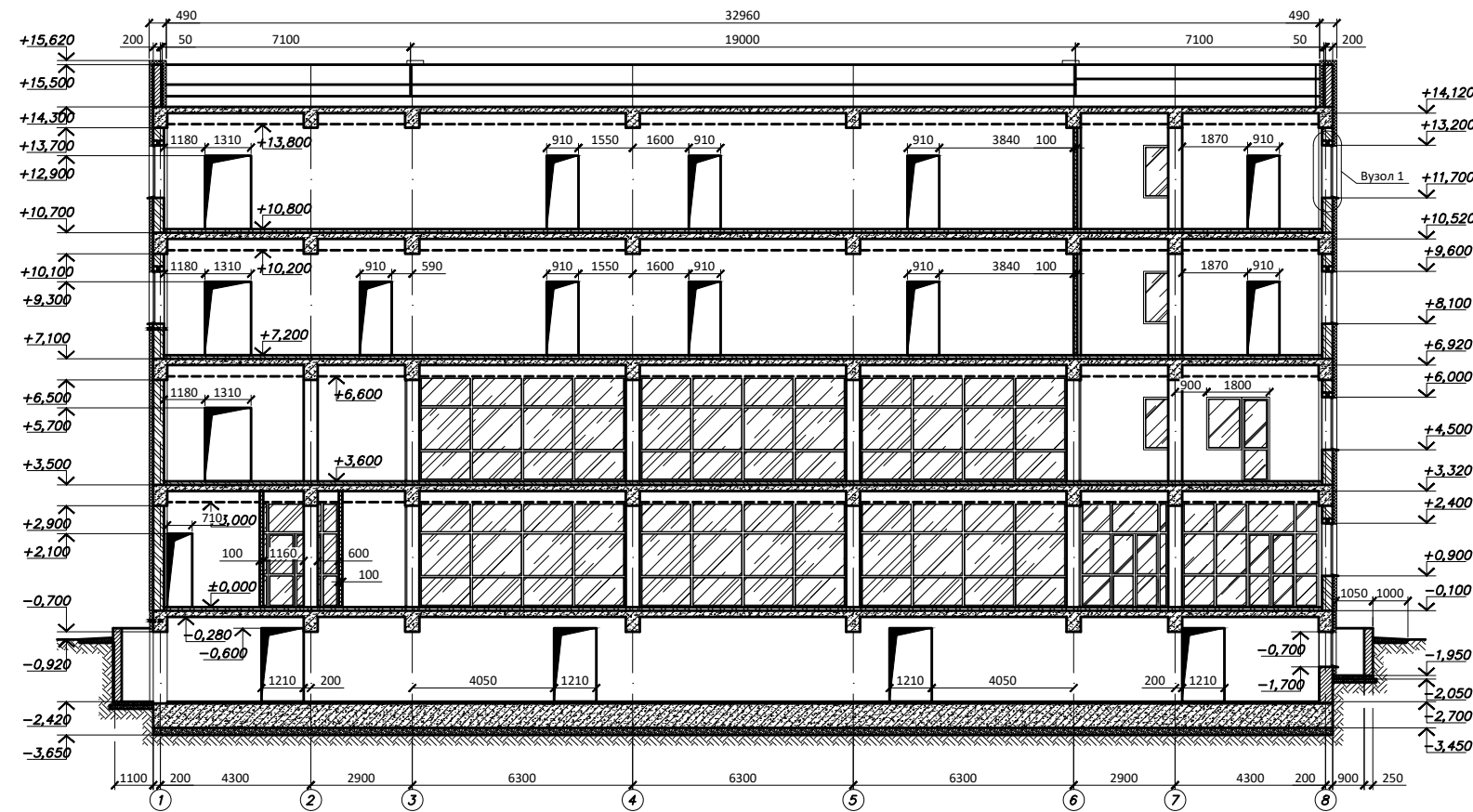
Аналіз НДС монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном

План першого поверху. План другого поверху. План підвалу. Таблиці

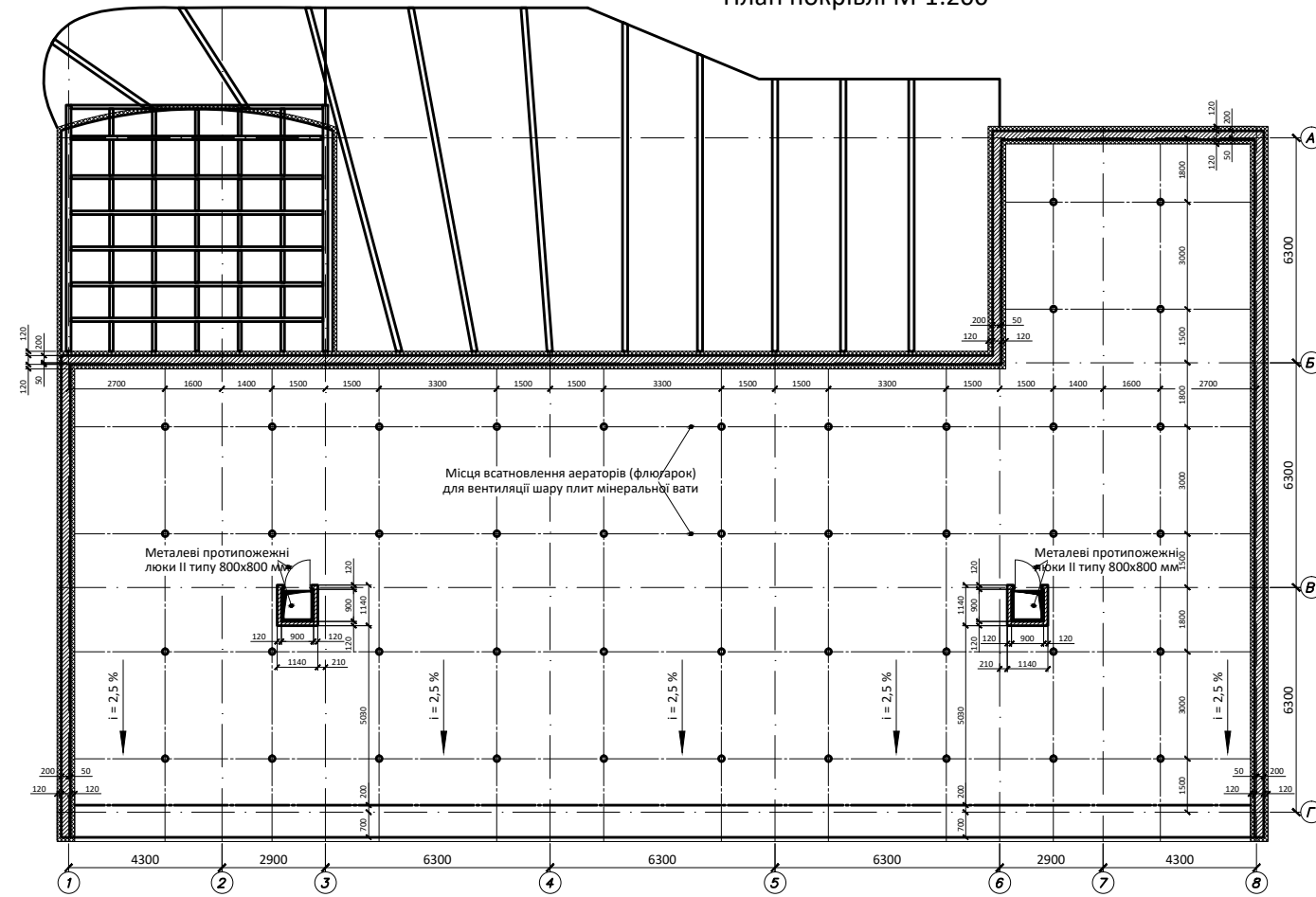
Аркуш 2 Аркуш 9

СНАУ гр. ПЦБ 2203н

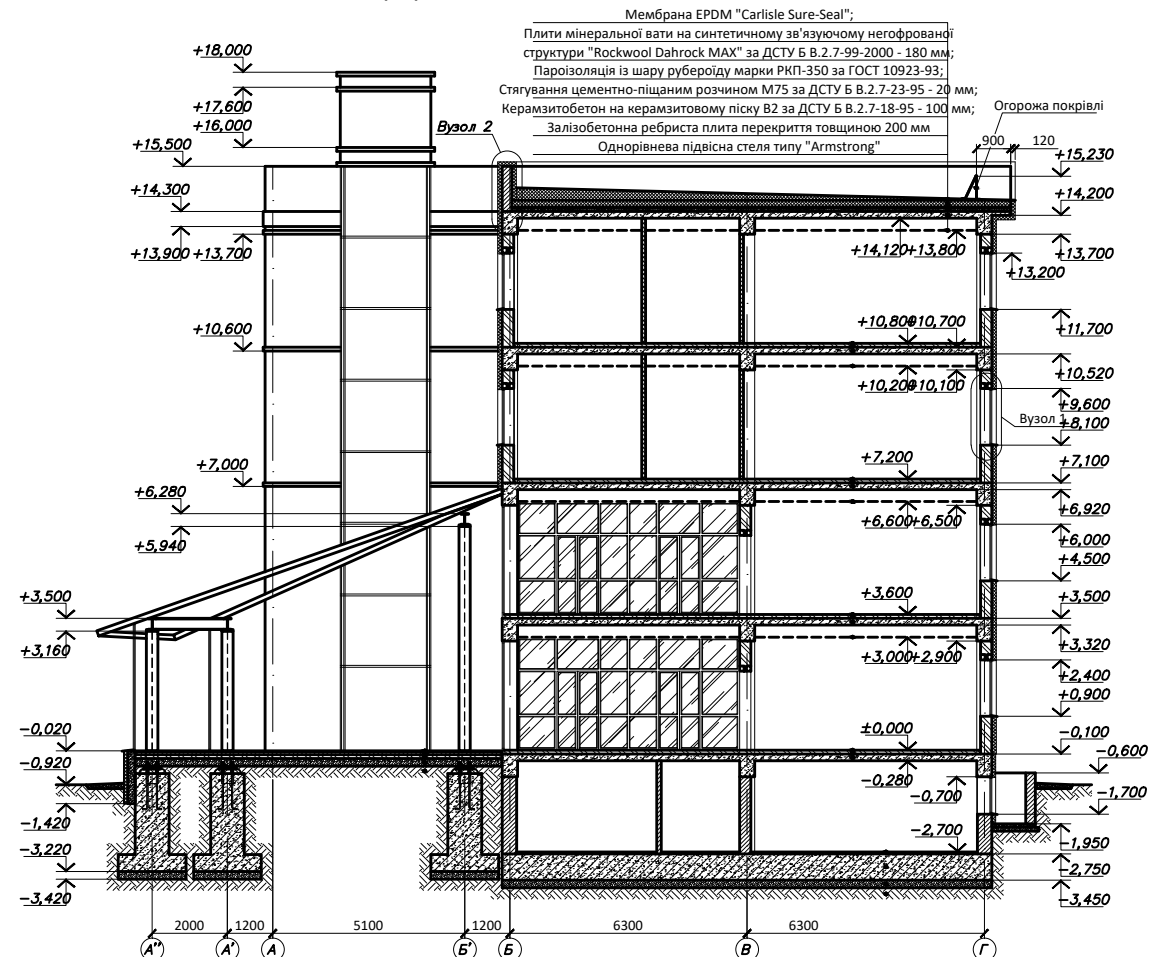
Переріз 1-1 М 1:200



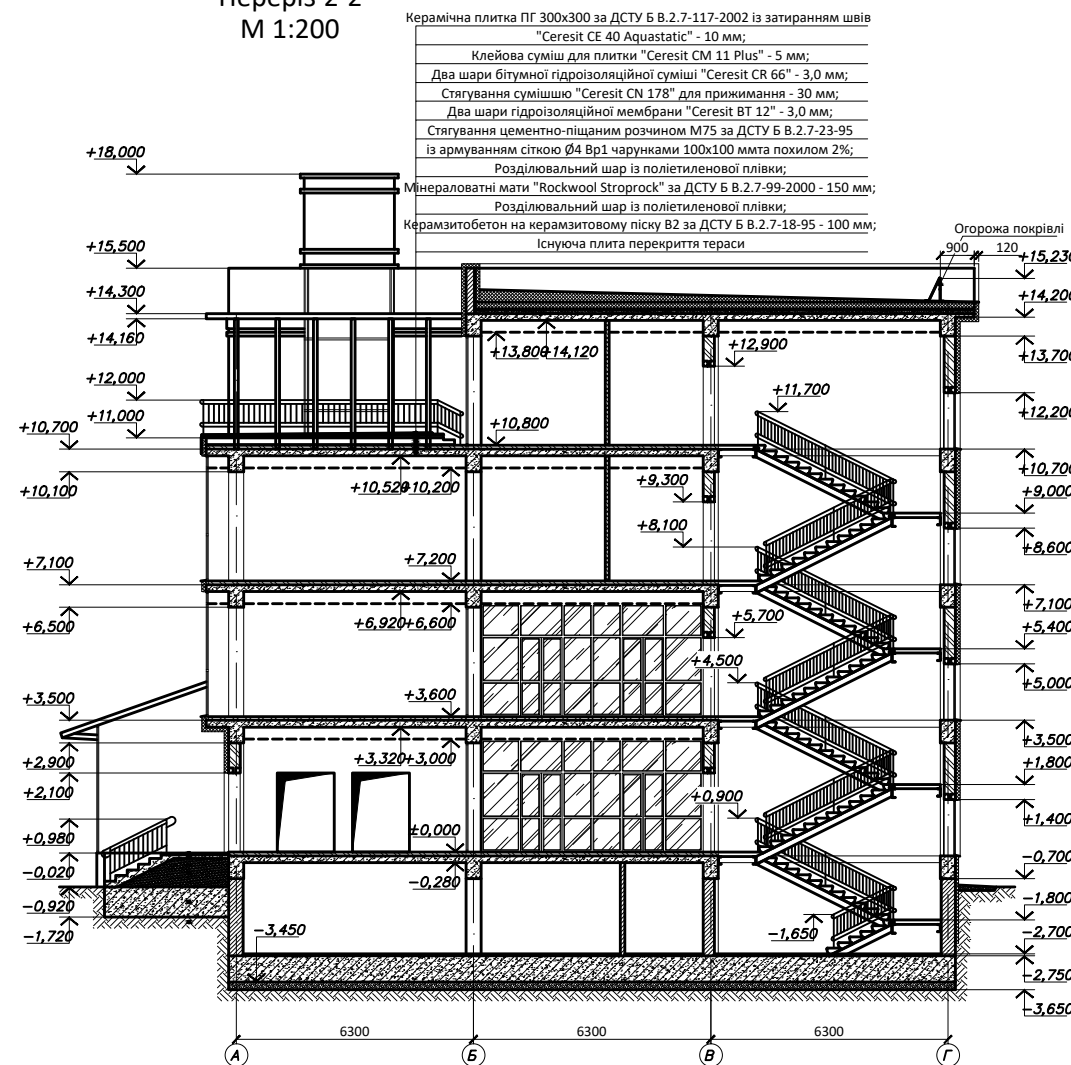
План покрівлі М 1:200



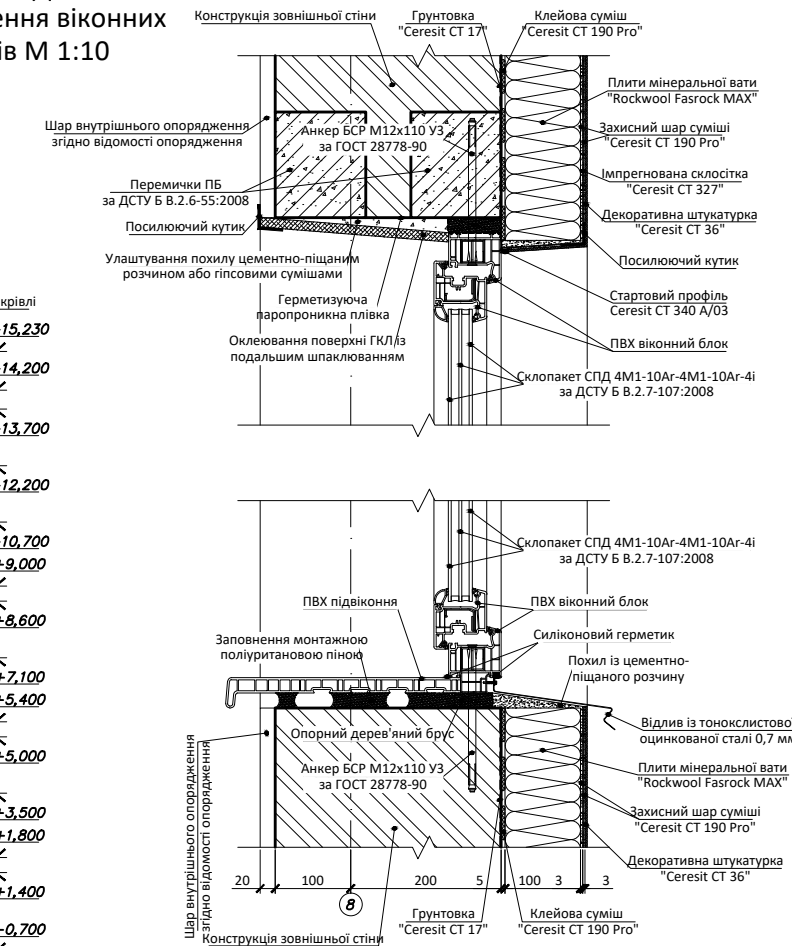
Переріз 3-3 М 1:200



Переріз 2-2 М 1:200



Вузел 1. Деталь встановлення віконних блоків М 1:10



Погоджено:				МР 83.23.БК ДР		
Зм	Арк	№ док.	Підпис	Дата	Літ	Маса
Виконав	Ткачовський					
Керівник	Цыганенко Л.А.					
Консульт.	Цыгановський					
Н. Контр.	Розовий С.І.					
Затвердив	Цыганенко Л.А.					

Аналіз НДС монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном

Перерізи 1-1, 2-2, 3-3. План покрівлі

Аркш 3 Аркшів 9

СНАУ гр. ПЦБ 2203н

План фундаментів М 1:200

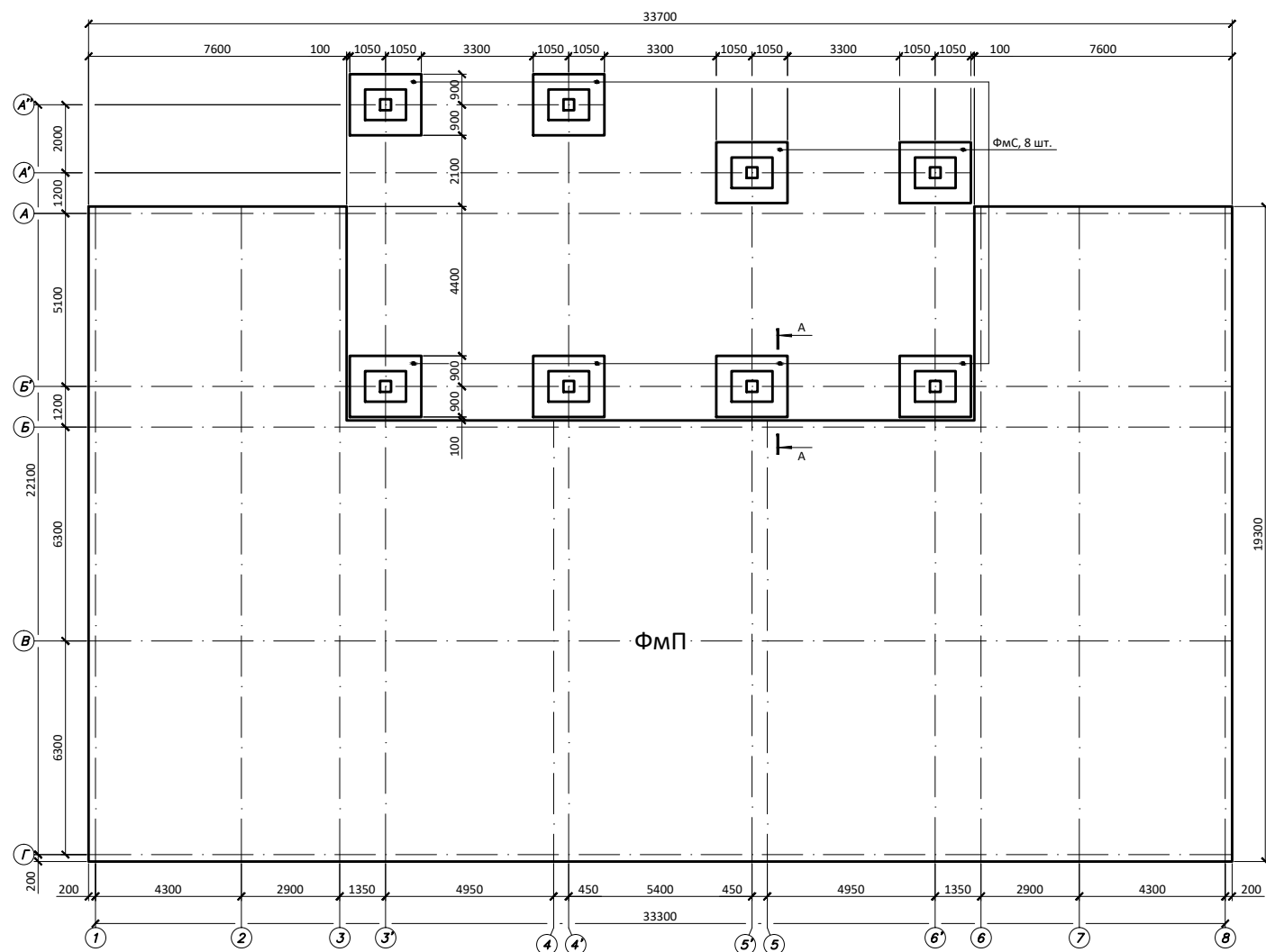
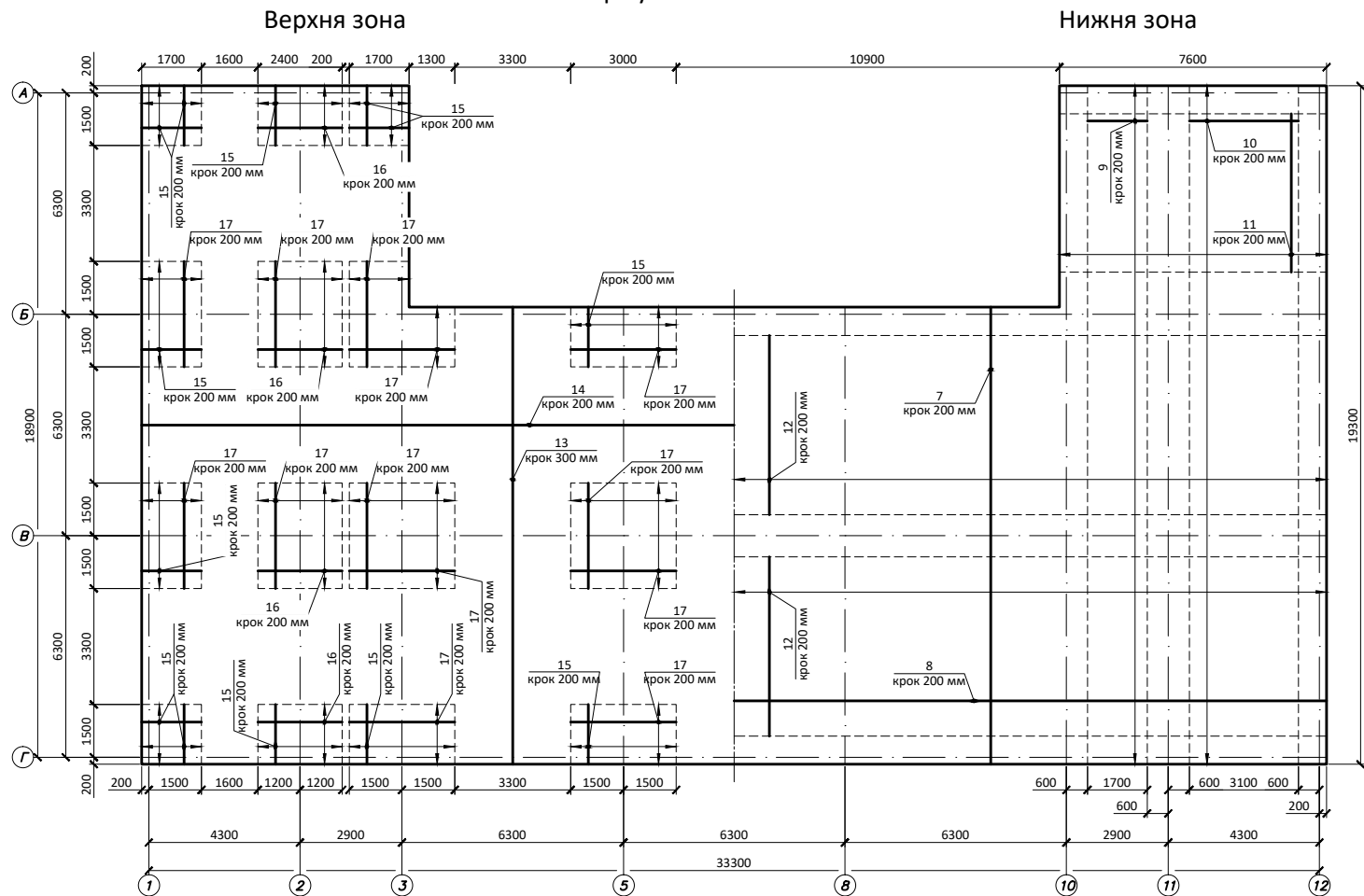
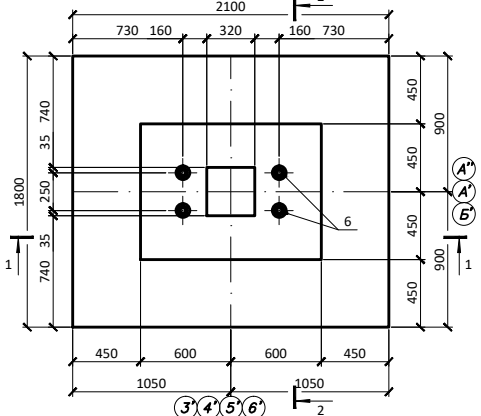


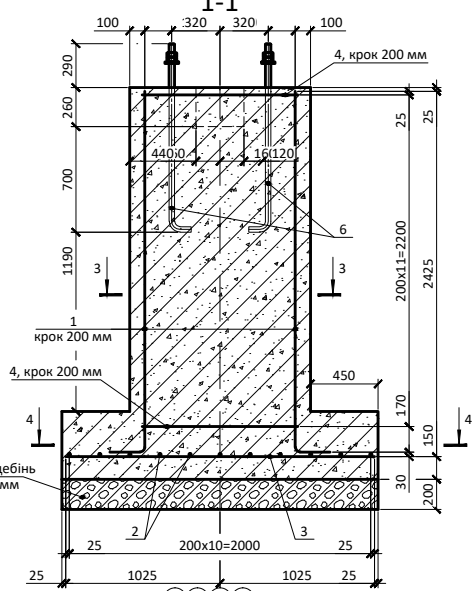
Схема армування плити ФМП М 1:200



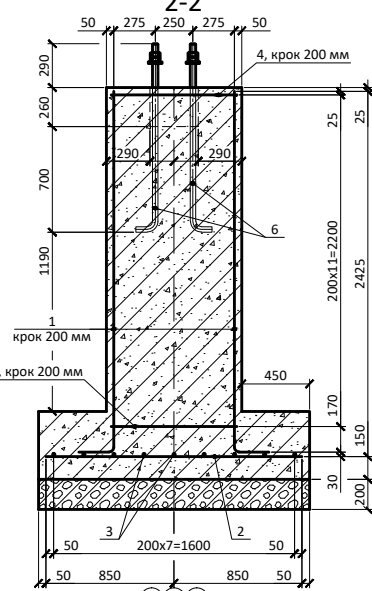
Фундамент ФМС



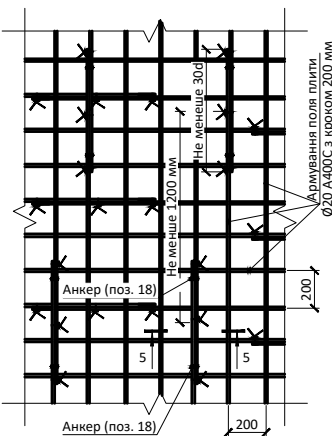
Переріз 1-1



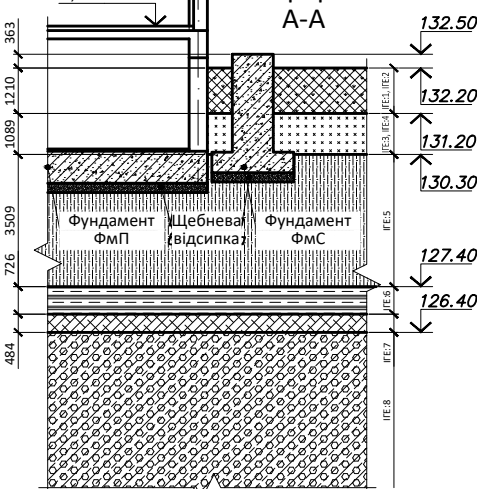
Переріз 2-2



Вузол перев'язки армування верхньої та нижньої зон



Переріз А-А



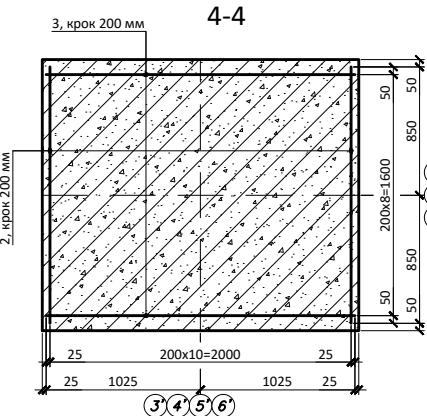
Загальні вказівки:

- За відносну позначку $\pm 0,000$ прийнято рівень чистої підлоги виставкової зали, що відповідає абсолютній 133,12 на генеральному плані;
- У відповідності до інженерно-геологічних вишукувань (технічний звіт №13059, виконаний ТОВ "Чернігівбудрозвідання") основою слугують ґрунти із наступними фізико-механічними характеристиками:
 - ІГЕ1 - насипний ґрунт;
 - ІГЕ2 - ґрунтово-рослинний шар;
 - ІГЕ3 - лесовидний супісок сірий неперсідний (с=12 МПа; Е=16 МПа; $\varphi=15^\circ$; $l_i=2,26$);
 - ІГЕ4 - пісок дрібний, жовто-сірий маловологий, середньощільний (с=2 МПа; Е=28 МПа; $\varphi=32^\circ$);
 - ІГЕ5 - лесовидний супісок, оливково-сірий, просідний, пористий (с=4 МПа; Е=3 МПа; $\varphi=17^\circ$; $l_i=2,36$);
 - ІГЕ6 - лесовидний супісок, темно-коричневий, гумусований, макропористий (с=8 МПа; Е=3 МПа; $\varphi=15^\circ$; $l_i=1,89$);
 - ІГЕ7 - лесовидний супісок, жовто-бурий з включенням карбонатів, неперсідний (с=3 МПа; Е=4,5 МПа; $\varphi=17^\circ$; $l_i=2,0$);
 - ІГЕ8 - супісок моренний, жовто-бурий із включенням гравію та деревини до 10% (с=13 МПа; Е=16 МПа; $\varphi=24^\circ$; $l_i=1,64$);
- Рівень залягання ґрунтових вод перевищують рівень забою свердловин;
- Згідно розрахунку глибина сезонного промерзання ґрунтів складає 1,12 м;
- Роботи з улаштування фундаментів вести у відповідності з вимогами ДБН В.1.2-10-2009, ДБН А.3.1-7-96 та з чітким дотриманням вимог з техніки безпеки ДБН А.3.2-2-2009.

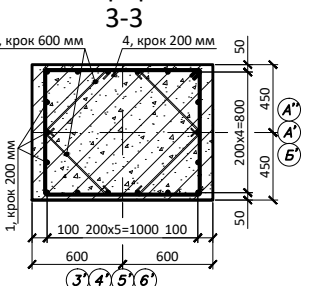
Специфікація елементів та матеріалів

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк., шт.	Маса од., кг	Маса заг., кг
ФМС	Даний аркуш	Фундамент монолітний 2100x1800x2600 мм	8	10,08 т	80,64 т
1	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 18$ А400С, L=2610 мм	18	5,204	93,672
2	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 14$ А400С, L=1700 мм	11	2,055	22,605
3	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 14$ А400С, L=2050 мм	9	2,479	44,622
4	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 8$ А240, L=3940 мм	12	4,764	57,168
5	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 8$ А240, L=750 мм	24	0,296	7,104
6	ГОСТ 24379.1-80	Болт 1.1.М36x1250 Ст3пс2	4	13,458	53,832
	ДСТУ Б В.2.7-43-96	Бетон кл. С25/30; F150 (M400), м ³	4,03		
	ДСТУ Б В.2.7-75-98	Щебінь фракції 10-40 мм, м ³	0,76		
ФМП	Даний аркуш	Фундаментна монолітна плита	1	934,25 т	
7	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 20$ А400С (м/п)	2822,8	2,465	6958,202
8	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 20$ А400С (м/п)	2817,7	2,465	6945,631
9	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 12$ А400С, L=1700 мм	194	1,510	292,940
10	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 12$ А400С, L=3100 мм	194	2,753	534,082
11	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 12$ А400С, L=4500 мм	76	3,996	303,696
12	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 8$ А240, L=5100 мм	338	2,015	681,070
13	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 28$ А400С (м/п)	1935,2	4,836	9358,627
14	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 28$ А400С (м/п)	2895,3	4,836	14001,671
15	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 22$ А400С, L=1700 мм	334	5,071	1693,714
16	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 22$ А400С, L=2400 мм	96	7,159	687,264
17	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 22$ А400С, L=3000 мм	290	8,949	2595,210
18	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 12$ А400С, L=930 мм	8541	0,826	7054,866
19	ДСТУ 3760:2019	Прокат $\varnothing 8$ А240, L=690 мм	150	0,273	40,950
	ДСТУ Б В.2.7-43-96	Бетон кл. С25/30; F150 (M400), м ³	373,70		
	ДСТУ Б В.2.7-75-98	Щебінь фракції 10-40 мм, м ³	106,78		

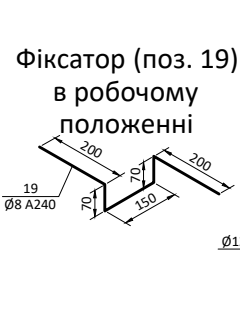
Переріз 4-4



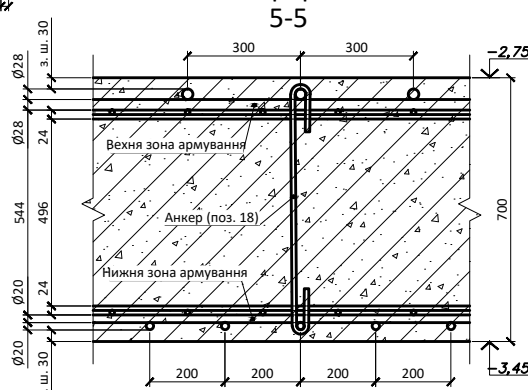
Переріз 3-3



Анкер поз. 18



Переріз 5-5



Погоджено:
Зам. інв. №
Підпис і дата
Інв. № ФМС

МР 83.23.БК ДР

Зм	Арк	№ докум.	Підпис	Дата	Літ	Маса	Масштаб
Виконав		Ткачевський					
Керівник		Цыганко Л.А.					
Консульт.		Львівський					
Н. Контр.		Разовий С.І.					
Затвердив		Цыганко Л.А.					

Аналіз НДС монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном

План фундаментів. Схема армування фундаментної плити. Вузли. Перерізи

СНАУ гр. ПЦБ 2203н

Схема розташування колон на відмітці -2,600 М 1:200

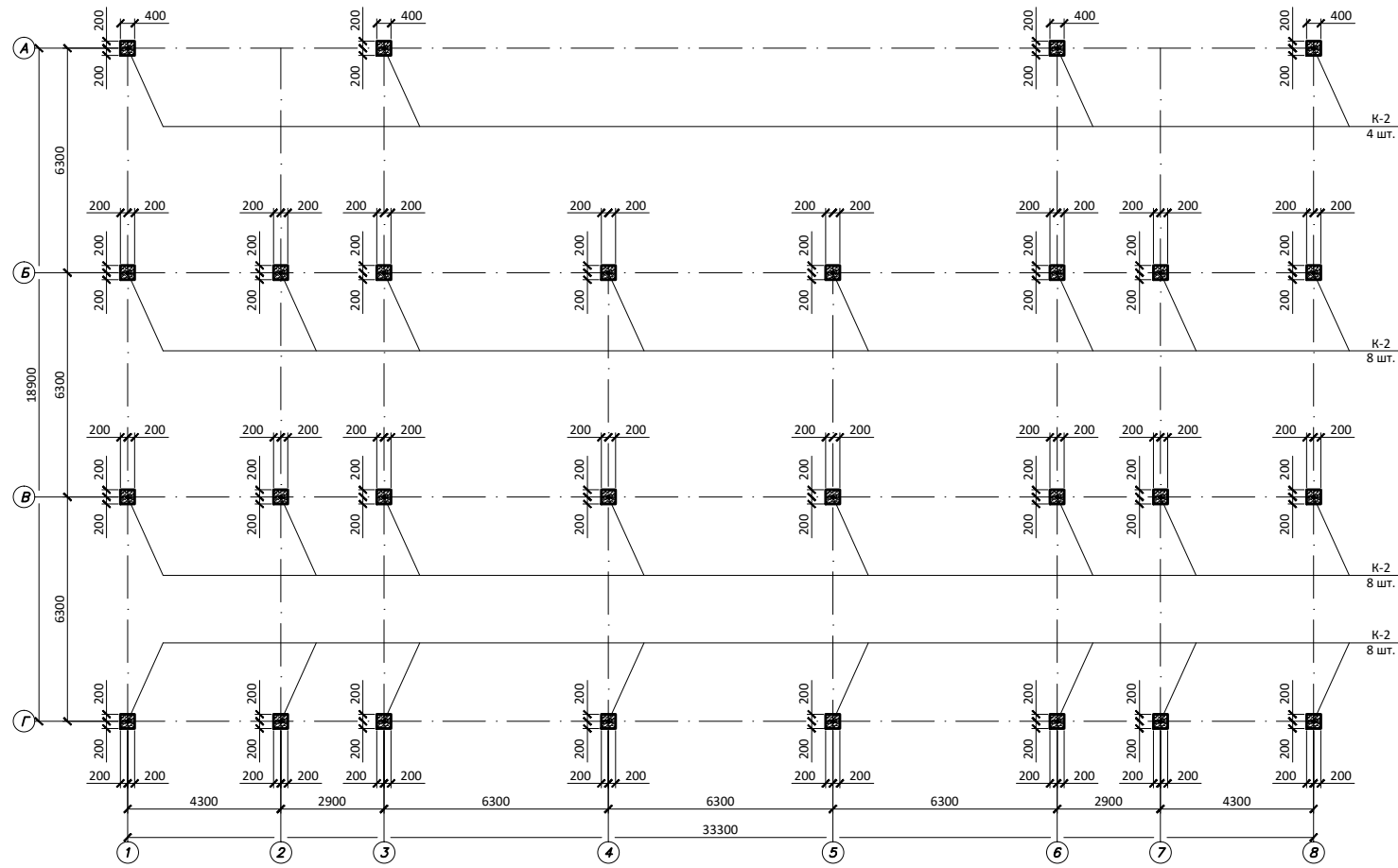
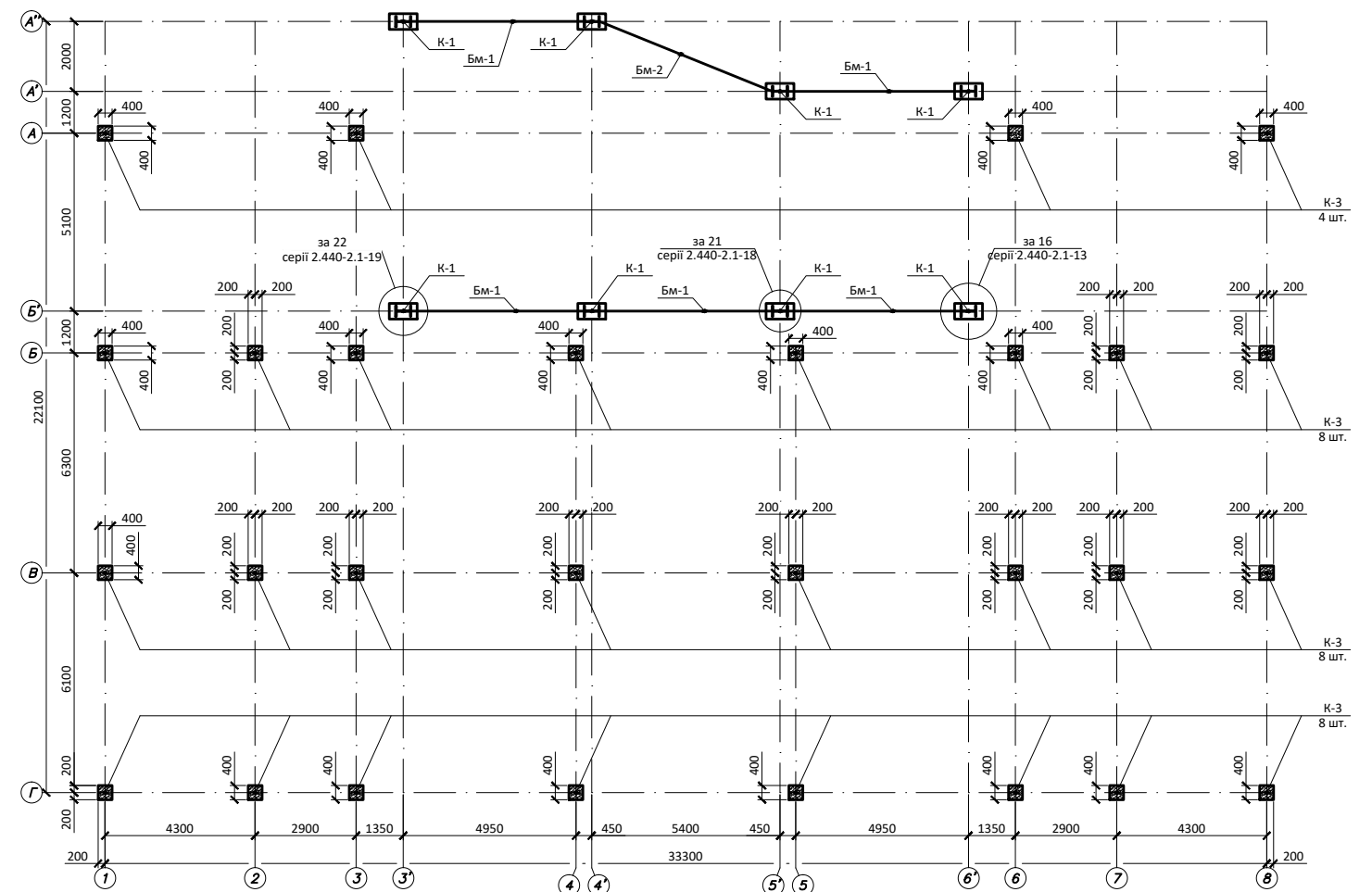


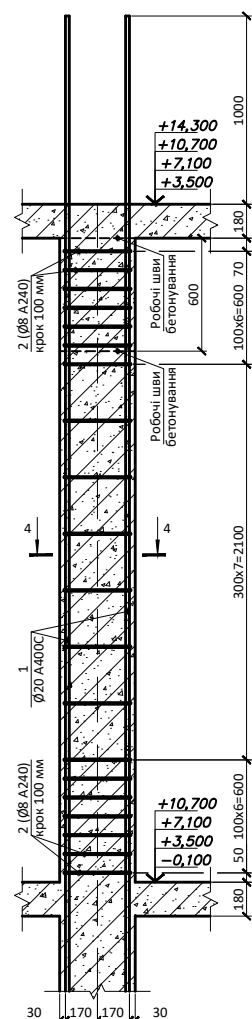
Схема розташування колон на відмітках ±0,000; +3,600; +7,200 та +10,800 М 1:200



Примітки:

- Під всі монолітні залізобетонні фундаменти прийнято улаштування підготовки зі щебеню фракції 10-40 мм за ДСТУ Б В.2.7-75-98;
- Щебневу підготовку виконувати пошаровим трамбуванням товщиною не більше 200 мм до коефіцієнту ущільнення 0,95 та модулю деформації не менше 400 кгс/см²;
- Арматуру за ДСТУ 3760:2019 застосовувати:
 - для класу А240С (А-I) - зі сталі марки СтЗсп за ДСТУ 2651:2005;
 - для класу А400С (А-III) - зі сталі марки 25Г2С за ГОСТ 5781-82;
- На всіх бокових поверхнях фундаментів та фундаментних балок, що межують з ґрунтом слід виконати обмазочну гідроізоляцію нанесенням 2 шарів бітумно-полімерної еластичної мастики "Ceresit CP 42" по попередньо нанесеній бітумно-каучукової ґрунтовці "Ceresit BT 26".

Колона К-3



Колона К-2

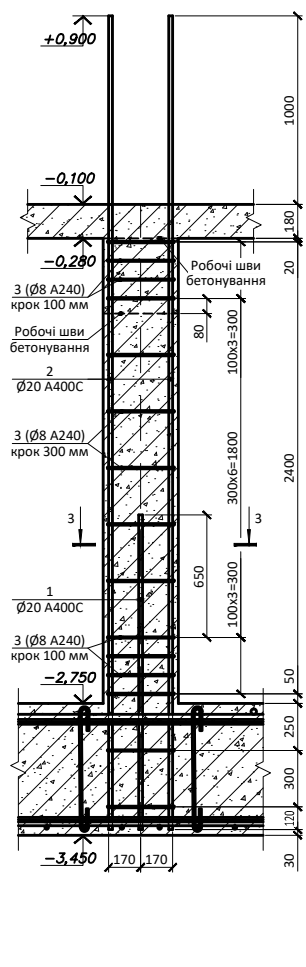
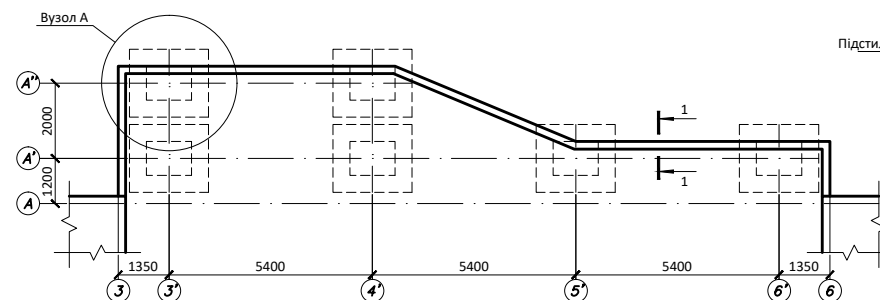
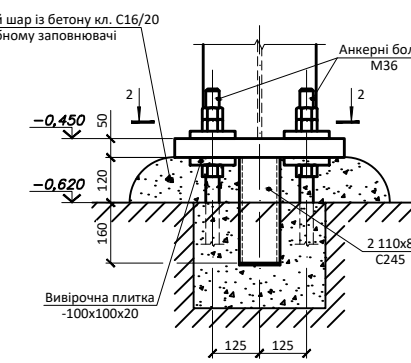


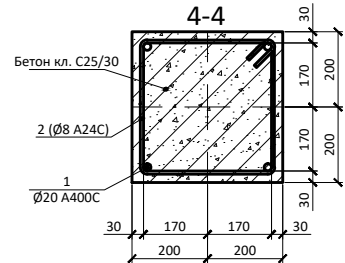
Схема розташування фундаментних балок ФМБ



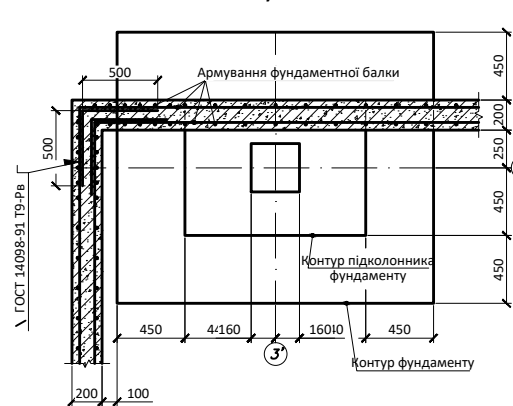
Деталь встановлення колони К-1



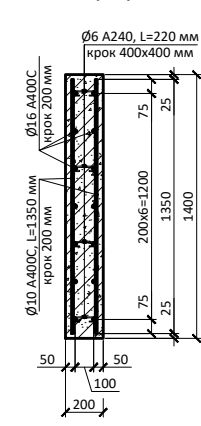
Переріз 4-4



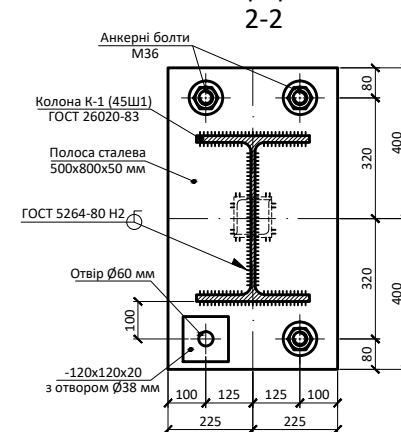
Вузол А



Переріз 1-1



Переріз 2-2



Специфікація елементів та матеріалів

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк., шт.	Маса од., кг	Маса заг., кг
ФМБ					
1	ДСТУ 3760:2019	Фундаментна балка	1	16,95 т	
2	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø6 А240, L=220 мм	212	0,049	10,388
3	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø10 А400С, L=1350 мм	242	0,833	201,586
	ДСТУ Б В.2.7-43-96	Прокат Ø16 А400С, L=24,20 м	14	38,188	534,632
		Бетон кл. С25/30; F150 (M400), м ³	6,78		
К-1					
1	ГОСТ 26020-83	Двутавр колонний 40К1, L=2900 мм	8	400,200	3201,600
БМ-1					
1	ГОСТ 26020-83	Двутавр 30Б1, L=4960 мм	5	163,184	815,920
БМ-2					
1	ГОСТ 26020-83	Двутавр 30Б1, L=5340 мм	1	175,686	175,686
К-2					
1	ДСТУ 3760:2019	Колона монолітна 400x400 мм, h=2,47 м	28	1,04 т	29,12 т
2	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø20 А400С, L=1670 мм	4	4,112	16,448
3	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø2 А400С, L=4320 мм	4	10,649	42,596
2	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø8 А240, L=1480 мм	15	0,585	8,775
	ДСТУ Б В.2.7-43-96	Бетон кл. С25/30; F150 (M400), м ³	0,40		
К-3					
1	ДСТУ 3760:2019	Колона монолітна 400x400 мм, h=3,42 м	112	1,43 т	160,16 т
2	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø20 А400С, L=4600 мм	4	11,339	45,356
2	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø8 А240, L=1480 мм	20	0,585	11,700
	ДСТУ Б В.2.7-43-96	Бетон кл. С25/30; F150 (M400), м ³	0,55		

МР 83.23.БК ДР

Зм	Арк	№ докум.	Підпис	Дата	Літ	Маса	Масштаб
Виконав							
Керівник							
Консульт.							
Аналіз НДС монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном					Аркшів 5		Аркшів 9
Схема розташування ФМБ та колон. Колони К-2 та К-3. Перерізи, вузли та деталі. Специфікація матеріалів							
Н. Контр.							СНАУ гр. ПЦБ 2203т
Затверд.							

Схема армування нижньої зони плит перекриття на відмітках -0,280; +3,320; +6,920; +10,520 та +14,120 М 1:200

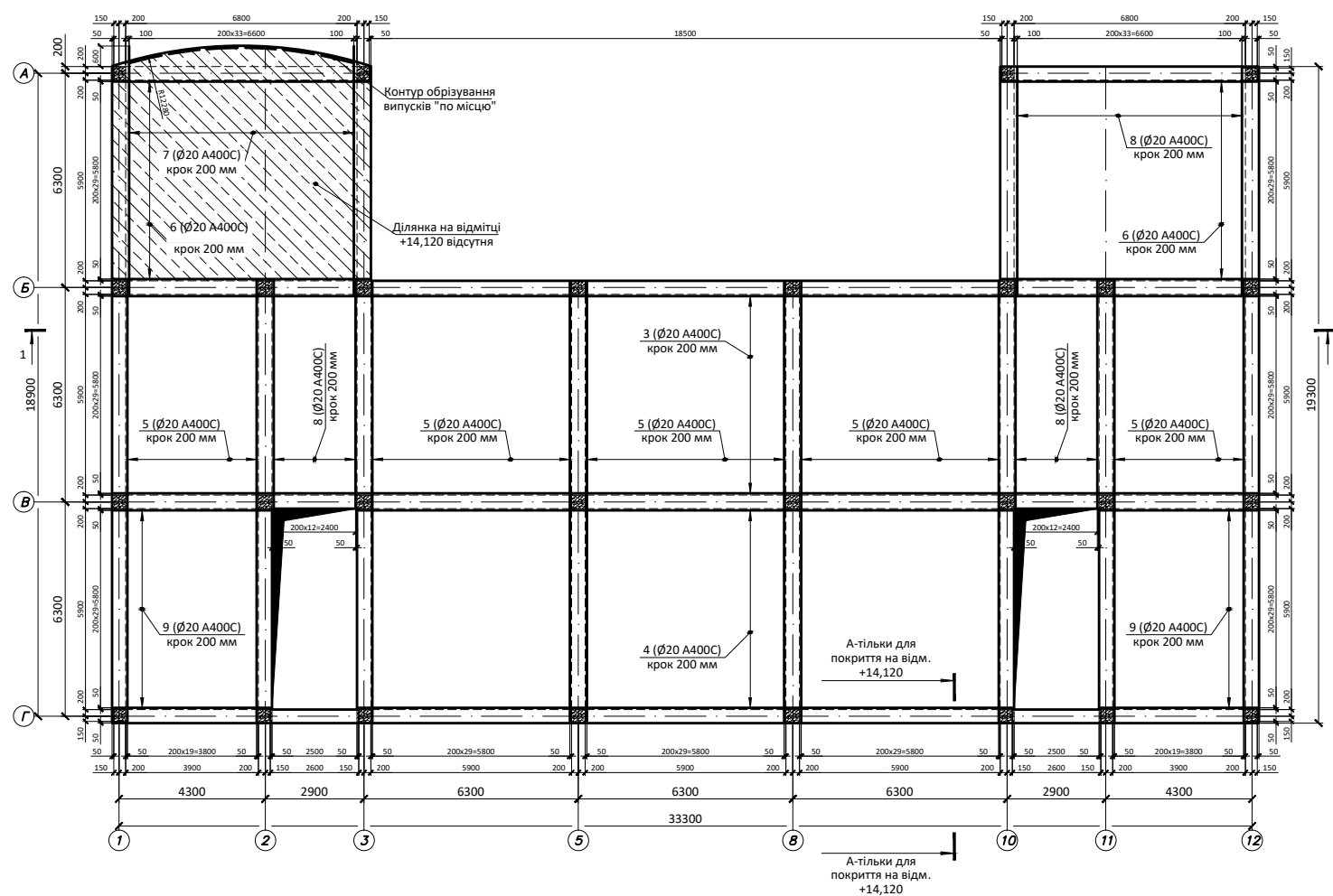
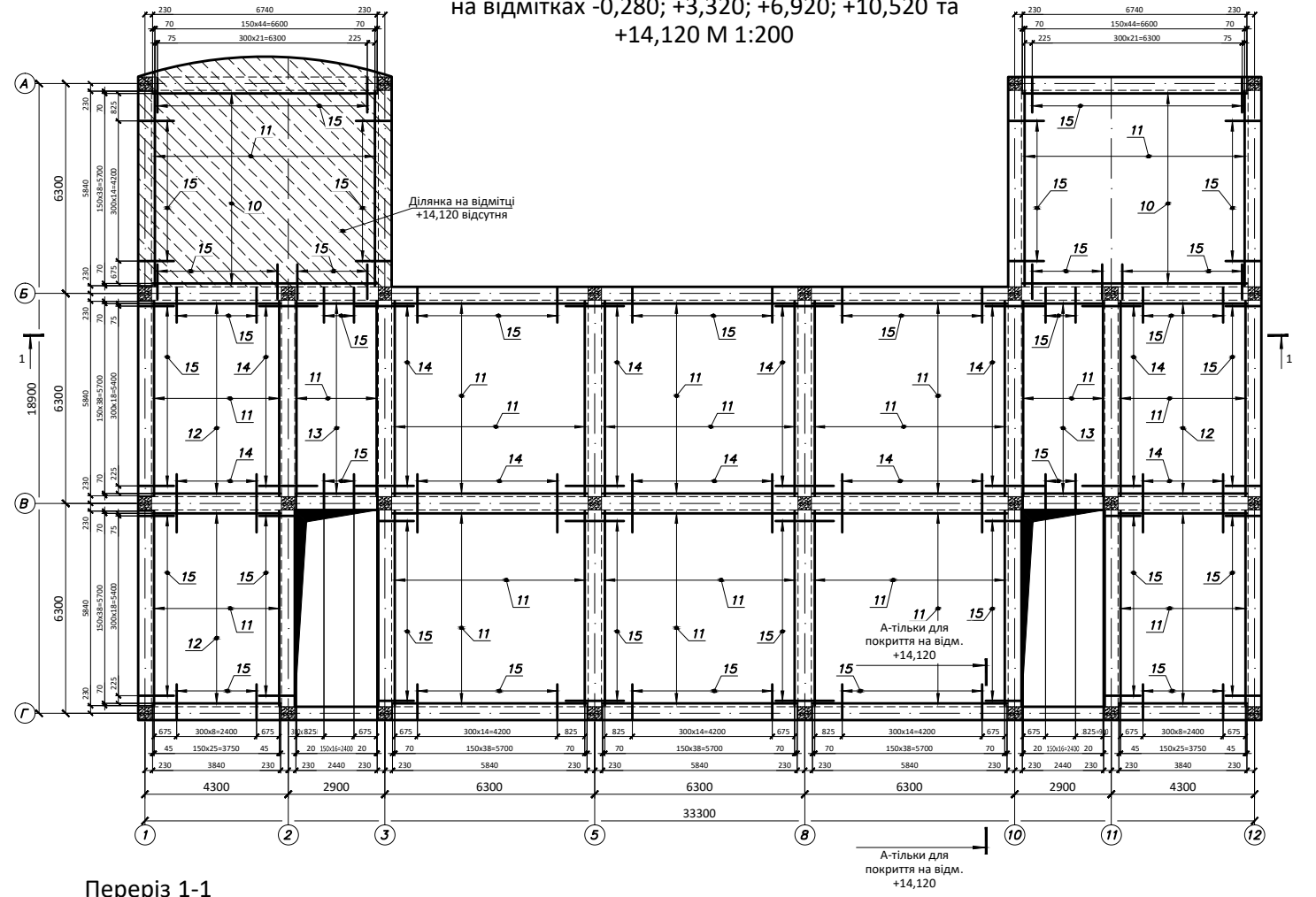


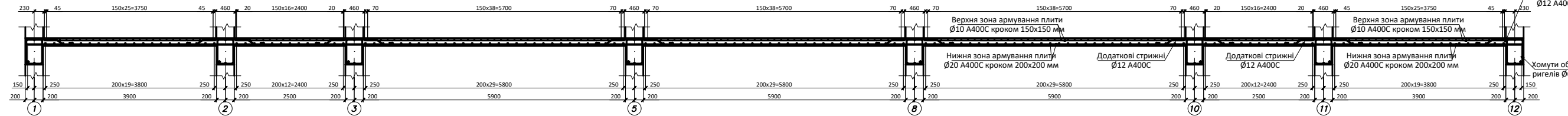
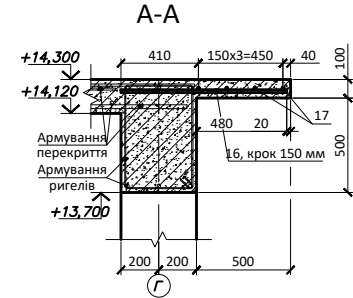
Схема армування верхньої зони плит перекриття на відмітках -0,280; +3,320; +6,920; +10,520 та +14,120 М 1:200



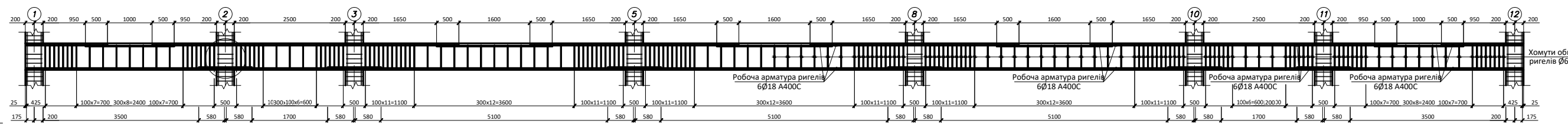
Переріз 1-1

А-тільки для покриття на відм. +14,120

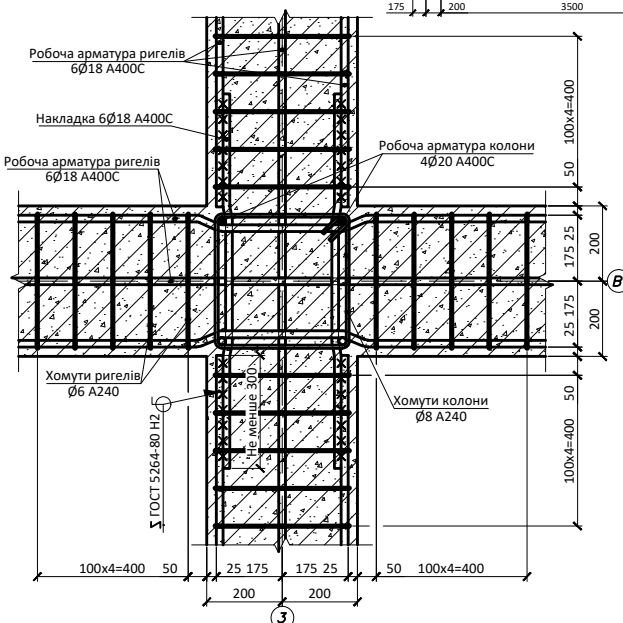
Переріз А-А



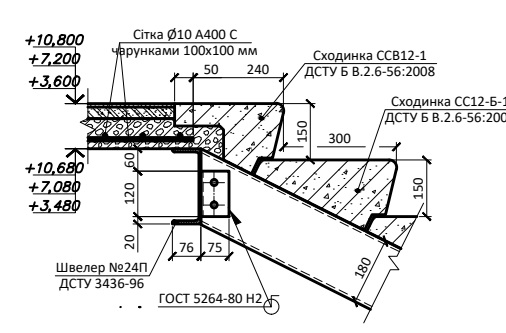
Переріз 2-2



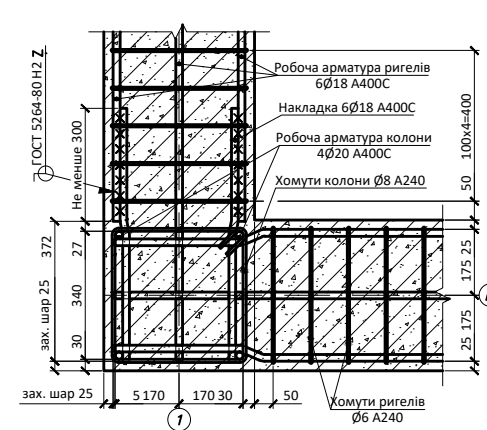
Вузол 1



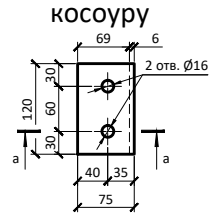
Вузол примикання до верхнього майданчика



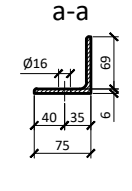
Вузол 2



Кутик кріплення косоуру



Переріз а-а



Специфікація елементів та матеріалів

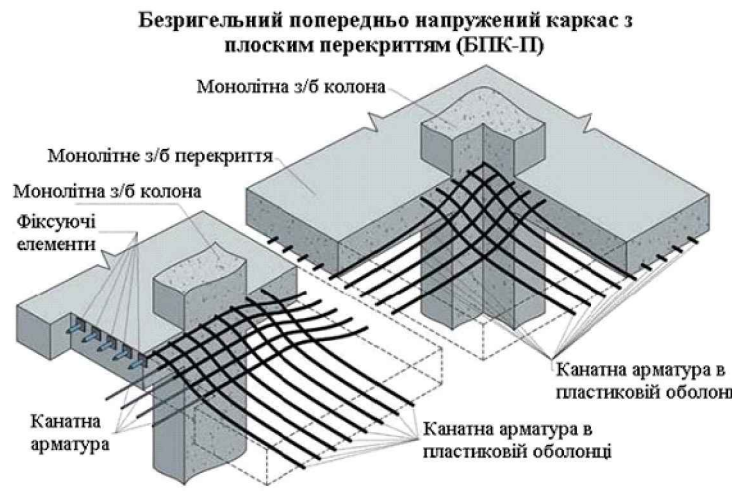
Поз.	Позначення	Найменування	Кільк. шт.	Маса од., кг	Маса заг., кг
Перекриття					
3	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø20 A400C, L=33600 мм	30	20,731	621,930
4	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø20 A400C, L=19200 мм	30	11,847	355,410
5	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø20 A400C, L=12950 мм	130	7,990	1038,700
6	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø20 A400C, L=7500 мм	60	4,628	277,680
7	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø20 A400C, L=7300 мм	34	4,504	153,136
8	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø20 A400C, L=6650 мм	60	4,103	246,180
9	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø20 A400C, L=4600 мм	40	2,838	113,520
10	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø10 A400C, L=6740 мм	78	16,614	1295,892
11	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø10 A400C, L=5840 мм	696	14,396	10019,616
12	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø10 A400C, L=3840 мм	156	9,466	1476,696
13	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø10 A400C, L=2440 мм	78	6,015	469,170
14	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø12 A400C, L=1990 мм	215	1,767	379,905
15	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø12 A400C, L=1190 мм	440	1,057	465,080
16	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø16 A400C, L=860 мм	225	1,357	305,325
17	ДСТУ 3760:2019	Прокат Ø12 A400C (м/п)	144,0	0,888	127,872
	ДСТУ Б В.2.7-43-96	Бетон кл. С25/30; F150 (M400), м³	79,23		

МР 83.23.БК ДР				Літ	Маса	Масштаб
Зм	Арх	№ докум.	Підпис	Дата		
Виконав	Ткачевський					
Керівник	Циганенко Л.А.					
Консульт.	Львівська					
Н. Контр.	Розвід С.І.					
Затвердив	Циганенко Л.А.					
Аналіз НДС монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном				Архіви 6	Архіви 9	
Схеми армування нижньої та верхньої зон плити перекриття. Вузли 1, 2. Специфікація				СНАУ гр. ПЦБ 2203н		

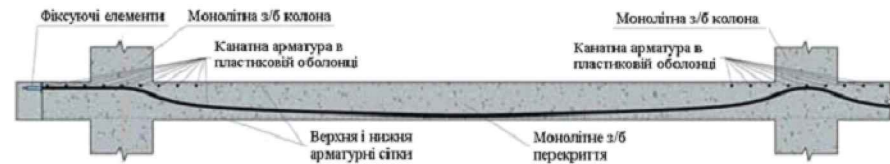
АНАЛІЗ ЗАСТОСУВАННЯ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЇ КАНАТНОЇ АРМАТУРИ БЕЗ ЗЧЕПЛЕННЯ З БЕТОНОМ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ МОНОЛІТНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ



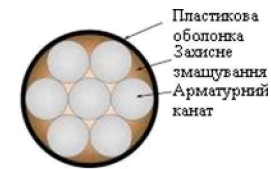
Улаштування монолітного перекриття з попереднім напруженням без зчеплення з бетоном



Фрагмент армування плити перекриття попереднього напруження канатною арматурою



Переріз плити перекриття



Пластикова оболонка
Закисне
Змащування
Арматурний канат

C:\Users\User\Desktop\3232312312312.jpg

Переріз конструкції каната типу "моностренд"

РОЗРАХУНОК ВТРАТ НАТЯГУ АРМАТУРИ ТА НАПРУЖЕНЬ БЕТОНУ ПРИ ОБТИСНЕННІ

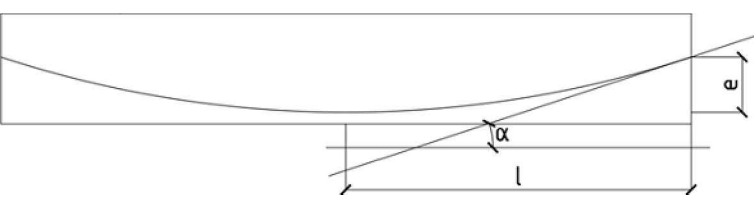
РОЗРАХУНОК ПЕРШИХ ВТРАТ
- **Втрати від тертя арматури об стінки каналів:**
Втрати від тертя арматури об стінки каналів в загальному випадку розраховують з урахуванням конкретної геометрії розкладки арматурних елементів, яка визначає зміну кута повороту осі арматури. Зміна кута повороту відповідає куту, утвореному дотичними напруженнями до траєкторії розкладки арматурних елементів у активного анкерного пристосування в перерізі.

Втрати від тертя об стінки каналів можуть бути обчислені за наступною формулою Eurocode-2:

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_0 (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (1)$$

де: e - основана натуральна логарифма,
 x - відстань від точки прикладання зусилля натягу (активного анкера) до точки, в якій вимірюються втрати. Відстань x має бути виміряна по осі канала, але, як правило, при розрахунку протяжних конструкцій невеликої висоти може бути з достатньою точністю виміряна як довжина проєкції каната на площину.
 μ - коефіцієнт тертя, що дорівнює 0,06 (канати в захисній оболонці з мастилом);
 k - коефіцієнт урахування непрямолінійності (вихляння) каната при його виробництві, що приймається за даними сертифікатів заводів-виробників арматури. У разі відсутності даних заводських сертифікатів для канатів вищої категорії якості даний коефіцієнт приймають рівним 0,05 рад/м;
 θ - сумарний кут повороту осі арматури від анкера до розглянутого перетину, рад. (для прямолінійних ділянок сумарний кут θ приймають рівним 0).

Для будь-яких геометричних форм розкладок каната (пучка), для яких можливо вивести чіткий математичний опис, θ кута нахилу в точці може бути обчислений як похідна даної функції:



До розрахунку сумарного кута повороту



Для даної параболи справедливий вираз:
 $y = ax^2, x = 0, y = 0, x = l, y = e;$
Отримаємо: $a = e/l^2, \text{tga} = 2ax = 2(e/l^2)x;$
У точці $x = l, \text{tga} = 2e/l, a = \text{arctg}(2e/l).$
Як правило, в напружених конструкціях вигини канатів невеликі і допустимо використовувати залежність $\text{tga} = a.$

Таким чином, для даного прикладу $\theta = \text{arctg}(4e/l) \approx 4e/l;$
Необхідно визначити втрати напружень від тертя арматури об стінки каналів для плити перекриття (проліт 12 м) у пасивного анкера (на відстані $x = 12$ м від активного анкера).

Початкове армування: канатна арматура класу К7-15, 7-1650/1860-ТУ100.
Початкове напруження в попередньо напруженій арматурі:
 $\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,8 \times 1650 = 1320$ МПа.
Висота поперечного перерізу плити перекриття 220 мм, товщина захисного шару бетону від арматурного елемента до нижньої і верхньої межі балки прийнята 25 мм. З урахуванням діаметра ненапруженої арматури $\phi 16$ мм елемента відстань між вершинами прольотної і опорної парабол розкладки попередньо напруженої арматури по висоті перерізу складає $e = 220 - 49 - 33 = 138$ мм = 0,138 м.

Отже: $\theta = \text{arctg} \frac{4e}{l} \approx \frac{4e}{l} = \frac{4 \times 0,138}{12} = 0,046$ рад.

Тоді:

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_0 (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) = 1320 \left[1 - \frac{1}{0,06 \times (0,046 + 0,05 \times 12)} \right] = 50,76$$
 МПа.

Втрати попереднього напруження від тертя канатів об стінки каналу або оболонки при натязі на бетон слід обчислювати за формулою:

$$\Delta\sigma_{sp} = \left(1 - \frac{1}{e^{\mu(\theta + kx)}} \right) \sigma_{sp} \quad (2)$$

де: e - основа натуральних логарифмів;
 ω і δ - коефіцієнти, що визначаються згідно ДБН В.2.6-98-2009;
 x - довжина ділянки від натягуючого пристрою до розрахункового перетину, м;
 θ - сумарний кут повороту осі арматури, рад.



Геометрія розкладки арматурних елементів по висоті перерізу конструкції по траєкторіях прогонових і опорних парабол

Відповідно, для даного прикладу значення обчислені згідно ДБН в 1,5 рази більше значень обчислених згідно Єврокоду. Дана розбіжність обумовлена тим, що системи, для яких розроблялися норми ДБН, мають більш високі показники тертя, ніж сучасні системи попереднього напруження.

- **Втрати попереднього напруження за рахунок просідання канатів на анкері:**

Відповідно до вимог ДБН втрати за рахунок деформації анкерів складають:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_{sp} \quad (3)$$

де: Δl_1 - деформації на глухому анкері не менше 2 мм;
 Δl_2 - деформації на тяжкому анкері, приймаємо 4 мм;
 $E_{sp} = 195000$ МПа - модуль пружності напруженої арматури;
 l - довжина натягнутого арматурного елемента.

Для попереднього прикладу отримаємо:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_{sp} = \frac{2 + 4}{12000} \times 195000 = 97,5$$
 МПа

При розрахунках згідно Єврокод-2 при передачі зусилля натягу на анкер відбувається «посадка» цанги в посадочний конусний отвір, за рахунок якого відбувається невелике геометричне вкорочення напруженого каната і падіння зусилля попереднього напруження. Величина посадки конуса регламентується виробником систем попереднього напруження і, як правило, приймається 2-6 мм при натягу домкратами з гідравлічною запресовкою цанг. При розрахунку зазвичай використовується параметр просадки конуса 4 мм.

Величину втрат обчислюють на підставі геометричного укорочення каната в результаті просідання цанг ($x < L$):

$$x = \frac{\delta}{\beta E_{sp}} \quad (4)$$

δ - величина просадки цанг;
 β - усереднене значення втрат на тертя на 1 погонний метр каната, яке дорівнює:

$$\beta = \mu \left(\frac{\theta}{x} + k \right) \quad (5)$$

$\varepsilon\sigma_0 = \frac{\sigma_0}{E_s}$ - вихідне відносне подовження канату;
 E_s - модуль пружності напруженої арматури;
 A_{sp} - площа перерізу напруженого каната;
 σ_0 - вихідний натяг арматури.

$$\Delta\sigma = \sigma_0 \times 2 \sqrt{\frac{\beta\delta}{\varepsilon\sigma_0}} \quad (6)$$

Для досліджуваного прикладу отримаємо:
 $\Sigma\theta = 0,046; \delta = 4$ мм; $\sigma_0 = 1320$ МПа; $\mu = 0,06; L = 12$ м; $k = 0,05$ рад/м;

$$\beta = 0,06 \left(\frac{0,046}{12} + 0,05 \right) = 0,00323;$$

$$\varepsilon\sigma_0 = \frac{1320}{195000} = 0,0068;$$

$$x = \sqrt{\frac{0,004}{0,00323 \times 0,0068}} = 7$$
 м;

$$\Delta\sigma = 1320 \times 2 \sqrt{\frac{0,00323 \times 0,004}{0,0068}} = 115,07$$
 МПа.

Як видно, методика розрахунку за Єврокод-2 враховує вплив тертя на перерозподіл втрат від деформації анкерів і дозволяє враховувати розподіл попереднього напруження по довжині напруженого елемента. Виходячи з цього можна зробити висновок, що формула з ДБН не дозволяє з прийнятною точністю оцінити рівень втрат від деформації анкерів і дає значення в 1,2 рази нижче значень Єврокод-2.

- **Втрати від пружного скорочення бетону:**

Як правило, залізобетонний елемент армується групою напружених послідовно елементів. Напруженим елементом може бути окремий моностренд, тоді натяг проводиться по черзі, для кожного каната. Після натягу кожного каната, відбувається пружне скорочення (обтиснення) бетону, що призводить до зниження зусиль попереднього напруження в розтягнутих канатах. Однак, розрахунок втрат від пружного обтиснення бетону відсутній у нормативній документації. Величина відносного скорочення бетону в середньому може бути виражена як:

$$\varepsilon_c = 0,5 \frac{P}{A_c \times E_{sp}} \quad (7)$$

де: E_{sp} - початковий модуль пружності бетону, що відповідає передавальній міцності бетону;

A_c - площа обтисненого бетонного перерізу за винятком площі поперечного перерізу попередньо напруженої арматури;

P - діюче в перерізі стискаюче зусилля від натягу.

Коефіцієнт 0,5 враховує усереднену дію декількох послідовно натягуваних арматурних елементів.

MP 83.23.БК TP					Літ	Маса	Масштаб
Зм	Арк	№ док.	Підпис	Дата	Аналіз НДС монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном		
Виконав	Ткачівський				Аркш 7		Аркш 9
Керівник	Циганко Л.А.				Аналіз застосування попередньо напруженої канатної арматури. Розрахунок перших втрат натягу арматури		
Консульт.	Львівський				СНАУ гр. ПЦБ 2203н		
Затвердив	Циганко Л.А.						

РОЗРАХУНОК ВТРАТ НАТЯГУ АРМАТУРИ ТА НАПРУЖЕНЬ БЕТОНУ ПРИ ОБТИСНЕННІ

- Втрати від пружного скорочення бетону (продовження розрахунку):

Тоді втрати від пружного обтиснення визначають за формулою:

$$\Delta\sigma = \varepsilon_p \times E_{sp} \quad (8)$$

Потрібно обчислити втрати напруження від пружного скорочення залізобетонної плити прольотом 8×8 м, виконаної з важкого бетону класу по міцності на стиск С40/50. Передавальна міцність бетону прийнята рівною 80% від проектного класу, тобто $E_{sp} = E_c = 35000$ МПа. Плита попередньо напружується 8-ма монострндами, ширина смуги розташування 1 м.

Початковий рівень попереднього напруження:

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{t,ser} = 0,8 \times 1650 = 1320 \text{ МПа.}$$

Площа поперечного перетину одного канату складає 165 мм².

Визначаємо зусилля обтиснення P :

$$P = 8 \times 1,65 \times 1320 = 1742,4 \text{ кН,}$$

$$A_c = 800 \times 20 - 8 \times 1,65 = 16000 \text{ см}^2.$$

Відносне скорочення від дії зусиль обтиснення P складає:

$$\varepsilon_c = 0,5 \frac{174240}{16000 \times 350000} = 1,5 \times 10^{-5}$$

Тоді:

$$\Delta\sigma = \varepsilon_c \times E_{sp} = 1,5 \times 10^{-5} \times 195 \times 10^3 = 2,95 \text{ МПа.}$$

За результатами розрахунку бачимо, що для плоских плит перекриттів втрати попереднього напруження за рахунок пружного обтиснення бетону незначні, і в більшості випадків ними можна знехтувати. Однак, можуть бути випадки, коли втрати від пружної деформації бетону складають значну величину, тому даний пункт розрахунку, рекомендується проводити для перевірки рівня обтиснення бетону, для плит перекриття значення має бути приблизно 1-3 МПа.

РОЗРАХУНОК ДРУГИХ ВТРАТ

- Втрати попереднього напруження за рахунок усадки бетону:

Величина втрат попереднього напруження за рахунок усадки бетону знаходиться за формулою:

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,75 \times \varepsilon_{s,sh} \times E_s \quad (9)$$

де: $\varepsilon_{s,sh}$ - деформації усадки бетону, значення яких можна наближено приймати в залежності від класу бетону рівними:

- 0,0002 для бетону класів С30/35 і нижче;
- 0,00025 для бетону класів С32/40;
- 0,0003 для бетону класів С35/45 і вище.

Тоді при використанні бетону С25/30 і канатної арматури з $E_s = 1950000$ МПа:

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0,75 \times \varepsilon_{s,sh} \times E_s = 0,75 \times 0,0002 \times 195000 = 29,25 \approx 30 \text{ МПа.}$$

Єврокод-2 пропонує наступну методику для визначення втрат від усадки бетону:

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs} \times E_{sp} \quad (10)$$

де: ε_{cs} - повна відносна деформація бетону від усадки;

E_{sp} - модуль пружності напруженої сталі.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{sd} + \varepsilon_{ca} \quad (11)$$

де: ε_{sd} - усадка висихання бетону;

ε_{ca} - хімічна усадка бетону:

$$\varepsilon_{sd} = \varepsilon_{sd,0} \times k_h \quad (12)$$

Усадка висихання бетону продовжується значний час у вже затверділому бетоні, отже, значення може бути отримано згідно табл. 3.2 Єврокод-2.

Коефіцієнт k_h визначається згідно табл. 3.3 Єврокод-2 і залежить від умовної висоти перерізу, яке дорівнює $k_h = \frac{2A_c}{\mu}$ (A_c - площа перерізу бетону, мм²; μ - периметр перетину, в якому відбувається висихання).

Хімічна усадка знаходиться як лінійна функція міцності бетону і розраховується при досягненні бетоном міцності не менше n , %.

$$\varepsilon_{ca}^{(n)} = (1 - n)\varepsilon_{ca} \quad (13)$$

$$\varepsilon_{ca} = 2,5(f_c - 10) \times 10^{-6} \quad (14)$$

Плита перекриття з прольотами 8×8 м, товщиною 250 мм, бетон перекриття

С25/30, напруження здійснюється при наборі бетоном 80% міцності:

- $\varepsilon_{ca,0} = 0,16\%$ для бетону С25/30 при вологості повітря 90%;

$$k_h = \frac{2A_c}{\mu} = \frac{2 \times 800 \times 25}{800} = 50; k_h = 1;$$

- $\varepsilon_{ca} = \varepsilon_{ca,0} \times k_h = 0,16 \times 1 = 0,16\%$;

- $\varepsilon_{ca} = 2,5(f_c - 10) \times 10^{-6} = 2,5(25 - 10) \times 10^{-6} = 0,00375\%$.

При умові проведення натягу при міцності бетону 80%:

$$\varepsilon_{ca}^{(n)} = (1 - n)\varepsilon_{ca} = (1 - 0,8) \times 0,00375\%$$

Як видно з прикладу, при натязі арматури на пізніх стадіях твердіння бетону значення ε_{ca} дуже незначні і можна використовувати тільки значення ε_{ca} :

$$\varepsilon_{ca} = \varepsilon_{sd} + \varepsilon_{ca} \approx \varepsilon_{sd} = 0,16\%$$

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{ca} \times E_{sp} = 0,16 \times 195000 = 31,2 \text{ МПа.}$$

За результатами бачимо, що значення втрат, які знаходились по ДБН і Єврокод, близькі, тому рекомендується використовувати методику розрахунку у відповідності до ДБН, тому що даний розрахунок простий і доволі точний.

- Втрати попереднього напруження за рахунок повзучості бетону:

Розрахунок втрат від повзучості бетону допускається виконувати за формулою:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \varepsilon_{sp} \times E_{sp} \quad (15)$$

де: ε_{sp} - відносне скорочення бетону на рівні напруженої арматури, що розташовується в середині висоти поперечного перерізу:

$$\varepsilon_{sp} = \frac{\varphi(\infty, t_0) \times \sigma_{sp}}{E_{sp}} \quad (16)$$

де: $\varphi(\infty, t_0)$ - граничний коефіцієнт повзучості бетону, який приймається у відповідності до табл. 3.1 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 "Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування".

Згідно Єврокод-2 втрати попереднього напруження від повзучості бетону можуть бути приблизно розраховані за наступною залежністю:

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs} \times E_{sp} \quad (17)$$

де: ε_{cs} - відносна деформація повзучості бетону;

E_{sp} - модуль пружності напруженої сталі.

При $\sigma_s \leq 0,45 f_{ct}(t_0)$:

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times \left(\frac{\Delta\sigma_s}{E_s} \right) \quad (18)$$

де: $\varphi(\infty, t_0)$ - коефіцієнт повзучості бетону при його завантаженні у віці t_0 ;

σ_s - зусилля стиску в бетоні, яке дорівнюється обтисненню бетону попереднім напруженням;

$f_{ct}(t_0)$ - міцність бетону на стиск у віці натягу;

$E_c = 1,05 E_{cm}$ - модуль пружності бетону.

Плита перекриття з прольотами 8×8 м, товщиною 250 мм, бетон перекриття С25/30, напруження здійснюється при наборі бетоном 80% міцності. Плита попередньо напружується 18 канатами, величина напруження за вирахуванням перших втрат дорівнює 105,6 МПа.

Згідно ДБН:

$$\sigma_{sp} = \frac{18 \times 105,6}{800 \times 25} = 0,95 \text{ МПа;}$$

$$\varepsilon_{cs} = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_{sp}}{E_{sp}} = 1,7 \frac{0,95}{26000} = 6,2 \times 10^{-5};$$

$$\Delta\sigma_{sp6} = \varepsilon_{sp} \times E_{sp} = 6,2 \times 10^{-5} \times 1,95 \times 10^5 = 12,09 \text{ МПа.}$$

Згідно Єврокод-2:

$$\sigma_s = 0,95 \text{ МПа; } f_{ct}(t_0) = 0,8 \times 25 = 20 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_s = 0,095 \text{ МПа} < 0,45 f_{ct}(t_0) = 9 \text{ МПа;}$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{\mu} = \frac{2 \times 800 \times 25}{800} = 50.$$

- орієнтовний строкнабору бетоном міцності 80% - 7 діб;

- $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$ - визначається за схемою 3.1 Єврокод-2 в залежності від h_0 ;

- $E_s = 1,05 E_{cm} = 1,05 \times 32500 = 34125$ МПа;

$$\varepsilon_{cs}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times \left(\frac{\Delta\sigma_s}{E_s} \right) = 2,5 \times \left(\frac{0,95}{34125} \right) = 6,45 \times 10^{-5};$$

- $\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs} \times E_{sp} = 6,45 \times 10^{-5} \times 195000 = 12,57$ МПа.

Результати розрахунку показують, що методики визначення втрат за рахунок повзучості по ДБН і Єврокод дуже близькі, тому рекомендується використовувати вітчизняні норми для розрахунку втрат попереднього напруження від повзучості бетону. Варто також відзначити, що такий низький рівень втрат пов'язаний з невисоким рівнем обтиснення, прийнятим для прикладу 0,95 МПа. При рівні обтиснення 3 МПа втрати за рахунок повзучості можуть досягати 30-50 МПа.

- Втрати попереднього напруження від релаксації напруженої арматури:

Втрати від релаксації напружень в арматурі при механічному способі натягу визначаються за формулою:

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} \quad (19)$$

де: σ_{sp} - зусилля попереднього напруження вез урахування втрат;

$R_{s,n}$ - нормативний опір каната розтягу, яке приймається рівним умовній межі пластичності.

Необхідно визначити втрати напруження від релаксації для стабілізованої канатної арматури класу К7-15,7-1650/1860-ТУ100. Величина початкового напруження в попередньо напруженій арматурі складає:

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{t,ser} = 0,8 \times 1650 = 1320 \text{ МПа.}$$

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{1320}{1650} - 0,1 \right) \times 1320 = 100,32 \text{ МПа.}$$

Визначення релаксації канатної арматури згідно Єврокод-2, з урахуванням застосування арматурних елементів зі стабілізованими канатами вищої категорії якості, допускається за формулою:

$$\frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} = 0,66 \times \rho_{1000} \times e^{0,1 \mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \times 10^5 \quad (20)$$

де: $\Delta\sigma_{sp}$ - абсолютне значення втрат за рахунок релаксації;

σ_{sp} - зусилля натягу в канаті після перших втрат;

t - час натягу в годинах, зазвичай розрахунок ведеться на час після натягу $t = 500000$ годин ≈ 57 років.

$$\mu = \frac{\sigma_{sp}}{f_{pk}} \quad (21)$$

ρ_{1000} - релаксація напруженої арматури через 1000 годин, для канатів 2-го класу - $\rho_{1000} = 2,5\%$.

Наприклад, при натязі канатів 2-го класу до максимального значення $\sigma_{sp} = 1320$ МПа втрати через 57 років складуть:

$$\frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} = 0,66 \times 2,5 \times 2,71^{0,1 \times 0,8} \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0,75(1-0,8)} \times 10^5 = 0,0595;$$

$$\mu = \frac{\sigma_{sp}}{f_{pk}} = \frac{1320}{1650} = 0,8.$$

Таким чином втрати від релаксації чере 57 років складуть 0,0595% або 78,54 МПа.

Для арматурних сталей вищої категорії якості при обчисленні втрат від релаксації значення за вітчизняною методикою ДБН істотно вище значень, отриманих відповідно до Єврокод-2. Це пояснюється тим, що методика Єврокод враховує клас сталі по релаксації, а також можливість стабілізації арматурних канатів і термін їх експлуатації.

Розрахунок втрат від релаксації рекомендується здійснювати за формулою Єврокод, так як дана методика більш точніша. Також ДБН не враховує вплив перших втрат, що проявляються миттєво в процесі натягу на величину напружень в канатах в період, коли проявляється релаксація, що також не вірно.

Повні значення перших втрат і відповідночі їм зусилля попереднього обтиснення визначають за формулами:

$$\sigma_{sp(1)} = \sum_i \Delta\sigma_{sp1} \quad (22)$$

де: i - номер втрат попереднього напруження;

Зусилля попереднього обтиснення бетону з урахуванням перших втрат:

$$P_{(1)} = \sum_j (A_{spj} \times \sigma_{sp(1)j}) \quad (23)$$

де: A_{spj} та $\sigma_{sp(1)j}$ - площа перерізу j -ї групи стрижнів напруженої арматури в перерізі елементу і попереднє напруження в групі з урахуванням перших втрат:

$$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)j} \quad (24)$$

де: σ_{spj} - початкове попереднє напруження досліджуваної групи стрижнів арматури.

Повні значення перших і других втрат та відповідночі їм зусилля попереднього обтиснення визначають за формулою:

$$\sigma_{sp(2)} = \sum_i \Delta\sigma_{sp2} \quad (25)$$

Зусилля в напруженій арматурі з урахуванням повних втрат дорівнює:

$$P_{(2)} = \sum_j (A_{spj} \times \sigma_{sp(2)j}) \quad (26)$$

де:

$$\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j} \quad (27)$$

Напруження стиску в бетоні σ_{sp} в стадії обтиснення визначають відповідно до рекомендацій ДБН на рівні крайнього розтягнутого від дії зовнішньої експлуатаційного навантаження волокна або на рівні осі напруженої арматури по формулі:

$$\sigma_{sp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \times e_{sp} \times y}{I_{red}} - \frac{M' \times y}{I_{red}} \quad (28)$$

де: $P_{(1)}$ - зусилля попереднього обтиснення з урахуванням перших втрат;

M' - згинальний момент від зовнішнього навантаження, що діє в стадії обтиснення (від власної ваги елемента і від додаткових вертикальних навантажень);

y - відстань від центра ваги приведенного перерізу елемента до розглянутого рівня; e_{sp} - ексцентриситет зусилля $P_{(1)}$ відносно центра тяжіння приведенного поперечного перерізу елемента.

Розтягуючі напруження в бетоні σ_{sp} визначають в тих же розрахункових перетинах, але на рівні крайнього стиснутого від дії експлуатаційного навантаження волокна за формулою:

$$\sigma_{sp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \times e_{sp} \times y}{I_{red}} - \frac{M' \times y}{I_{red}} \quad (29)$$

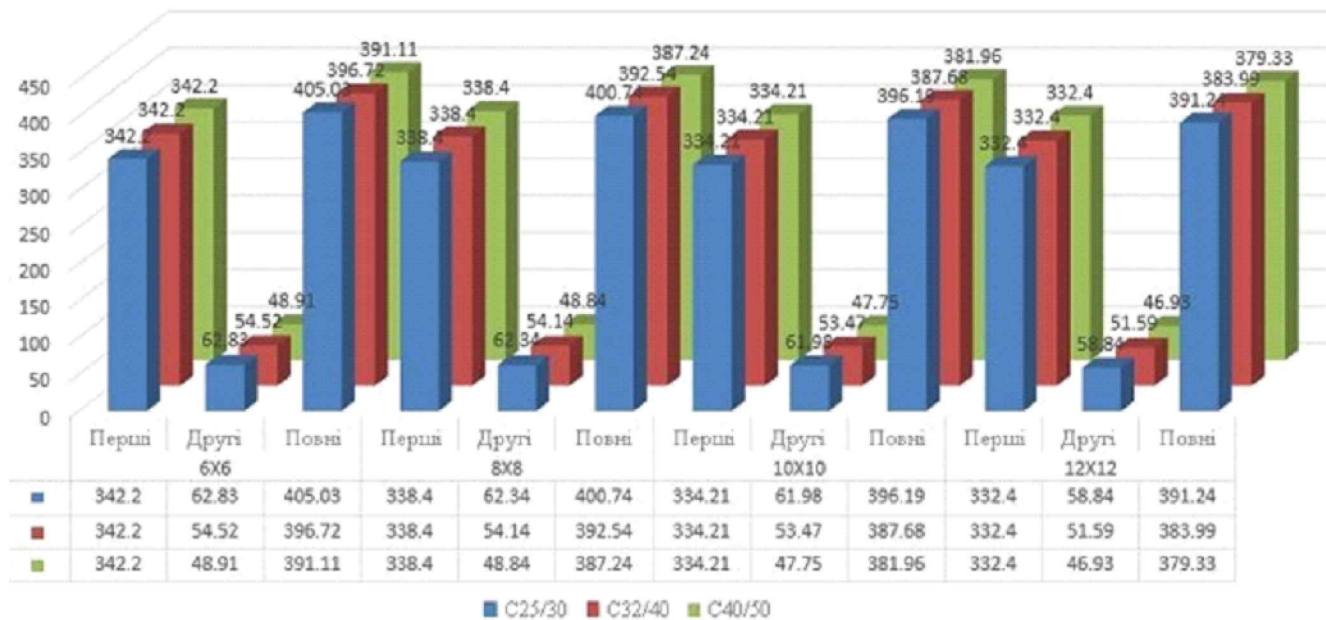
Розтягуючі напруження в бетоні в стадії обтиснення не повинні призводити до утворення початкових тріщин в стиснутій від дії експлуатаційних навантажень зоні, що перевіряють за умовою:

$$\sigma_{sp} \leq f_{ctk}$$

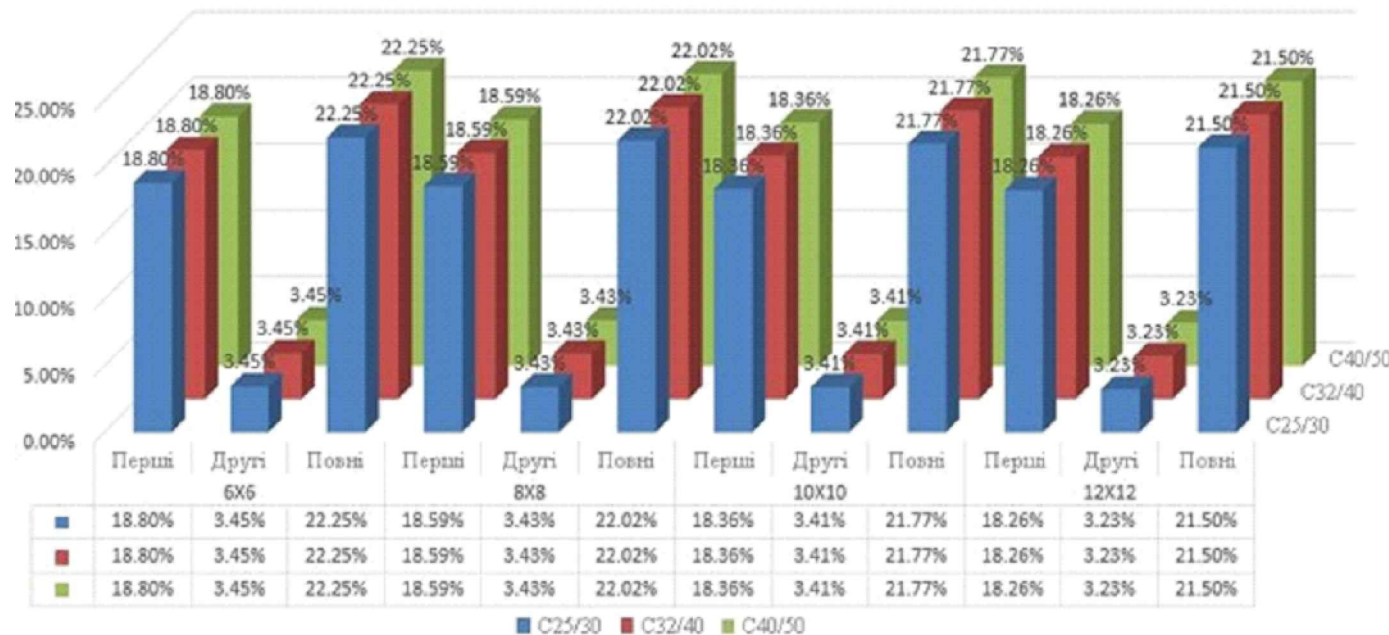
Погоджено: _____
Зам. Інв. № _____
Підпис і дата _____
Інв. № ориг. _____

					MP 83.23.БК TP		
Зм	Арк	№ докум.	Підпис	Дата	Літ	Маса	Масштаб
Виконав							
Керівник							
Консульт.					Архів 8		Архів 9
Затвердив					СНАУ гр. ПЦБ 2203н		

РОЗРАХУНОК НАПРУЖЕНЬ БЕТОНУ ПРИ ОБТИСНЕННІ



Залежність втрат попереднього напруження від розмірів чарунків

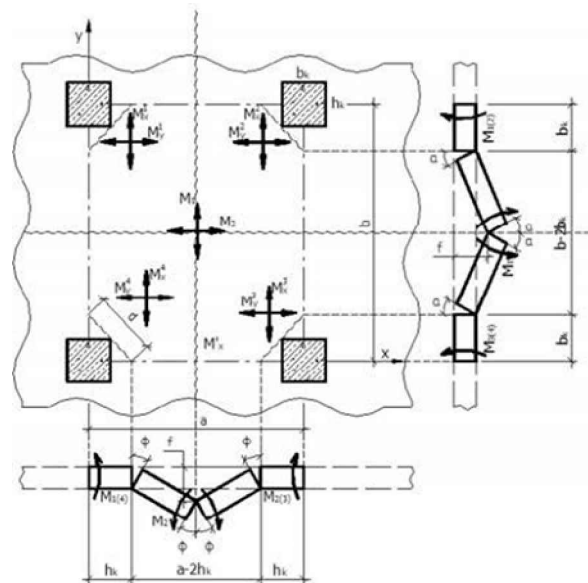
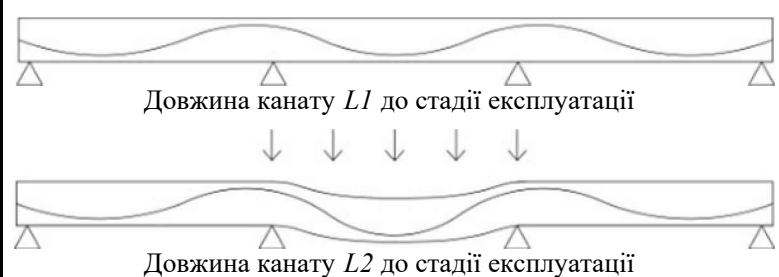


Залежність втрат попереднього напруження (у відсотках від σ_{sp}) від розмірів чарунків

РОЗРАХУНОК ПРИРІСТУ ЗУСИЛЛЯ НАТЯГУ В КАНАТАХ БЕЗ ЗЧЕПЛЕННЯ З БЕТОНОМ ПРИ ДЕФОРМАЦІЇ КОНСТРУКЦІЙ

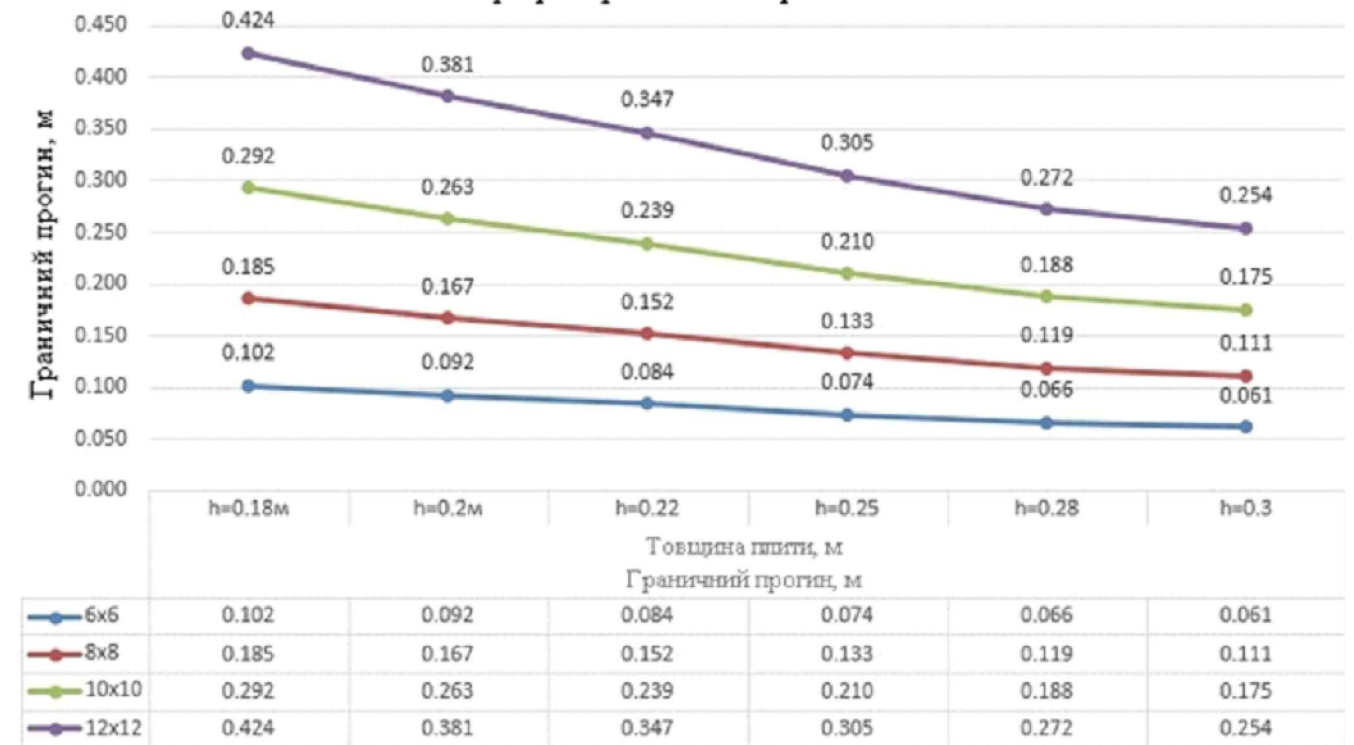
На стадіях експлуатації та руйнування конструкції за рахунок деформації і відповідного приросту геометричної довжини напруженої арматури відбувається збільшення напружень в канатній арматурі, так звані «протівтрати». Даний ефект особливо значущий при розрахунку напружених елементів з канатною арматурою без зчеплення з бетоном на стадії руйнування, так як при розрахунку згинального елемента використовується показник σ_{sp} , який замінює R_{sp} . При розрахунку попереднього напруження елементів на стадії руйнування Єврокод-2 рекомендує збільшувати величину σ_{sp} на 5% за рахунок деформацій бетону. Американські норми АСІ рекомендують додавати до значення σ_{sp} 100 МПа. На стадії експлуатації приріст напружень може бути обчислений як приріст його геометричної довжини.

Плита знаходиться в граничній рівновазі і складається з окремих ланок, з'єднаних між собою лінійними шарнірами.



РОЗРАХУНОК ПРИРІСТУ ЗУСИЛЛЯ НАТЯГУ В КАНАТАХ БЕЗ ЗЧЕПЛЕННЯ З БЕТОНОМ ПРИ ДЕФОРМАЦІЇ КОНСТРУКЦІЙ

Графік граничних прогинів

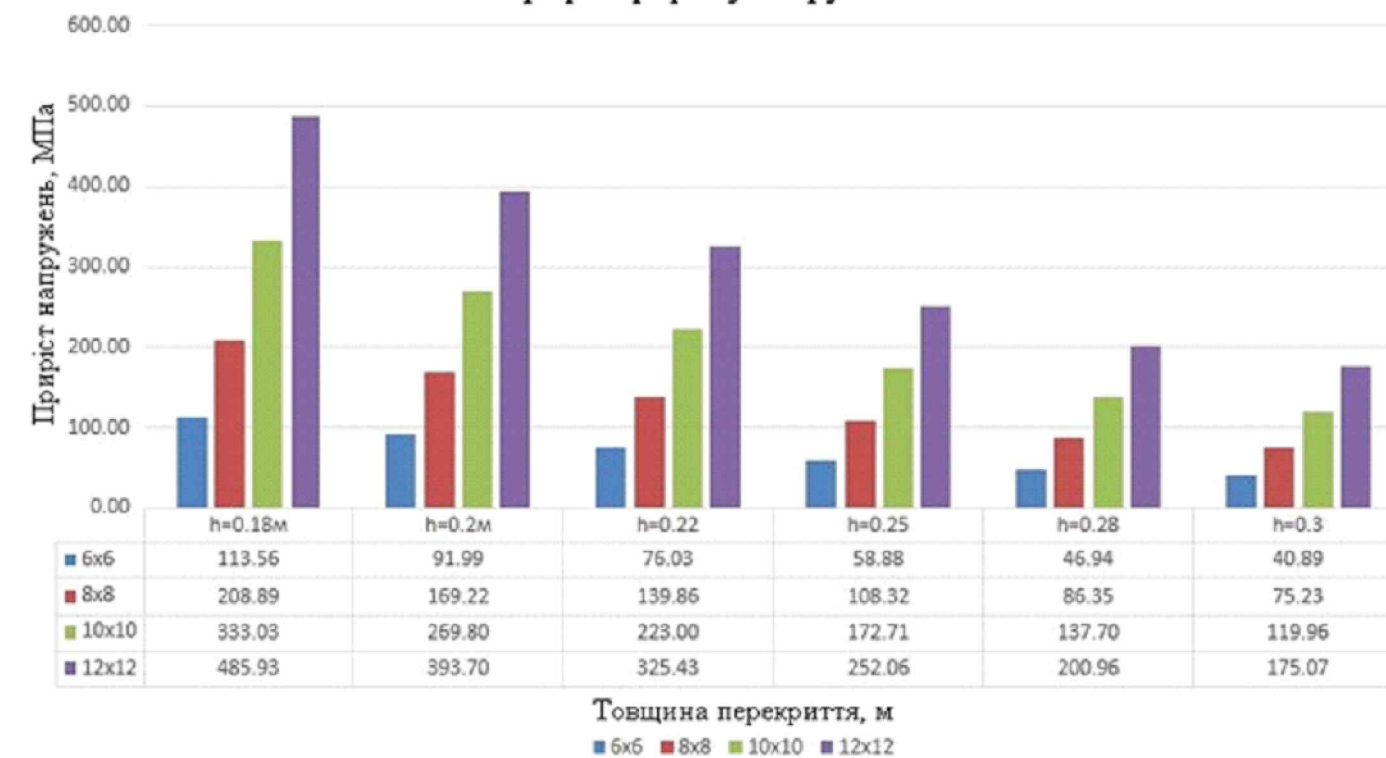


Товщини плит перекриття

6x6 8x8 10x10 12x12

Графіки граничних прогинів для різних чарунків в стадії руйнування

Графік приросту напружень



Графіки приросту напружень для різних чарунків в стадії руйнування

Значення приростів для напруженої арматури при розрахунку перекриттів за граничним станом може перевищувати значення, рекомендовані Єврокод-2. Результати дають зрозуміти, що застосування попереднього напруження дає суттєвий ефект при великому кроці колон, так як при невеликих розмірах розрахункового опору, викликає невеликі збільшення напружень в попередньо напружених канатах, що свідчить про велике недовикористання попередньо напруженої арматури.

MR 83.23.БК TP					Літ	Маса	Масштаб
Зм	Арк	№ док.	Підпис	Дата	Аналіз НДС монолітного перекриття з системою попереднього напруження без зчеплення з бетоном	Архів 9	Архів 9
Виконав	Керівник	Консульт.	Затвердив	Дата			
Григорук	Григорук	Григорук	Григорук	Григорук			
Григорук	Григорук	Григорук	Григорук	Григорук			
Розрахунок збитків втрат натягу арматури і напружень бетону при обтісненні					СНАУ гр. ПЦБ 2203н		