
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій

**РОЗРАХУНКОВО-ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ**

ОС « МАГІСТР »

На тему: *Спортивний комплекс в м.Суми*

Галузь знань : 19 "Архітектура та будівництво"
Спеціальність : 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

Виконала: *студентка 2м курсу
Морська Людмила Федорівна*

Керівник : *к.т.н., доцент Циганенко Людмила Анатоліївна*

Завідувач кафедри: *к.т.н., доцент Душин Владислав Вікторович*

СУМИ 2021

ВСТУП

Фізкультурно-спортивні спорудження проектуються як елемент загальної системи культурно-побутового обслуговування населення міст та поселень міського типу в відповідності до їх планувальної структури.

Загальною тенденцією в спортивним будівництві є збільшення числа критих споруджень. Це пов'язано з тим, що в критих спорудженнях населення має змогу займатися постійно, незалежно від пори року. Особливо це пов'язано з заняттями спортом на воді. Закритий плавальний басейн - це не тільки елемент залучання дітей до навчання плаванню, а і можливість проведення реабілітаційного оздоровчого процесу хворого населення. Як відомо, людям які страждають на хворобу серця рекомендують проводити час за заняттям по плаванню.

Відкриті спортивні плоскосні спорудження загальної фізичної підготовки, такі як майданчики для занять баскетболом, волейболом та бадмінтоном, розміщаються компактно за тім, щоб в зимку на їх території забезпечити можливість заливки катка для масового катання.

Розділ 1. Архітектурно-будівельний

1.1 Ситуаційний план

Будівництво спортивного комплексу передбачено в м. Суми. Місце вільне від забудови, розташовано вздовж вул. Героїв Крут, як це показано на рис.1.1., має зручне розташування в спальному районі міста, рельєф місцевості зручний для мало мобільної групи населення. Під'їзд до будівле можливий з декількох вулиць. Враховуючі те,що поряд протікає р. Псел, можливо створення паркової зони навколо спортивного центру.



Рисунок 1.1. Ситуаційний план

Вздовж фасадів не передбачено влаштування дерев для забезпечення під'їзду пожежних автомобілів з обох сторін. Сама територія фізкультурно-оздоровчого центру по контуру повинна бути обсажена декоративними кущами для збереження зеленої зони біля р.Псел.

1.2. Об'ємно-планувальне рішення.

Комплекс запроектовано для проведення спортивних заходів та занять із загально-фізичної підготовки населення спального мікрорайону Сум відповідно до [1].

Будівля одноповерхова має в плані прямокутну форму з розмірами по осям 1-12 63000мм, по осям 'А' -Е 29400мм.

З точки зору об'ємно планувального рішення будівля має два спортивних зали: малий зал розміром 17,5мх8м з різними тренажерами загальним розміром в 133м² та великий спортзал загальною площею 532,3 м² запроектований з урахуванням проведення в ньому різних спортивних ігор на кшталт: волейбол, футбол, баскетбол та інш. Комплекс включає в собі також басейн площею 251,8 м² на 5ть доріжок. Приміщення спортивних залів розташовано таким чином, що є можливість відокремлювати заняття із загальних видів спорту в великому залі від тренажерного залу.

Кожне приміщення будівлі розташовано в різних рівнях. В приміщенні малого спортивного залу підлога розташована на відм.0,000м, висота поверху 5,400м. Під залом знаходиться підвальне приміщення висотою 4,800м в якому розташовано насосна та фільтраційна.

В приміщенні залу басейна підлога вище на 300мм, висота поверху складає 6,300 м до підвісної стелі. Найбільша глибина басейну складає 2,8 м.

В приміщенні великого спортивного залу підлога розташована на відм.0,600 мм, висота поверху 8,660 м. В підвальному приміщенні під спортивним залом розташовано всілякі технічні приміщення.

Поряд з великим спортивним залом розташовано приміщення для прийняття водних процедур – баня сухого жару, службові приміщення та санвузли.

Наявність вище перелічених приміщень в одній будівлі дозволяє отримувати комплексний відпочинок.

Освітлення у будівлі запроектоване в першу чергу природним, за рахунок великих віконних блоків висотою по 4,5м, додаткового стрічкового засклення в рівні металевих ферм покриття та штучним за допомогою LED ламп.

1.3. Архітектурно-конструктивне рішення

Будівля комплексу безкаркасна, з несучими стінами, що виконані з керамічної цегли та монолітним залізобетонним перекриттям над приміщенням підвалу, що дає будівлі просторову жорсткість.

1.3.1. Фундаменти

Геологічні умови будівельного майданчику мають такі ґрунти:

ІГЕ 1-ґрунтово рослинний шар, ІГЕ 2- суглинок м'якопластичний, ІГЕ 3- супісок пластичний непросадковий. Відповідно цих ґрунтових умов та розрахунків розділу 2, під будівлю було прийнято фундаменти залізобетонні стрічкові із збірних залізобетонних бетонних блоків [4], що влаштовано на монолітні залізобетонні подушки з бетону класу С20/25 [5].

Під зовнішні несучі стіни підшва фундаменту має розмір по ширині 800 мм. Фундаментний бетонний блок маркі ФС6, шириною 600мм та висотою перерізу 580мм, згідно [4]. Бетонні блоки укладаються на цементному розчині М100 [3] товщиною 20 мм.

Горизонтальна гідроізоляція фундаменту прийнята з 2-х шарів руберойду на мастиці з бітуму. Зовнішні поверхні стін підвалу, що стикаються з ґрунтом обмазують гарячим бітумом за 2 рази. Горизонтальна гідроізоляція стін прийнята з 2 шарів руберойду на бітумній мастиці, що влаштовується на вирівняній поверхні цементним розчином М 50 .

Вздовж будівлі влаштовують асфальтобетонне вимощення товщиною 30мм, шириною 1м з покриттям із з ухилом 3%.

1.4.2. Стіни.

Зовнішні стіни прийнято з глиняної цегли М100 [2] товщиною 640мм на цементному розчині М 75 [3].

Будівля має зовнішнє утеплення стін напівтвердою мінераловатною плиткою згідно [6];

Внутрішні стіни та перегородки виконано зі звичайної глиняної цегли М 75 на розчині М 50.

Поверхні стін, які мають межу з ґрунтом основи обмазують гарячим бітумом. Склад стіни в басейні приведено на рис. 1.2.

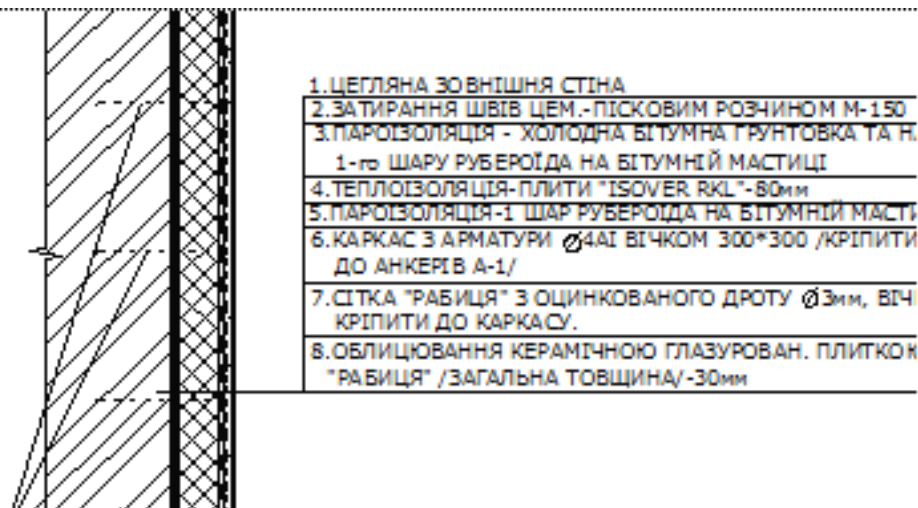


Рисунок 1.2. Склад стіни

1.4.3. Плити покриття.

Плити покриття прийнято ребристі попередньо напружені, шириною 3000мм відповідно [9]. Плити покриття влаштовано по металевим фермам покриття.

1.4.4. Покрівля.

По осям 1-12 та Б-Б покрівля плоска рулонна по залізобетонному покриттю. Склад покрівлі над спортивним залом:

- збірні залізобетонні плити -300мм;
- цементно-піщана стяжка з розчину М50 завтовшки 20 мм;
- пароізоляція з 1 шару руберойду на бітумній мастиці-3мм;
- утеплювач мінераловатні жорсткі плити завтовшки 100 мм;
- керамзитовий гравій з $\gamma = 600\text{кг/м}^3$ товщиною від 150 до300мм;
- 4-ри прошарку гідроізолю на антисептованій бітумній мастиці ;
- захисний шар гравію [10] товщиною 5-10мм втоплений в бітумну мастику

МБК-Г-55 [11] .

Водостік внутрішній.

1.4.5. Віконні та дверні заповнення

Розміри віконних прорізів їдальні запроектовано з алюмінієвого склопакету за індивідуальним заказом [12]. Специфікація елементів, які замарковано на фасаді приведена в табл.1.2.

Специфікація віконного заповнення

Табл. 1.2

Марка	Розмір	Найменування	Кількість	Вага,кг	Примітка
Вк-1	4190x4500	Віконний блок	20	409,6	
Вк-2	4190x915	Віконний блок	10	235	
Вк-3	1500x910	Віконний блок	10	95,9	
Вк-4	2780x310	Віконний блок	10	109,7	
Вк-7	3300x700	Віконний блок	12	160,2	

Розміри внутрішніх дверних прорізів прийнято такими: дверний блок ДГ 21-15, ДГ 21-9, ДО 24-19.

Для швидкої евакуації мешканців двері відчиняються назовні напрямом руху на вулицю, це прийнято виходячи з умов евакуації людей з будинку при пожежі. Щоб запобігти перебування двері у відкритому стані, встановлюють спеціальні пристрої, що тримають двері в закритому стані і потім плавно повертають двері в закритий стан без удару. Двері обладнаються ручками, засувками й врізаними замками.

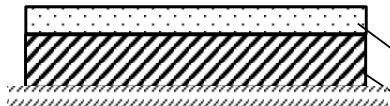
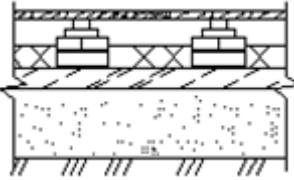
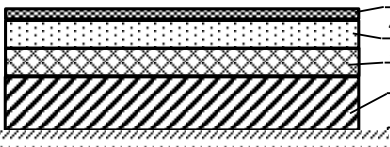
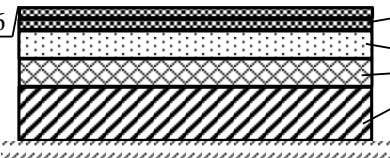
1.4.6. Підлоги.

Роботи по влаштуванню підлог ведуться в відповідності [13] В спортивних залах підлоги прийнято у відповідності до [14]

Експлікація підлог.

Табл.1.1

Найменування	Тип	Схема	Елементи підлоги

001-021,106-108, 110,111	1		1. Грунт 2. Бетон М100 -100мм 3. Покриття з цементного розчину (1:2) – 30мм
104,145			1. покриття дощате , доска 37, лага 40, прокладка 40, 2ш толю, гдроізоляція, цегляний стовпчик. 2. Стяжка з бетону С16\20 3. Засипка 100мм 4. Бетон
101-105,113-115,143-151	3		1. Грунт 2. Бетон М100 -80мм 3. Керамзитобетон - 35мм 4. Напівтверда деревяно-волокниста плита -8мм 5. Релин на мастиці - 7мм
112,116-132,135,137-142	4		1. Грунт 2. Бетон М100 -70мм 3. Цементний розчин – 20мм 4. Гідроізоляція-2 шару ру-беройду 5. Цементний розчин - 20мм 6. Керамічна плитка - 20мм

Внутрішнє опорядження стін у душових приміщень, басейну, санвузлах прийнято з облицюванням керамічною плиткою з влаштуванням гідроізоляційного прошарку.

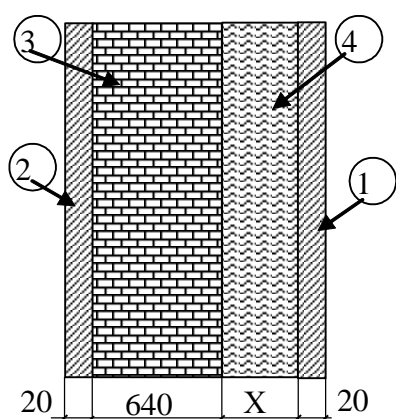
В інших приміщеннях поверхні стін оштукатурені та пофарбовані [15] фарбою світлих кольорів.

Стеля в усіх приміщень, окрім вентиляційні камери та насосно-фільтрової де передбачено клейове біління, оздоблено затіркою та фарбуванням [15].

1.4 Інженерні-розрахунки

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Згідно з [7] розрахунковий термічний опір R_0 огорожуючої конструкції повинен бути не менш мінімально допустимого опору теплопередачі зовнішніх стін $R_{q \min} = 3.3 \text{ м}^2 \text{ C} / \text{Вт}$.



Вихідні дані: матеріал стін – шар кладки з цегли звичайної, шар утеплювача – напівтверда мінераловатна плита на синтетичному в'язучому; по зовнішній поверхні стіни – шар вапняно-піщаного розчину по внутрішній поверхні – цементно-піщаного розчину (рис.1.3), показники перелічених матеріалів наведено в табл. 1.1.

Рисунок 1.3 Склад стіни для розрахунку

Вихідні дані приведені в табл.1.2

Показники матеріалу стіни

Табл.1.2

№ п/п	Найменування матеріалу	γ_0 , кг / м ³	δ , м	λ , Вт / (м · ° С)	R , м ² · ° С / Вт
1	Шар вапняно-піщаного розчину (внутрішній)	1600	0.02	0.81	0.0247
2	Шар цементно-піщаного розчину	1800	0,02	0,93	0,0215
3	Шар цегляної кладки	1800	0.64	0.56	0,63
4	Утеплювач – напівтверді мінераловатні плити на синтетичному в'язучому	200	x	0.045	

Розрахункова температура внутрішнього повітря прийнята згідно вимог норм проектування житлових та громадських будівель, $t = 20^{\circ}C$. Вологісний режим приміщення – нормальний. Умови експлуатації огорожуючої конструкції – Б.

Визначаємо питомий опір теплопередачі огорожуючої конструкції за формулою: $R_0 \geq \sum R_i + R_{\text{вн}} + R_{\text{зовн}}$,

Де $\sum R_i$ - це сума термічних опорів всіх шарів конструктивного елементу;

$$R_{\text{вн}} = 0,115, R_{\text{зовн}} = 0,05$$

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_{\text{сп}i}}, \text{ де}$$

δ_i – товщина і-того шару конструкції, м

$\lambda_{\text{сп}i}$ – коефіцієнт теплопровідності і-того шару конструкції, Вт/м·К⁰

✓ Для першого шару стіни – штукатурний розчин Ceresit СТ25 з виконанням вимог [8],

$$\gamma = 1600 \text{ кг/м}^3;$$

$$\checkmark R_1 = \frac{0,02}{0,81} = 0,024 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Втм}}$$

✓ Для другого шару стіни – штукатурний розчин Ceresit СТ137,

$$\gamma = 1600 \text{ кг/м}^3;$$

$$R_2 = \frac{0,02}{0,93} = 0,021 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Втм}}$$

✓ Для третього шару стіни – мінераловатний утеплювач, $\gamma = 200 \text{ кг/м}^3$

$$R_3 = \frac{0,02}{0,56} = 1,14 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Втм}}$$

✓ Для четвертого шару стіни - кладка із глиняної цегли $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$;

$$R_4 = \frac{0,10}{0,045} = 2,22 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Втм}}$$

$$\text{Обчислюємо : } R_0 = 0,024 + 0,021 + 1,14 + 2,22 + 0,05 + 0,115 = 3,57 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Втм}}$$

$$R^{mp} = 3.3 \leq 3,57 \frac{m^2 \cdot K}{Wm} \quad - \text{ умова виконується.}$$

Висновок: виконавши розрахунок теплопровідності даного варіанту стіни, встановлено, що оптимальна товщина утеплювача з мінераловатних плит (по системі Ceresit MB) $\gamma = 200 \text{ кг/м}^3$ становить 100 мм. Прийнято мінераловатні плити ROCKWOOL FASROCK.

РОЗДІЛ 2 ДОСЛІДНИЦЬКО-РОЗРАХУНКОВИЙ

2.1. Дослідницький

2.1.1 ВСТУП

Актуальність теми дослідження

Згинальні залізобетонні елементи є найбільш поширеними в конструктивних схемах промислових, громадських та житлових будівель. Саме згинальні елементи утворюють перекриття будівель та являються додатковим елементом, та забезпечує просторову жорсткість будівлі в цілому. Тому дослідження їх напружено-деформованого стану з урахуванням роботи матеріалу та конструкції в цілому є однією з важливих задач.

У залізобетонних елементах перекриттів, якими є ребристі плити під дією згинального моменту від прогинів утворюються нормальні та похилі тріщини. При розрахунках з урахуванням просторової роботи конструкцій в перекритті може виникнути крутний момент. Тріщиноутворення призводить до змін як згинальних, так і крутильних жорсткостей елементів, а також впливає на перерозподіл зусиль у статично невизначених системах .

Розрахунок конструкцій перекриттів з урахуванням просторової їх роботи, тріщиноутворення та нелінійності деформування дозволяє найбільш достовірно визначати напружено-деформований стан елементів і ефективно виконувати проектування.

При напруженнях в конструкції більших 20% від граничного значення виникають пластичні деформації, не врахування яких може призвести до значних помилок у розрахунках, особливо на стадіях утворення і розкриття тріщин.

Визначення крутильних жорсткостей в пружній постановці розрахунку залізобетонних конструкції з урахуванням утворення нормальних тріщин висвітлені в роботах Азізова Т.Н., Срібняк Н.М.

Мета та задачі дослідження: дослідити вплив зміни крутильної жорсткості залізобетонних елементів, які працюють на вигин з крученням з урахуванням утворення нормальних тріщин на напружено-деформований стан цього елемента.

Задачами дослідження є:

для досягнення цієї мети потрібно вирішити наступні задачі:

- змодельовати просторову кінцево-елементну модель ребристої плити перекриття на ПК Лира 9.6
- встановити крутильну і згинальну жорсткість ребра ребристої плити перекриття (під навантаженням) з урахуванням тріщин які виникли при його деформації
- дослідити напружено-деформований стан ребристої плити від дії навантажень
- проаналізувати результати розрахунку та зробити висновки щодо впливу крутильної жорсткості на величину зусиль в елементах.

Об'єкт дослідження: залізобетонна ребриста плита перекриття з нормальними тріщинами.

Предмет дослідження: жорсткість ребра ребристої плити перекриття (прямокутного перерізу) з нормальними тріщинами на кручення; напружений стан ребра плити в наслідок зміни крутильної жорсткості із-за утворення нормальних тріщин.

Методи дослідження: дослідження напруженого стану конструкції шляхом моделювання її схеми в програмному комплексі Лира.

Публікації: Морська Л.Ф., Циганенко Л.А. Робота ребристих конструкцій. Матеріали НПК викладачів, аспірантів та студентів Сумського НАУ (19-23 квітня 2021 р.), стр.136.]

2.1.2 Огляд досліджень

Експериментальними та теоретичними дослідженнями просторової роботи збірних і монолітних залізобетонних перекриттів у різний час займалися [Азізов Т.Н.](#), [Байков В.М.](#), [Барашиков А.Я.](#), [Горнов В.М.](#), [Дмитрієв С.А.](#), [Карнет Ю.Н.](#), [Крамар В.Г.](#), [Кунь В.Л.](#), [Левін С.Є.](#), [Срібняк Н.М.](#) та інші. Дослідження жорсткості залізобетонних елементів при крученні приділяли увагу [Горнов В.М.](#)

Дорофеев В.С., Єлагін Є.Г., Карабанов Б.В., Карпенк М.І., Клованича С.Ф., Мамін О.М., та інші.

В роботах цих авторів доведено, що елементи систем перекриття зазнають дію як згинальних так і суттєвих моментів кручення, які в нормах проектування практично не враховуються. Відомо, що в ребристих плитах перекриття нерівномірний розподіл навантаження між суміжними ребрами плит, а також між окремими збірними елементами перекриття, залежить не тільки від згинальної, але і від крутильного жорсткості ребер. На цей час, теорія деформування залізобетону з тріщинами при врахуванні їх просторової роботи враховуються лише просторові спіральні тріщини. Таким чином не враховується вплив нормальних тріщин на жорсткість при крученні.

Т.Н. Азізовим та Н.М.Срібняк [17,18,19,22] запропонована та розроблена методика визначення жорсткості елемента при крученні з нормальними тріщинами, яка передбачає застосування методу лінійних кінцевих елементів.

2.1.3 Основна частина

Під дією навантаження, яке викликає згинання в залізобетонному елементі, в ньому виникають нормальні тріщини, таким чином переріз з тріщиною отримує вертикальне переміщення. Із-за нормальних тріщин в прольотному перерізі елемент стає умовно розділеним на окремі блоки, які з'єднані лише стиснутою зоною бетону, весь бетон в розтягнутій зоні виключається з роботи, працюють лише стиснутий бетон, що розташований над тріщиною та арматура в , яка є в тріщині, рис.2.1.

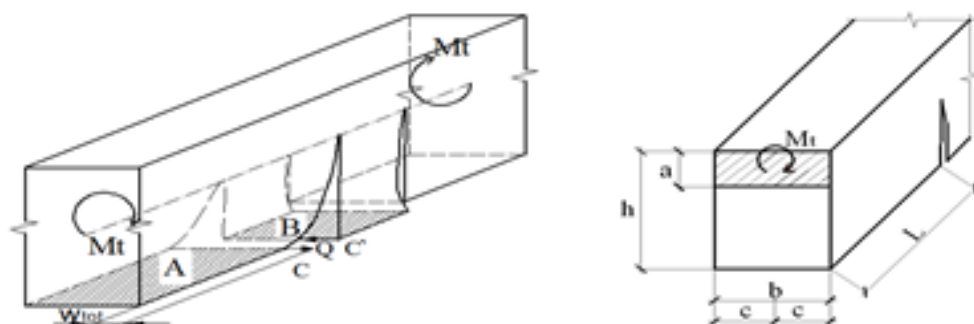


Рис. 2.1 Схема елемента, що завантажений моментом кручення з нормальними тріщинами та умовними блоками, на які він розбитий

Жорсткість на кручення визначається функцією переміщення в тріщині від кручення. На ці переміщення разом з зусиллями на елемент будуть впливати багато факторів [20]:

- відстань між тріщинами
- висота бетону, що залишилась над тріщиною
- геометрія перерізу
- армування
- міцність, деформативність матеріалу

Виходячи з цього момент кручення передається через стиснуту (від згину) зону та поздовжню арматуру. Один блок відносно іншого буде мати переміщення, що визиве в арматурі нагельну силу Q , рис.2.2.

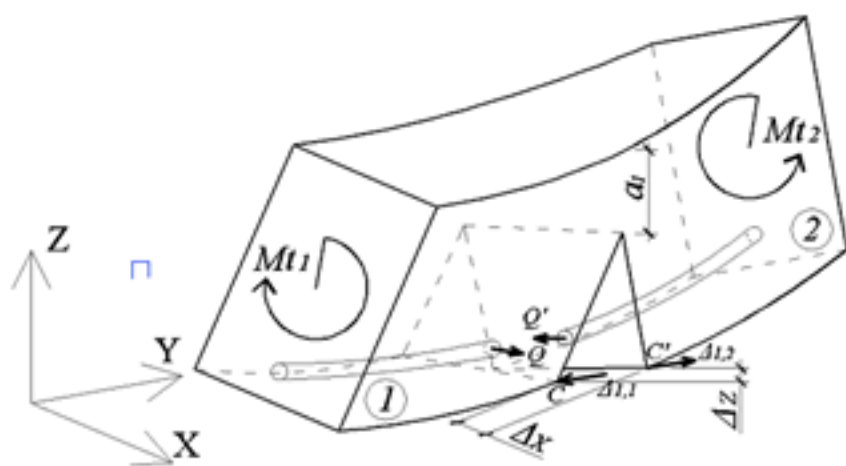


Рис. 2.2. Утворення нагельної сили в тріщині з переміщеннями, де Δ_{11}, Δ_{12} переміщення в тріщині 1, зі сторони блока 1 і 2 відповідно

Переміщення від дії нагельної сили можна описати величиною переміщення в тріщині Δ_Q . Переміщення від моменту кручення при умові відсутності опори арматури повороту перерізу в тріщини позначимо як Δ_{M_t} , тоді загальне переміщення в тріщині буде: $\Delta_{cre} = \Delta_{M_t} - \Delta_Q$

Проведемо розрахунки по переміщенях в ПК Лира від дії моменту кручення $M_t = 1 \text{ кНм}$ для того, щоб визначити переміщення між кутовими точками в нормальній тріщині. Змінними величинами в комп'ютерній моделі елементів є тріщини та довжина блока від краю перерізу до тріщини.

Формула для визначення переміщення в місці нормальної тріщини від дії моменту кручення:

$$\Delta_{M_t(b \times h)} = \Delta_{M_t} \cdot K_{M_t} \cdot m$$

де K_{M_t} коефіцієнт що описує зміну моменту кручення і крутної жорсткості відносно базових розрахункових значень;

m - коефіцієнт, що показує відлік від зразкової балки до розрахункової;

Δ_{M_t} - значення переміщення в тріщині зразкової балки від дії моменту кручення в тріщині ;

Повне переміщення в тріщині визначимо таким чином:

$$\Delta_{crc,C} = \Delta_{C,M_t} - \Delta_{C,Q}$$

де C - номер тріщини

Середня жорсткість балки з тріщинами визначимо таким чином:

$$B_t = \frac{B_{t,e}}{k_t}$$

де $B_{t,e}$ - крутильна жорсткість блока балки без тріщин;

$$k_t = \frac{\Delta_{crc} + \Delta_e}{\Delta_e}$$

Для оцінки жорсткості нам необхідно порівняти переміщення балки в перерізі з тріщиною з переміщеннями Δ_e цілого блоку.

$$\Delta_e = \theta \cdot R$$

де θ - відносний кут повороту цілої балки;

R - радіус повороту до точки визначення переміщення $R = \sqrt{(b/2)^2 + (h/2)^2}$

Для дослідження зміни напружено-деформованого стану ребристої плити (в нашому випадку ребер плити), яка працює з нормальними тріщинами при зміні жорсткості на кручення нам необхідно провести моделювання її розрахункової схеми в програмному комплексі ЛИРА-САПР [21].

При виникненні тріщин в балках, що зазнають згину з крученням, їх жорсткість по довжині буде зменшуватися на ділянках з тріщинами за рахунок ослаблення перерізу, зміни його геометричних характеристик. Врахування цього фактора, при розрахунку, дозволяє найбільш точно описувати напружено-деформований стан конструкцій.

Для подальшого розрахунку розглянемо поперечний переріз балки з нормальною тріщиною та прийнятим армуванням з однією поздовжньою арматурою, що розташована в розтягнутій зоні перерізу.

Площа приведенного перерізу без тріщин визначається як:

$$A_{red} = ba + \alpha A_s$$

де a – висота стиснутої зони бетону над тріщиною;

$\alpha = E_s / E_{cm}$ - відношення модулів пружності арматури і бетону.

Статичний момент приведенного перерізу відносно осі, яка проходить через стиснуту грань перерізу:

$$S_{red} = ba / 2 + \alpha A_s h_0$$

Координата центра ваги приведенного перерізу відносно його верхньої стиснутої грані:

$$y_0 = S_{red} / A_{red}$$

Момент інерції частини бетонного перерізу визначається відносно осі, яка проходить через центр ваги приведенного перерізу::

$$I = \frac{ba^3}{12} + ba \left(y_0 - \frac{a}{2} \right)^2$$

Момент інерції арматури відносно тієї ж осі має вигляд:

$$I_s = A_s (h_0 - y_0)^2$$

Остаточно, мінімальна жорсткість перерізу з тріщиною вираховуємо таким чином:

$$B_i = E_{cm} I + E_s I_s$$

Таким чином, якщо ми зробимо поділ балки по довжині на ділянки, то вони будуть містити перерізи як з тріщинами так і без тріщин. Таким чином жорсткість перерізу також буде змінною. Для спрощення розрахунків приймемо на розрахункових ділянках балки таке поняття як середня згинальна жорсткість:

$$B_i = \frac{B_{min,i} + B_{max,i}}{2}$$

Жорсткість на кручення елемента будемо оцінювати за величинами переміщенням від зовнішнього впливу. Зрозуміло, що мінімальна жорсткість кручення буде в ослабленому нормальною тріщиною перетині, а максимальна на ділянках балки без тріщин.

Для дослідження впливу тріщиноутворення на змінення загальної жорсткості елементів та на напружено-деформованого стан залізобетонної конструкції, розглянемо залізобетонну плиту ребристу перекриття, яка прийнята в якості покриття в будівлі спортивного центру, вона має з розмір 5970×2980 мм. Бічні ребра прийнято перерізом 300×100 мм та армовані арматурою $\varnothing 14$ мм. Поперечні ребра прийнято розмірами 80×100 мм. Товщина полки плити прийнято 50 мм. Клас бетону C25/30. Рівномірно розподілене навантаження kH/m докладемо на праве бокове ребро, рис. 2.3

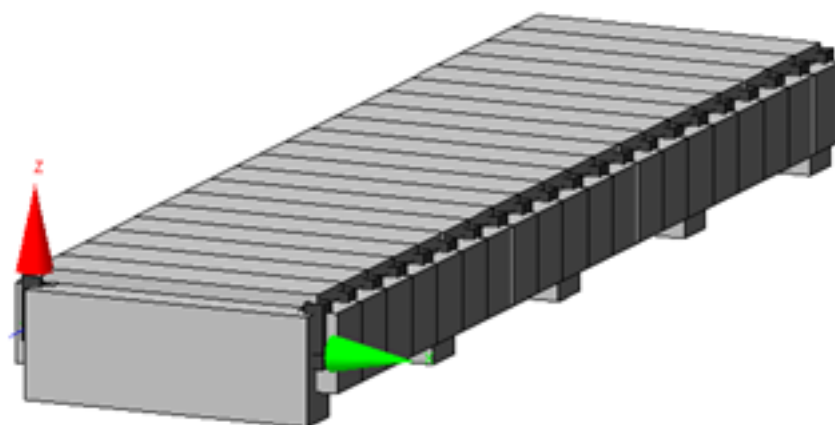


Рис. 2.3. Розрахункова схема плити в 3D

Завданням розрахунку буде встановити крутильну і згинальну жорсткість ребра (під навантаженням) з урахуванням тріщин які виникли при її деформації. З урахуванням уточнених жорсткостей необхідно визначити зусилля в ребрі і порівняти їх із зусиллями, знайденими зі схеми з постійною жорсткістю (без урахування тріщиноутворення).

Розрахунки проводимо за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР Ребра плити задаємо кінцевими елементами 10 типу з чисельним описом жорсткостей, які надано нижче:

$$1) EA = 882599 \text{ кН}; 2) EI_y = 6750 \text{ кН}\cdot\text{м}^2; 3) GI_t = 475.875 \text{ кН}\cdot\text{м}^2.$$

Полицю плити перекриття моделюємо у вигляді пластин з модулем пружності, що відповідає класу бетону. Розрахунок проводимо у лінійні постановці.

Для моделювання розрахункової схеми плити необхідно задатися кількістю розрахункових перерізів ребра плити, на якому будуть визначатися усереднені жорсткості з урахуванням тріщиноутворення.

Проведемо розрахунок відстаней між тріщинами за формулою:

$$l_{cr} = k_1 \alpha u \eta \quad (1)$$

Координату центру ваги приведенного перерізу відносно його верхній стиснутій грані знайдемо за формулою: $y_0 = S_{red} / A_{red} = 14.6 \text{ см}$.

Пружно-пластичних момент опору перерізу після утворення в ньому тріщин в розтягнутій зоні знайдемо за формулою: $W_s = A_s y_0 = 22.48 \text{ см}^3$.

$$\text{Коефіцієнт } \alpha = E_s / E_{cm} = 6.33$$

$$\text{Змінна } u = A_s / a_s = 0.35 \text{ см, де } a_s - \text{периметр арматури.}$$

$$\text{Для стержньової арматури коефіцієнт } \eta = 0.7.$$

$$\text{Коефіцієнт } k_1 = W_{pl} / \alpha W_s - 2 = 18.18$$

Підставляючи отримані значення в формулу (1) визначення відстаней між тріщинами отримуємо: $l_{cr} = k_1 \alpha u \eta = 28 \text{ см}$.

Моделюємо розрахункову схему плити таким чином, щоб розділити поздовжні ребра на 20 ділянок, що буде дорівнювати відстані між тріщинами $l_{cr} = 28$ см. Нумерація кінцевих елементів розрахункового ребра і відстані між елементами наведені на рис.2.4.

Проводимо розрахунок і вибираємо значення згинаючих моментів та моментів кручення для ребра плити (табл.2.1 для 1-ї ітерації). З огляду симетричності завантаження конструкції, будемо розглядати зусилля тільки для половини довжини балки. Друга половина балки буде автоматично відображати дзеркально зусилля першої половини.

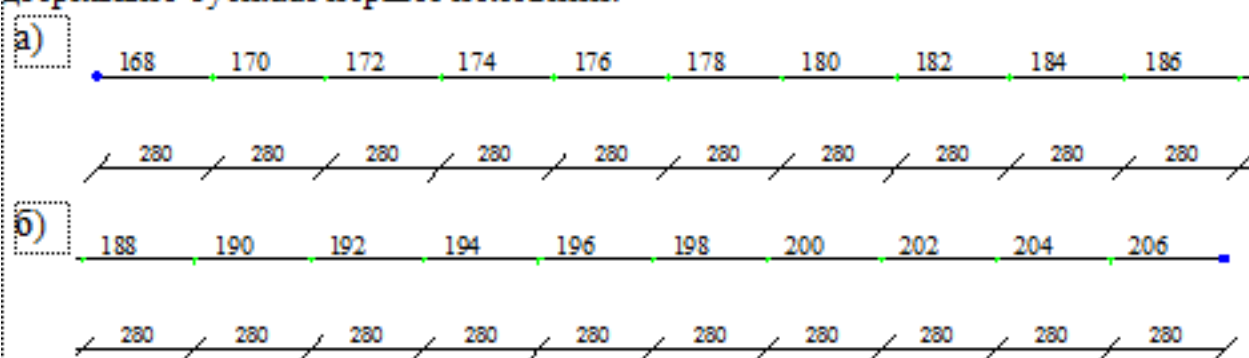


Рис. 2.4. Довжини кінцевих елементів і їх нумерація для поздовжнього ребра плити: а) ліва половина прольоту ребра; б) права половина

Величини зусиль в ребрі плити при зміні жорсткостей

Табл. 2.1

№ елем	№ перер	1-а ітерація зусилля, кН·м		2-а ітерація зусилля, кН·м		3-я ітерація зусилля, кН·м		% зміни зусиль	
		Mt	M	Mt	M	Mt	M	Mt	M
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
168	1	-5.169	-4.868	-2.900	-5.289	-2.864	-5.290	44.60	1.68
	2	-5.169	6.840	-2.900	6.721	-2.864	6.725		
170	1	-5.238	-2.188	-3.111	-3.217	-3.113	-3.211	40.56	0.89
	2	-5.238	8.127	-3.111	7.396	-3.113	7.405		
172	1	-5.135	0.079	-3.080	-1.418	-3.073	-1.405	40.16	13.23

№ елем	№ перер	1-а ітерація		2-а ітерація		3-я ітерація		% зміни	
		зусилля, кН·м		зусилля, кН·м		зусилля, кН·м		зусиль	
		Mt	M	Mt	M	Mt	M	Mt	M
	2	-5.135	9.013	-3.080	7.805	-3.073	7.820		
174	1	-4.900	2.071	-2.952	0.189	-2.963	0.208	39.54	16.44
	2	-4.900	9.645	-2.952	8.039	-2.963	8.059		
176	1	-3.985	3.855	-2.339	1.618	-2.334	1.644	41.42	19.26
	2	-3.985	10.082	-2.339	8.113	-2.334	8.141		
178	1	-3.293	5.239	-1.950	2.818	-1.931	2.847	41.38	21.03
	2	-3.293	10.600	-1.950	8.339	-1.931	8.370		
180	1	-2.488	6.593	-1.536	3.988	-1.547	4.024	37.80	22.79
	2	-2.488	10.678	-1.536	8.207	-1.547	8.245		
182	1	-2.081	7.779	-1.252	5.030	-1.235	5.073	40.67	24.45
	2	-2.081	10.603	-1.252	7.967	-1.235	8.011		
184	1	-1.645	8.747	-1.045	5.912	-1.056	5.964	35.82	26.12
	2	-1.645	10.322	-1.045	7.574	-1.056	7.626		
186	1	-0.470	9.561	-0.254	6.655	-0.253	6.725	46.06	28.03
	2	-0.470	9.886	-0.254	7.045	-0.253	7.115		

За розрахованими даним визначимо висоту тріщин. Покажемо на прикладі ребра плити, елемента №186, для якого розрахунковий момент: $M = 9.885$ кН·м.

Для визначення висоти тріщини, беремо формулу для знаходження відносної висоти стиснутої зони перерізу над тріщиною:

$$\zeta = \frac{a}{h_0} = -\frac{\beta}{2} + \sqrt{\frac{\beta}{4} + \beta}$$

$$\text{де } \beta = \rho_f a \psi_c / \omega n \psi_s$$

Нерівномірність крайових деформацій стиснутої зони бетону по довжині елемента описується коефіцієнтом $\psi_c = 0.9$.

Для арматури коефіцієнт приймається:

$$\psi_s = 1.25 - \varphi_k \frac{f_{cm} W_{pl}}{M} = 0.871$$

де $\varphi_k = 0.8$ - коефіцієнт, що характеризує дію навантаження.

Коефіцієнт повноти епюри стиснутої зони: $\omega = 0.85 - 0.008 \cdot f_{cd} = 0.732$

Значення коефіцієнта пружно пластичності бетону за умовою $\sigma_c \geq 0.7 f_{cm}$ прийнято $\nu = 0.5$.

Коефіцієнт армування буде $\rho_f = A_s / A_c = 0.00513$

Тоді маємо:

$$\beta = \mu \alpha \psi_c / \omega \nu \psi_s = 0.09177$$

$$\zeta = \frac{a}{h_0} = -\frac{\beta}{2} + \sqrt{\frac{\beta}{4} + \beta} = 0.293$$

Значення висоти стиснутої зони бетонного перерізу над тріщиною $a = \zeta \cdot h_0 = 8 \text{ см}$

Тому, загальна висота тріщини буде: $h_{crс} = h - a = 22 \text{ см}$.

Для всіх інших елементів ребра плити проведено такий же розрахунок результати чого приведено в табл. 2.1.

Отримані нові згинальні моменти та моменти кручення в елементах при виникненні тріщин (табл. 2.1), є підставою для перерахунку висоти стиснутої зони бетонного перерізу над тріщиною та визначення нових значень згинальних жорсткостей та жорсткостей на кручення. Таким чином, результати другої ітерації розрахунків зведені в табл. 2.2.

Розрахункова висота тріщин в кінцевих елементах балки

Табл. 2.2

№ елем	№ тріщини	Висота тріщин $h_{crс}$, мм		
		1-а ітерація	2-а ітерація	3-я ітерація

168	1	21.19	21.14	21.15
170	2	21.61	21.4	21.4
172	3	21.81	21.52	21.52
174	4	21.91	21.58	21.59
176	5	21.98	21.6	21.61
178	6	22.05	21.66	21.67
180	7	22.06	21.63	21.64
182	8	22.05	21.57	21.58
184	9	22	21.45	21.47
186	10	22	21.27	21.3

На основі змінених характеристик перерізу, із-за тріщиноутворення виконуємо розрахунок згинальної жорсткостей та жорсткості на кручення.

Приведена площа перерізу з тріщиною буде:

$$A_{red} = ba + \alpha A_s = 89.75 \text{ см}^2.$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно вісі, яка проходить через стиснуту грань перерізу буде:

$$S_{red} = ba / 2 + \alpha A_s h_0 = 308.04$$

Координата центра ваги приведенного перерізу відносно його верхньо стиснутої грані буде:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 3.43 \text{ см.}$$

Мінімальний момент інерції бетонної частини перерізу буде визначатися відносно вісі, яка проходить через центр ваги приведенного перерізу буде:

$$I = \frac{ba^3}{12} + ba \left(y_0 - \frac{a}{2} \right)^2 = 452.45 \text{ см}^4$$

Момент інерції арматури відносно тієї ж вісі буде:

$$I_s = A_s (h_0 - y_0)^2 = 891.47 \text{ см}^4$$

Мінімальна згинальна жорсткість перерізу з тріщиною буде:

$$B_{i,min} = E_{cm}I + E_sI_s = 1829.52 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Максимальна згинальна жорсткість в перерізі без тріщини буде:

$$B_{i,max} = 6750 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Середня згинальна жорсткість для ділянки балки з тріщиною буде:

$$B_i = \frac{B_{min,i} + B_{max,i}}{2} = 4289.76 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Середню крутну жорсткість будемо визначати через понижуючий коефіцієнт до початкової жорсткості кручення, який визначається через відношення суми переміщень від моменту кручення в тріщині Δ_{cr} і переміщення цілого блоку без

тріщин Δ_e до переміщення цілого блоку з тріщинами Δ_e . $k_t = \frac{\Delta_{cr} + \Delta_e}{\Delta_e}$

Виконуємо розрахунок переміщень від діючого в перерізі моменту кручення $M_t = 0.47 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

- 1) визначаємо відношення висоти зони бетонного перерізу над тріщиною до довжини блока між тріщинами до висоти балки:

$$a/h = 8/30 = 0.267$$

$$L/h = 28/30 = 0.933$$

- 2) по знайденим відношенням вибираємо формули для розрахунку переміщень від моменту кручення і дії нагельної сили. Для діапазону $0.1 \leq a/h < 0.5$ і $0.2 \leq L/h \leq 1$ виконуємо розрахунки за формулами [17,18]

$$\Delta_{\overline{M}_t} = 9.81 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{-0.4874} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^{0.1004} - 9.4067; \quad 0.1 \leq a/h < 0.5, \quad 0.2 \leq L/h \leq 1$$

$$\Delta_{\overline{M}_t} = 3.7905 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{-0.9355} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^{0.0529} - 3.6046; \quad 0.5 \leq a/h \leq 1, \quad 0.2 \leq L/h \leq 1$$

$$\Delta_{10,186, \overline{M}_t} = 9.81 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{-0.4874} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^{0.1004} - 9.4067 = 9.15_{\text{мм}} \cdot 102$$

$$\Delta_{\overline{Mt}} = 9.81 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{-0.4874} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^{0.1004} - 9.4067; \quad 0.1 \leq a/h < 0.5, \quad 0.2 \leq L/h \leq 1$$

$$\Delta_{\overline{Mt}} = 3.7905 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{-0.9355} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^{0.0529} - 3.6046; \quad 0.5 \leq a/h \leq 1, \quad 0.2 \leq L/h \leq 1$$

$$\Delta_{10,186, \overline{Mt}} = 9.81 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{-0.4874} \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^{0.1004} - 9.4067 = 9.15 \text{ мм} \cdot 102$$

$$\Delta_{10,186, \overline{\varrho}} = 3.962 - 16.511 \cdot \left(\frac{a}{h}\right) - 2.116 \cdot \left(\frac{L}{h}\right) + 37.456 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^2 + 2.853 \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^2 -$$

$$- 1.347 \cdot \left(\frac{a}{h}\right) \cdot \left(\frac{L}{h}\right) - 29.19 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^3 - 0.622 \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^3 - 0.622 \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^4 - 0.414 \cdot \left(\frac{L}{h}\right)^4 = 1.021$$

мм · 102

1) щоб перейти до значень переміщень від базової балки розміром 100×100 мм до розрахункової розміром 100×300 мм необхідно виконати розрахунок коефіцієнтів по формулам [1]:

- момент інерції кручення базової балки:

$$It_1 = \beta h_1 b_1^3 = 0.141 \cdot 10 \cdot 10^3 = 1410 \text{ см}^4;$$

- момент інерції кручення розрахункової балки:

$$It_2 = \beta h_2 b_2^3 = 0.263 \cdot 30 \cdot 10^3 = 7890 \text{ см}^4;$$

- крутний момент базової балки: $\overline{Mt} = 100 \text{ кН} \cdot \text{см};$

- крутний момент розрахункової балки: $Mt = 46.96 \text{ кН} \cdot \text{см};$

- радіус кручення (від центра кручення до крайньої кутової нижньої точки

перерізу балки) для базової балки:

$$R_1 = \sqrt{(h_1/2)^2 + (b_1/2)^2} = \sqrt{(10/2)^2 + (10/2)^2} = 7.071 \text{ см};$$

для розрахункової балки:

$$R_2 = \sqrt{(h_2/2)^2 + (b_2/2)^2} = \sqrt{(30/2)^2 + (10/2)^2} = 15.81 \text{ см};$$

- секущий модуль пружності:

для зразкової балки: $G_{cm1} = 1021.53 \text{ кН/см}^2$;

для розрахункової балки: $G_{cm2} = 1250 \text{ кН/см}^2$;

- коефіцієнт переходу до розрахункової балки для визначення переміщень в тріщині від моменту кручення :

$$K_{Mt} = \frac{G_{cm1} \cdot It_1 \cdot Mt \cdot R_2}{G_{cm2} \cdot It_2 \cdot Mt \cdot R_1} = \frac{1021.53 \cdot 1410 \cdot 46.96 \cdot 15.81}{1250 \cdot 7890 \cdot 100 \cdot 7.071} = 0.156$$

- коефіцієнт переходу до розрахункової балки для визначення переміщень в тріщині від одиничної нагельної сили:

$$K_{\bar{Q}} = \frac{G_{cm1} \cdot It_1 \cdot Mt_{2\bar{Q}} \cdot R_2}{G_{cm2} \cdot It_2 \cdot Mt_{1\bar{Q}} \cdot R_1} = 0.73$$

- переводний коефіцієнт буде:

$$m = \frac{h_2}{h_1} = \frac{30}{10} = 3$$

1) значення переміщень в тріщині №10 (кінцевий елемент №186) перерізом $100 \times 300 \text{ мм}$ визначаємо за формулою:

$$\Delta_{10,186, Mt(100 \times 300)} = \Delta_{10,186, \bar{Mt}} \cdot K_{Mt} \cdot m = 9.15 \cdot 0.156 \cdot 3 = 4.28 \text{ мм} \cdot 102$$

$$\Delta_{10,186, \bar{Q}(100 \times 300)} = \Delta_{10,186, \bar{Q}} \cdot K_{\bar{Q}} \cdot m = 1.021 \cdot 0.73 \cdot 3 = 2.24 \text{ мм} \cdot 102$$

2) для визначення нагельної сили Q :

$$\Delta_{\bar{Q}} = \varphi_{cc} \left(1000 \frac{\bar{Q}^2}{d_s^3 E_{cm}^2} + \frac{\bar{Q}}{d_s E_{cm}} \right) = 1 \cdot \left(1000 \frac{l^2}{1.4^3 \cdot 300000^2} + \frac{l}{1.4 \cdot 300000} \right) = 0.00028 \text{ см}$$

3) Значення нагельної сили визначаємо за формулою:

$$Q_{10,186} = \frac{\Delta_{10,186, Mt(100 \times 300)}}{\Delta_{10,186, \bar{Q}(100 \times 300)} + \Delta_{\bar{Q}}} = \frac{0.00428}{0.00224 + 0.00028} = 1.7$$

4) опір переміщення в тріщині, який створює нагельна сила $Q_{10,186}$, визначається за формулою:

$$\Delta_{10,186, Q} = \Delta_{10,186, \bar{Q}(100 \times 300)} \cdot Q_{10,186} = 0.00224 \cdot 1.7 = 0.0038 \text{ см}$$

повне переміщення в тріщині визначаємо за формулою. Переміщення в тріщині №10 зі сторони блоку №186:

$$\Delta_{10,186,crc} = \Delta_{10,186,Mt} - \Delta_{10,186,Q} = 0.00428 - 0.0038 = 0.00048 \text{ см}$$

Для визначення повного переміщення в тріщині №10, необхідно знайти значення переміщення в тріщині зі сторони сусіднього блоку №188: $\Delta_{10,188,crc}$.

Враховуючі однакову довжину розділених блоків, з розташованою між ними середньої тріщиною № 10, переміщення в тріщині з боку блоку № 188 будуть визначатися такими ж формулами, але при моменті кручення, що діє в блоці

№188 $Mt_{188} = Mt_{186} = 0.47$ кН·м. Тому: $\Delta_{10,188,crc} = \Delta_{10,186,crc} = 0.00048$ см

Загальне переміщення в тріщині складає:

$$\Delta_{10,crc} = \Delta_{10,186,crc} + \Delta_{10,188,crc} = 0.00096 \text{ см}$$

1) знаходимо переміщення цілого блоку №186:

$$\Delta_{186,e} = \frac{Mt \cdot L \cdot R}{G_{cm} \cdot I_t} = \frac{46.96 \cdot 28 \cdot 15.81}{1250 \cdot 38070} = 0.00043 \text{ см}$$

2) визначаємо коефіцієнт $k_{t,crc}$, що являє собою відношення переміщень елемента з нормальною тріщиною до елемента без тріщин за формулою:

$$k_{t,186,crc} = \frac{\Delta_{10,crc} + \Delta_{186,e}}{\Delta_{186,e}} = \frac{0.00096 + 0.00043}{0.00043} = 3.23$$

3) середню жорсткість на кручення знаходимо за формулою:

$$B_{t,186,crc} = \frac{B_{t,e}}{k_{t,186,crc}} = \frac{466.74}{3.23} = 144.5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Дані змінених згинальних жорсткостей та жорсткостей на кручення, що визначено з урахуванням тріщиноутворення, зведені в табл. 2.3.

Наступним етапом розрахунку, буде чисельна зміна жорсткостей кожного кінцевого елемента балки, за отриманими розрахунковими даними з табл. 2.3.

Зміни жорсткостей балки при тріщиноутворенні по ітерація навантаження

Табл. 2.3

№ еле м	1-а ітерація, кН · м ²		2-а ітерація, кН · м ²		3-я ітерація, кН · м ²		% зміна жорсткостей	
	<i>Bi</i>	<i>Bt</i>	<i>Bi</i>	<i>Bt</i>	<i>Bi</i>	<i>Bt</i>	<i>Bi</i>	<i>Bt</i>
168	6750	475.875	4344.061	149.177	4347.877	145.974	-35.59	-69.33
170	6750	475.875	4314.187	150.118	4328.644	150.118	-35.87	-68.45
172	6750	475.875	4301.278	151.553	4320.268	151.553	-36	-68.15
174	6750	475.875	4295.128	159.156	4316.195	160.769	-36.06	-66.22
176	6750	475.875	4290.941	158.625	4314.854	158.625	-36.08	-66.67
178	6750	475.875	4286.850	162.971	4310.883	160.769	-36.14	-66.22
180	6750	475.875	4286.272	158.098	4312.859	159.625	-36.11	-66.46
182	6750	475.875	4286.850	160.769	4316.869	158.098	-36.05	-66.78
184	6750	475.875	4289.762	197.459	4325.117	201.642	-35.92	-57.63
186	6750	475.875	4289.762	148.711	4338.073	149.646	-35.73	-68.55

Змодельовавши розрахункову схему плити покриття в ЛИРА САПР запускаємо її на розрахунок. Вводимо в розрахункову схему нові значення жорсткостей, що було отримані з другої ітерації розрахунків. Виконуємо повторно розрахунок – це буде третя ітерація. За отриманими зусиллям знову уточнюємо значення висоти зони бетонного перерізу над тріщиною в кожному кінцевому елементі. Зроблене порівняння висот зон бетонних перерізів над тріщинами на третій і другий ітерації розрахунків, показують їх збіг. Отже, розрахунок можна вважати закінченим. В результаті третьої ітерації розрахунку маємо фактичний розподіл згинальних і крутильних жорсткостей в ребрі (табл. 2.3), визначених з урахуванням тріщиноутворення. Такий розрахунок дозволяє достовірно описати діючі в конструкції моменти.

2.1.4. Висновки з проведених досліджень

1. Проведені чисельні дослідження показали, що при утворенні нормальних тріщин змінюється не тільки жорсткість при згині, але й жорсткість при крученні елементів перекриттів, що працюють просторово. Тому є необхідність враховувати вплив зміни крутильної жорсткості при розрахунку ребристих залізобетонних елементів перекриття;
2. При розрахунку ребристої плити з використанням МКЕ показаний вплив зміни жорсткості при крученні на величини згинальних і крутних моментів в елементах залізобетонних перекриттів. У поздовжніх ребрах ділянки перекриття зі збірних плит при зміні тільки однієї крутильної жорсткості ребер спостерігається суттєва зміна внутрішніх зусиль у них.
3. Врахування фактору тріщиноутворення значно впливає на розподіл зусиль як згинальних до 36% так і крутних до 69% (табл. 2.1).

2.2. Розрахунково-конструктивний

В конструкторському розділі було проведено розрахунок ферми покриття, який проводився на програмному комплексі LIRA-SAPR та попередньо напруженої плити покриття.

2.2.1 Розрахунок ферми

Схема моделювалася скінченими елементами 10 типу з жорсткістю, яка наведена в табл 2.4.

Таблиця жесткостей

табл.2.4.

Тип жесткости	Имя	Параметры (сечения- (см) жесткости- (т, м) расп. вес- (т, м))
1	Брус 40 X 40	$R_0=2.5, E=203943, GF=0$ $B=40, H=40$
2	Брус 30 X 50	$R_0=2.5, E=203943, GF=0$

		$B=30, H=50$
3	Два уголка 90 x 90 x 7	$q=0.0192717$
		$EF=51591.1, EI_y=39.6$
		$EI_z=85.1, GI_k=0.359$
		$Y1=1.74, Y2=1.74, Z1=3.11, Z2=1.18, RU_Y=0, RU_Z=0$
4	Два уголка 50 x 50 x 5	$q=0.00753293$
		$EF=20165.9, EI_y=4.71$
		$EI_z=12.1, GI_k=0.0697$
		$Y1=1.09, Y2=1.09, Z1=1.64, Z2=0.652, RU_Y=0, RU_Z=0$
5	Два уголка 100 x 100 x 7	$q=0.0215787$
		$EF=57766.9, EI_y=54.9$
		$EI_z=114, GI_k=0.416$
		$Y1=1.89, Y2=1.89, Z1=3.5, Z2=1.3, RU_Y=0, RU_Z=0$
6	Два уголка 80 x 80 x 7	$q=0.0170276$
		$EF=45583.4, EI_y=27.4$
		$EI_z=61.4, GI_k=0.314$
		$Y1=1.58, Y2=1.58, Z1=2.7, Z2=1.04, RU_Y=0, RU_Z=0$

Величини навантаження від покрівлі, яке прикладалося к вузлам ферми у вигляді зосередженого навантаження, приведено в розрахунку плити покриття, п. 2.2.2.

Величини зусиль в елементах ферми, для яких подалі проведено розрахунок на міцність та стійкість, приведено в табл. 2.2.

Зусилля в елементах ферми

№ элем	№ сечен	Усилия			№ загрузж
		$N (m)$	$M_y (m^*m)$	$Q_z (m)$	
1	1	-7.354	-0.025	0.032	1
1	2	-7.354	-0.006	-0.019	1
7	1	29.387	-0.031	0.039	1
7	2	29.387	-0.011	-0.026	1
16	1	-32.180	-0.006	0.020	1

табл. 2.5

№ элем	№ сечен	Усилия			№ загруз
		$N (т)$	$M_y (т*м)$	$Q_z (т)$	
		17	1	19.228	
17	2	19.194	-0.002	-0.026	1
24	1	-6.456	-0.010	0.011	1
24	2	-6.442	0.010	0.011	1

На рисунку 2.5 наведено розрахункова схема ферми з нумерацією елементів та вузлів

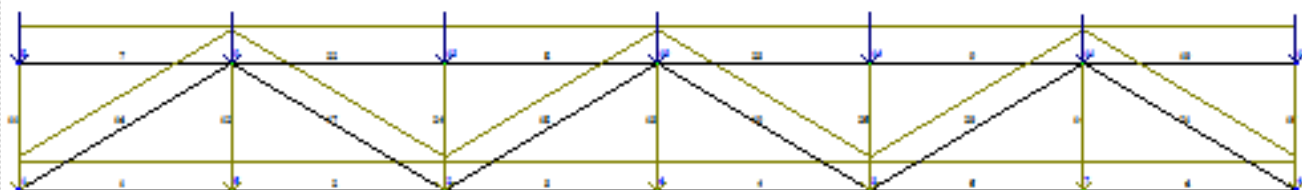


Рисунок 2.5. Схема з нумерацією елементів та вузлів

На рисунку 2.6 наведена епюра повздовжніх зусиль в елементах ферми.

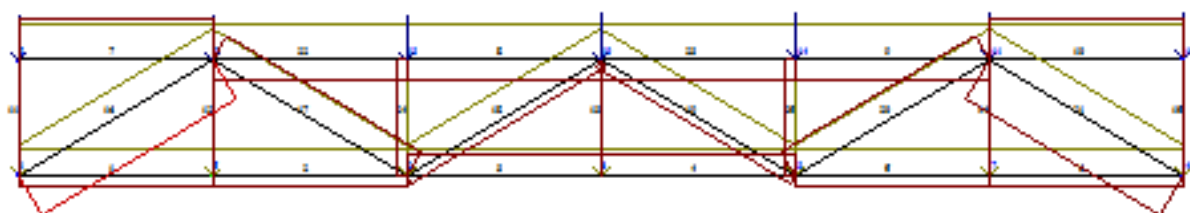
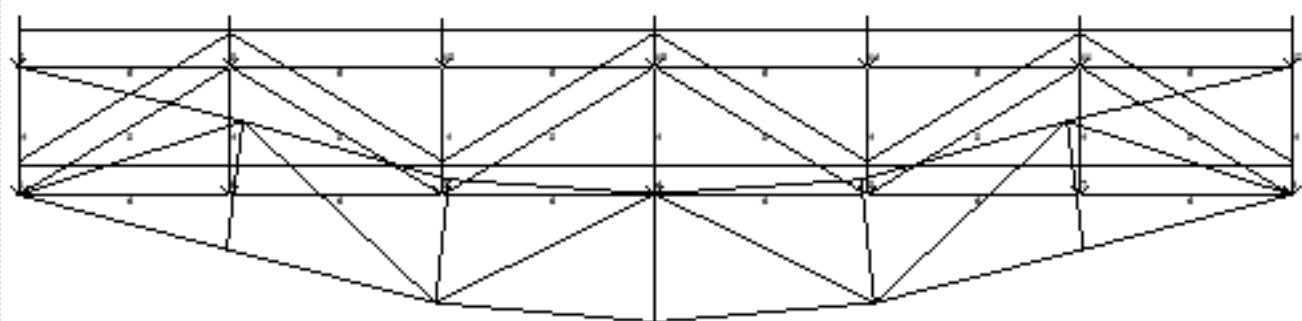


Рисунок 2.6. Зусилля в елементах ферми

На рисунку 2.7. наведено деформовану схему ферми



Максимальний прогин складає 1,5см та приходить на вузол №6

Пояса підбираємо по максимальному розрахунковому зусиллю в стрижні №7 $N=293$ кН, таблиця 2.5.

Розрахункова довжина елемента $\gamma_c=0,95$ $l_x=d=300$ $l_y=300$

Потрібна площа перерізу:

$$A_{tr} = N / (\varphi R_y \gamma_c) = 293 \times 10 / (0,686 \times 240 \times 0,95) = 25,4 \text{ см}^2$$

Підбираємо переріз: 2L100x7 $A=10,8 \times 2=27,5 \text{ см}^2$ [24].

Визначаємо приведену гнучкість елемента: $i_x=2,45$ $i_y=3,67$

Обраний переріз перевіряємо на стійкість у площині ферми:

$$\sigma = \frac{N_i}{A_L} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = N / \varphi A = 298 \times 10 / 21,6 = 137 \text{ Мпа} < R_y \gamma_c = 240 \times 0,95 = 228 \text{ Мпа}$$

Гнучкість стрижня $\lambda_x = l_x / i_x = 300 / 2,45 = 122 < 250$

$$\lambda_y = l_y / i_y = 300 / 3,67 = 81,7 < 250$$

Приймаємо нижній пояс із двох равнополочних кутків 2L100x7

Нижній пояс.

Переріз підбираємо по максимальному розрахунковому зусиллю в стрижні № 1, $N_{22}=-73,5$ кН таблиця 2.5.

Розрахункова довжина всіх стрижнів пояса в площині ригеля

$l_x=d=300$ см. У межах ліхтаря $l_y=d=300$ см. Коефіцієнт умови роботи $\gamma_z=0,95$.

Задаємося гнучкістю $\lambda=80$ $\varphi=0,686$

Визначаємо потрібну площу перерізу кутків для сприйняття отриманого зусилля в елементі ферми за формулою:.

$$A_{номр} = \frac{N_i}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} \text{ де}$$

N_i -зусилля у стержні; R_y -розрахунковий опір; φ - коефіцієнт повздовжнього згину;

Необхідна площа перерізу:

$$A_{tr} = N_{в6} / (\varphi R_y \gamma_c) = 73,5 \times 10 / (0,686 \times 240 \times 0,95) = 4,7 \text{ см}^2$$

$$i_{xtr} = l_x / \lambda = 300 / 80 = 3,75 \text{ см}$$

Попередньо приймаємо переріз 2L80x7 $A = 13,8 \times 2 = 21,6 \text{ см}^2$

Обраний переріз перевіряємо на стійкість у площині ферми:

$$\sigma = \frac{N_i}{\varphi \cdot A_L}$$

Визначаємо приведену гнучкість елемента: $i_x = 3,08$ $i_y = 4,45$

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} :$$

$$\lambda_x = 300 / 3,08 = 98$$

$$\lambda_y = 300 / 4,45 = 68$$

$$\lambda_{max} = \lambda_x = 98$$

$$\varphi_{min} = 0,756$$

Перевірка стійкості стержня

$$\sigma = N / \varphi A = 73,5 \times 10 / (0,756 \times 21,6) = 164,8 \text{ Мпа} < R_y \gamma_c = 240 \times 0,95 = 228 \text{ Мпа}$$

Підбираємо переріз з кутків 2L80x7 $A = 13,8 \times 2 = 21,6 \text{ см}^2$ [24].

Розкіс стиснутий ,

елемент № 16 ,зусилля $N = -321 \text{ кН}$, таблиця 2.2 $\gamma_c = 0,95$

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$ $\varphi = 0,686$ $l_x = l_y = 337$

$$A_{tr} = N_{25} / (\varphi R_y \gamma_c) = 321 \times 10 / (0,686 \times 240 \times 0,95) = 9,1 \text{ см}^2$$

Підбираємо переріз 2L90x7 $A = 12,3 \times 2 = 24,6 \text{ см}^2$ [24]

Визначаємо приведену гнучкість елемента: $i_x = 2,77$ $i_y = 4,06$

$$\lambda_x = 337 / 2,77 = 122$$

$$\lambda_y = 337 / 4,06 = 83$$

$$\lambda_{max} = \lambda_x = 122$$

$$\varphi_{min} = 0,419$$

$$\sigma = N/\varphi A = 321 \times 10 / (0,419 \times 24,6) = 139 \text{ МПа} < R_{yx} \gamma_c = 240 \times 0,95 = 228 \text{ МПа}$$

Розкіс розтягнутий

елемент №17, зусилля $N = 192 \text{ кН}$, таблиця 2.2 $\gamma_c = 0,95$

Задаємося гнучкістю $\lambda = 80$ $\varphi = 0,686$ $i_x = i_y = 337$

$$A_{tr} = N_{36} / (\varphi R_y \gamma_c) = 192 \times 10 / (0,686 \times 240 \times 0,95) = 8,3 \text{ см}^2$$

Підбираємо переріз 2L63x6 $A = 7,28 \times 2 = 14,56 \text{ см}^2$

Визначаємо приведену гнучкість елемента: $i_x = 1,93$ $i_y = 2,99$

$$\sigma = N/\varphi A = 192 \times 10 / 14,56 = 139 \text{ МПа} < R_{yx} \gamma_c = 240 \times 0,95 = 228 \text{ МПа}$$

Перевіряємо: $\lambda_x = 350 / 1,93 = 181 < 250$ $\lambda_y = 350 / 2,99 = 117 < 250$

Стійка стиснута

елемент № 24, зусилля $N_{43} = -64,5 \text{ кН}$, таблиця 2.2 $\gamma_c = 0,8$

Задаємося гнучкістю $\lambda = 100$ $\varphi = 0,542$ $i_x = i_y = 180$

$$A_{tr} = N_{вз} / (\varphi R_y \gamma_c) = 64,5 \times 10 / (0,542 \times 240 \times 0,95) = 3,16 \text{ см}^2$$

Тому що розрахункове зусилля не велике й необхідна площа виходить не значної, переріз підбираємо по граничній гнучкості $\lambda = 150$

Приведена гнучкість $\lambda_x = i_x / i_x = 180 / 150 = 1,2$ $\lambda_y = i_y / i_y = 180 / 150 = 1,2$

Підбираємо переріз 2L50x5 $A = 4,8 \times 2 = 9,6 \text{ см}^2$ [24]

РОЗДІЛ 3.

ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ.

3.1. Підготовка об'єкта будівництва.

Будівництво спортивного комплексу заплановано на території житлового масиву м. Суми.

Будівельний майданчик знаходиться в межах міста, має спокійну форму рельєфу та під'їдні путі, що дозволяє створювати хорошу організацію технологічного процесу, як при виконанні внутрішніх так і зовнішніх робіт на будівельному майданчику.

Знаходячись на території міста, майданчик має вигідний організаційно-постачальний зв'язок, який забезпечує безперебійне постачання будівельних матеріалів, виробів та конструкцій. Будівельні матеріали, що постачаються на будівельний майданчик, місцевого походження. Максимальна відстані до баз будівельних матеріалів не перевищує 20км. Забезпечення будівельного майданчика водою, електрикою та теплом здійснюється з міських мереж. Відпочинок та харчування робітників здійснюється на будівельному майданчику в побутових приміщеннях.

Будівельний майданчик запроектований таким чином, що дозволяє раціонально використовувати відкриті та закриті складські приміщення, і дає можливість зручно розташувати всі різновиди готових будівельних елементів.

Тимчасові будівлі та споруди будівельного майданчику розташовані таким чином, щоб не порушувати зеленого покриву газонів, лісових та паркових насаджень. До початку будівництва родючий прошарок землі зрізується та транспортується в відведене місце і зберігається для подальшого використання. Зони роботи машин та транспорту організовані таким чином, щоб не викликати пошкоджень міського середовища та сільськогосподарських угідь.

3.2. Технологія виконання будівельних процесів - розробка технологічної карти на влаштування цегляної кладки.

Область застосування та призначення технологічної карти.

Район проектування спортивного комплексу відповідно до [2] віднесений до першого кліматичного району. Місце будівництва – м. Суми. Кліматичними умовами будівництва:

- характеристичне значення снігового навантаження для 6 району (м. Суми) згідно [1] – 1670Па;
- характеристичне значення вітрового тиску для 1 району (м. Суми) згідно [1] – 420Па;
 - найхолодніша п'ятиденка забезпеченістю 0,98 для 1 кліматичного району згідно [2] – мінус 27С⁰.

При розробці проекту прийнято:

- клас відповідальності будівлі – СС2;
- ступінь вогнестійкості – II.

Карта розроблена для організації виконання робіт по влаштуванню цегляної кладки стін та перегородок поточним методом.

До початку виконання робіт по влаштуванню цегляної кладки стін та перегородок повинні бути завершені всі підземні роботи та будівництво доведено до відмітки підлоги першого поверху.

В склад робіт, що передбачені картою входять:

- цегляна кладка внутрішніх та зовнішніх стін та перегородок;
- улаштування та перестановка підмості та риштувань;
- подача на робоче місце основних матеріалів.

Всі роботи по влаштуванню цегляної кладки стін виконуються у літній період та ведуться в дві зміни.

Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт.

Роботу ведуть три ланки по три чоловіка в кожній. Кількісний склад робітників, що виконують роботу наведено в таблиці 3.1.

Склад бригади.

Табл. 3.1.

№ п/п	Професія	Розряд	Кількість людей	
			У ланці	У бригаді
1	Машиніст крану	6	1	2
2	Такелажник	5	1	2
3	Муляр	4/3/2	1/1/1	3/3/3
4	Тесляр	4/2	1/1	1/1

Техніко економічні показник технологічної карти на влаштування цегляної кладки наведено в таблиці 3.2.

Техніко економічні показники.

Табл. 3.2.

№ п/п	Найменування	Од. виміру	Показники	
			Норма	Прийнято
1	Обсяг робіт	м ³	1495	1495
2	Загальна трудомісткість	л. днів	836,7	789
3	Питома трудомісткість	л. дн./м ³	0,56	0,53
4	Виробітка робочого за зміну	м ³ /л. зм.	1,7886	1,89
5	Продуктивність праці	%	100	106,2

Потреба в матеріально-технічних ресурсах.

Комплект оснащення, ручного інструменту, засобів вимірювання та контролю для влаштування цегляної кладки в ланці з 3 чоловік наведено в таблиці 3.3.

Комплект оснащення.

Табл.3.3.

№ п/п	Найменування	Марка	ДСТУ	Од. виміру	Кількість
1	Строп універсальний			шт.	1
2	Шарнірно - підйомні підмості			шт.	2
3	Драбина			шт.	2
4	Ящик з інструментом			шт.	1
5	Кельма	КБ	ДСТУ955381	шт.	3
6	Метр складний металевий	МСМ74	ТУ21215070	шт.	3
7	Рулетка			шт.	3
8	Рівень будівельний	УС3500	ДСТУ941776	шт.	1
9	Лопата будівельна	ЛР	ДСТУ362076	шт.	3
10	Порядовка кутова			шт.	1
11	Кутник металевий			шт.	1
12	Ножиці для різання арматури			шт.	1
13	Полутерки металеві	О-400		шт.	1
14	Гладилка			шт.	1
15	Ящик для розчину			шт.	1
16	Висок			шт.	1
17	Розшивка			шт.	3

Комплект машин та механізмів які застосовуються при виконанні робіт по влаштуванню цегляної кладки наведено в таблиці 3.4.

Комплект машин та механізмів

Табл.3.4.

№ п/п	Найменування	Марка	Один. виміру	Кількість
1	Автокран	КС – 6362	шт.	1
2	Шнековий перевантажувач		шт.	1

Комплект матеріалів які застосовуються при виконанні робіт по влаштуванню цегляної кладки наведено в таблиці 3.5.

Комплект матеріалів

Табл. 3.5.

№ п/п	Найменування	Марка	Один. виміру	Кількість
1	Цегла керамічна звичайна	ДСТУ Б В.2.7-61-97	1000 шт.	145,8
2	Розчин цементно-піщаний		м ³	89,3
3	Арматурна сітка		кг	410

Вказівки до виконання робіт.

Виробітка муляра залежить від правильної організації робочого місця. Робоче місце муляра – це частина ділянки, яка повинна бути просторою. Матеріали та пристосування необхідні для роботи повинні бути “під рукою” муляра, щоб він робив менше рухів.

Робоче місце складається з трьох зон і робочої ділянки, матеріали і транспорт. Ширина їх відповідно 0,6-0,7м, 0,65-1м та 1,15-1,25м, при цьому воно не повинно бути менше 2,5м шириною.

Робоча зона - це вільна полоса вздовж кладки.

Зона матеріалу необхідна для розміщення запасу цегли, розчину і закладних деталей. Розчин в ящиках розташовують між піддонами з цеглою Піддони з цеглою (запас приблизно на 4 години роботи) встановлюють навпроти простінків.

Транспортна зона необхідна для роботи такелажників або робітників, що підвозять матеріали, а також для проходу робітників.

Цегляну кладку стін і перегородок виконувати згідно вимогам [25]. До початку кладки цегляних стін і перегородок необхідно виконати наступні роботи:

- закінчити та здати усі роботи нульового циклу;
- виконати геодезичну розбивку осей стін будівлі;

- завезти та складувати на будівельному майданчику будівельні матеріали та конструкції;
- підготувати та встановити в зоні роботи бригади мулярів інвентар, пристосування та інструменти;

Подачу матеріалів та встановлення риштувань слід виконувати за допомогою крану КС 6362 встановленого по периметру будівлі. Майданчики складування розташовано в зоні дії крану. Фронти робіт по влаштуванню кладки розбито на три захватки. Улаштування цегляної кладки прийнято по вертикальній схемі. Вертикальна схема передбачає влаштування цієї захватки по ярусам на висоту усього поверху. Улаштування помостів і заготовка матеріалів ведеться в другу зміну.

Після закінчення робіт на I-й захватці муляри переходять на II-го захватку. На першій захватці ведеться монтаж плит перекриття і так на кожному поверсі.

Цегляна кладка виконується в такій послідовності: встановлюють порядовки та натягують причальний шнур, розкладають цеглу на стіні, розстеляють розчин, кладуть цеглу на розчин з підрізанням або без підрізання його, розшивають шви, обрубують цеглу при необхідності.

Порядовки встановлюють виключно вертикально за висновком по кутах. По закріплених порядовках натягують причалку в площині зовнішньої стіни так, щоб вона була розміщена на рівні верхнього обрізу рядка кладки. Причалку можна закріплювати за допомогою скоби.

Розкладання цегли виконують для зовнішньої версти на внутрішній частині стіни купками по дві цеглини або по одній, для внутрішньої – на зовнішній частині стіни так, щоб їх легко було брати руками. Розчин подають на стіну лопатою зразу для укладання 6-7 цеглин.

При кладці з розшивкою швів розчин розстиляють із відступом від країв стіни на 10мм.

Технічні вимоги та контроль якості процесу.

У процесі виконання мулярських робіт проводиться операційний контроль якості майстром та бригадиром. Роботи повинні виконуватись відповідно з вимогами проекту та [26].

При проведенні контролю якості виконаних робіт треба дотримуватись вимогам які наведено в таблиці 3.6.

Допустимі відхилення ,мм, для конструкцій із цегли

Табл.3.6.

Відхилення параметрів конструкції	Для стін	Для стовпів
Товщина конструкції у плані	± 15	± 10
Ширина простінків	-15	-
Відмітка опорних поверхонь	-10	-10
Нерівності на вертикальній поверхні кладки	10	5
Різниця відміток верхніх поверхонь панелей у стінах і перегородках	+10	-
Ширина отворів	+15	-
Зміщення вертикальних осей віконних отворів	20	-

Приймання цегляної кладки виконують до штукатурки поверхні.

При прийманні закінчених кам'яних конструкцій перевіряють: правильність перев'язування швів, їх товщину, заповнення, а також горизонтальність рядів і вертикальність кутів кладки; правильність влаштування деформаційних швів, вентиляційних каналів у стінах, наявність анкерів, закладних деталей ; якість поверхні не оштукатурених стін із цегли; геометричні розміри кладки; наявність та правильність розміщення арматури; документи, що засвідчують марку застосованих матеріалів, напівфабрикатів, виробів.

Вказівки з техніки безпеки.

При виконанні мулярських робіт необхідно керуватися проектом виробництва робіт та його складовою частиною — технологічною картою, в якій даються рекомендації з безпечного виконання кладки.

Всі робочі-муляри та робочі суміжних професій проходять ввідний інструктаж та інструктаж на робочому місці з техніки безпеки проведення мулярських робіт. При проведенні інструктажу на робочому місці робиться запис у журналі реєстрації інструктажу з обов'язковим підписом інструктора та інструктованого.

При виконанні робіт пов'язаних з кладкою цегляних стін із риштувань слід дотримувати таких вимог:

- робочий поміст риштувань встановлюють нижче на 150мм від верху кладки;
- ширина робочого помосту повинна бути не менше 2000мм;
- між кладкою та помостом залишають зазор не більше 50мм;
- риштування обладнують поручнями висотою не менше 1м;
- для запобігання падіння відходів з помосту встановлюють бортовий елемент на висоту 0,15м від рівня помосту;
- піддони, захисні ґрати через кожні десять днів оглядають особи, відповідальні за безпечно виконання робіт; розшивку швів кладки виконують після укладання кожного ряду;
- не дозволяється залишати матеріали, інструменти на споруджуваних стінах;
- вантажно-розвантажувальні роботи повинні бути механізовані (ручні роботи дозволяються лише при малих обсягах робіт);
- робоче місце муляра передбачає розміщення матеріалів з інтервалами: віддаль між піддоном і ящиком з розчином приймають не менше 200мм, а між стіною та ящиком (піддоном) — не менше 600мм.

Калькуляція трудових витрат.

№	Обґрунтування	Найменування робіт	Од. вимір	Обсяг робіт	На одиницю	На будівлю
					Норма часу чол. годин	Трудомісткість чол. годин
1	ЕниР – 1 - 9	Вивантаження цегли покатами з автомашини краном	100т	18,2	6,0	109,2
2	ЕниР 1-7	Подача цегли пакетами краном на робочі місця	10000 шт.	60,682	3,4	206,3
3	ЕниР 1-15	Відвантаження залізобетонних перемичок	100м ³	1,34	8,2	11
4	ЕниР 1-12	Прийом та видача розчину за допомогою шнекового розвантажувача	10 м ³	11,7	1,2	14,04
5	ЕниР 1-7	Подача розчину в ящиках на робоче місце краном в ящиках	1 м ³	117	0,064	7,5
6	ЕниР 1-7	Подача арматурних сіток на робоче місце при загальній вазі до 1 т	100кг	3,6	19	68,4

7	ЕниР 3-5Б	Цегляна кладка звичайних зовнішніх стін товщиною 640мм	1м ³	954,64	2,5	2386,6
8	ЕниР 3-3А	Цегляна кладка середньої складності під штукатурку товщ.1,5 цегли	1м ³	540,4	3,7	1999,48

Список літературних джерел

1. ДБН В.2.2-13-2003 Будинки і споруди. Спортивні і фізкультурно-оздоровчі споруди
2. ДСТУ Б В.2.7-61:2008 Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови (EN 771-1:2003, NEQ)
3. ДСТУ Б В.2.7-23-95 ДЕРЖАВНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ Будівельні матеріали РОЗЧИНИ БУДІВЕЛЬНІ Загальні технічні умови
4. ДСТУ Б В.2.6-108:2010 Конструкції будинків і споруд. Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови (ГОСТ 13579-78, MOD)
5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
6. ДСТУ Б В.2.7-316:2016 Плити та картон мінераловатні теплоізоляційні. Технічні умови.
7. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель. Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства УКРАЇНИ, 2006
8. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 Проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель
9. ДСТУ Б В.2.6-147:2010 Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні ребристі. Технічні умови
10. ДСТУ Б В.2.7-75-98 Щебень и гравий плотные природные для строительных материалов, изделий, конструкций и работ. Технические условия
11. ДСТУ Б В.2.7-236:2010 Мастики на основі бітуму покрівельні та ізоляційні гарячі. Технічні умови
12. ДСТУ EN 14351-1:2020 Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT)
13. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 Проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель
14. ДСТУ Б EN 14342:2014 Підлоги дерев'яні. Характеристики, оцінка відповідності та маркування (EN 14342:2005+A1:2008, IDT)

15. ДСТУ EN 13300:2012 Фарби та лаки. Водно-дисперсійні лакофарбові матеріали та системи покриттів для внутрішніх стін і стель
16. ДСТУ Б В.2.6-52:2008 Сходи маршеві, площадки та огороження сталеві. Технічні умови
17. Срібняк Н.М. Крутильна жорсткість залізобетонних елементів перекриттів з нормальними тріщинами. Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса, 2009.
18. Азізов Т.Н. До питання визначення крутильної жорсткості залізобетонного елемента з нормальними тріщинами./ Т.Н. Азізов, Н.М. Голодкова// Строительство, материаловедение, машиностроение. Сб. научн. трудов. – Днепропетровск, ПГАСА, 2007–Вып.43. – С 20-30
19. Азізов Т.Н. Прочность железобетонных элементов с нормальными трещинами при кручении/ Т.Н. Азізов, Н.Н. Срібняк, Л.А. Циганенко// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: Зовніш-рекламсервіс, 2007. – Вип.28. –С.9-18.
20. Azizov T., Jurkowska N., Kochkarev D. Basis of calculation on torsion for reinforced concrete structures with normal cracks // Concrete Innovations In Materials, Design And Structures. FibSymposium 2019. Cracow 27-29 May 2019. Book of Abstracts. S. 489-490
21. Азізов, Т.Н. Использование аппроксимационных конечных элементов в расчетах конструкций // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2010. – № 39, частина 1. – С. 4-9.
22. Азізов Т. Н. Определение крутильной жесткости железобетонного элемента, подверженного изгибу с кручением при образовании нормальных трещин с учетом нелинейного напряженно-деформированного состояния [Электронный ресурс] / Т. Н. Азізов, Д. Ю. Парамонов, И. В. Бордюгов // Вісник Сумського національного аграрного ун-ту : науковий журнал. – Сер. «Будівництво» / Сумський НАУ. – Суми, 2012. – Вип.5(16). – С. 56-60.
23. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
24. ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент

25.ДБН В.2.6-162-2010 «Кам'яні та армокам'яні конструкції».

26.ДСТУ Б В.2.6-75:2008. «Конструкції будинків і споруд».