



Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій  
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20\_\_ р.

**ЗАВДАННЯ  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр  
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва спеціальності)

студенту Окаринському Андрію Михайловичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект критого навчально-спортивного комплексу в Чернігові  
з дослідженням тришарнірної арки

Керівник роботи Пиндус Юрій Іванович, к.т.н., доц.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ року № \_\_\_\_\_

2. Термін подання студентом завершеної роботи \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)  
8-10 листів формату А1



## ЗМІСТ

ВСТУП .....	5
РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний розділ .....	7
1.1 Характеристика території і району будівництва .....	7
1.2. Генеральний план-обґрунтування .....	7
1.3 Об'ємно-планувальне рішення.....	8
1.4 Конструктивне рішення.....	9
1.5. Розрахунок глибини закладення фундаментів.....	10
1.6. Інженерні комунікації.....	12
1.7. Спеціальний захист конструкцій.....	12
РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний .....	14
2.1 Вихідні дані для проектування .....	14
2.2 Розрахунок огорожувальних та несучих конструкцій покрівлі. 14	
2.2.1 Розрахунок робочого профнастилу .....	14
2.3 Розрахунок наскрізної трьохшарнірної арки .....	21
2.4 Розрахунок і конструювання вузлів трьохшарнірної арки.....	28
РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний .....	36
3.1 Вихідні дані .....	36
3.2. Варіанти каркасів .....	36
3.3. Варіант I. Трьохшарнірні гнутоклеєні арки суцільного перетину .....	37
3.4. Варіант II. Арки наскрізного перетину.....	42
3.5. Варіант III. Хрестовий звід з трьохшарнірних арок.....	48

3.5.1. Розрахунок гнutoклеєної арки прольотом 30м.....	49
3.5.2. Розрахунок гнutoклеєної арки прольотом 66м.....	54
3.5.3. Розрахунок гнutoклеєної арки прольотом 72,5м.....	58
3.6. Техніко-економічне порівняння конструктивних рішень .....	63
РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	64
4.1 Охорона праці.....	64
4.1.3. Законодавча база України про охорону праці .....	64
4.1.2 Розрахунок штучного освітлення методом світлового потоку .	65
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	69
4.2.1 Послідовність дій під час пожежі.....	69
4.2.2 Вогнестійкість будівельних конструкцій .....	71
ВИСНОВКИ.....	74
БІБЛІОГРАФІЯ .....	75

## ВСТУП

Значна частина спортивних споруд в Україні зведені ще за радянських часів тому, як правило перебувають в незадовільному фізичному стані або ж не відповідають сучасним експлуатаційним вимогами.

**Актуальність теми.** Заняття спортом є важливим в плані хорошого фізичного розвитку особистості. Разом із тим, регулярні відвідини спортивних секцій сприяють кращій соціалізації особистості, розвивають виконавчість та дисциплінованість, запобігають виникненню хронічних хвороб.

В той же час в спорті завжди присутній елемент видовищності, тому в періоди змагань такі приміщення можуть відвідувати сотні, а той тисячі людей. Саме тому, використання затребуваними є конструкції, що мають високу надійність та порівняно низьку вартість.

**Мета роботи:** Розробка проекту критого навчально-спортивного комплексу в Чернігові з дослідженням тришарнірної арки.

**Об'єкт досліджень** – тришарнірна арка.

**Предмет дослідження** – зниження вартості тришарнірної арки.

**Доцільність проведення досліджень** зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість підвищити економічність спортивних будівель при їх експлуатації та зведенні.

**Завдання роботи:**

- розробити основні об'ємно-планувальні, архітектурні та конструктивні рішення критого навчально-спортивного комплексу.;
- визначити інженерно-геологічні умови будівництва, визначити тип та розрахувати фундаменти відповідно до виявлених інженерно-геологічних умов;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій;
- розробити бюджетплан;

- визначити основні способи влаштування конструкції тришарнірної арки;
- виконати міцнісні розрахунки виявлених способів влаштування;
- провести техніко-економічне порівняння обраних способів влаштування;
- визначити розподіл нормальних зусиль в елементах ребристо-кільцевого куполу;
- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

**Методи дослідження** – аналіз літературних джерел, аналітичні.

**Галуззю застосування** результатів роботи є проектування нових, реконструкція існуючих та експлуатація громадських будівель

**Наукова новизна отриманих результатів** полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика проектування тришарнірних арок.

**Практичне значення отриманих результатів.** Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих спортивних будівель і споруд.

**Апробація результатів** магістерської роботи виконана роботи виконана на IX Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 25-26 листопада 2020 року.).

**Публікація результатів магістерської роботи** здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

**Ключові слова:** арка, гнуто-клеяна, наскрізний переріз.

## РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний розділ

### 1.1 Характеристика території і району будівництва

Темою дипломного проекту є навчально-тренувальний спортивний комплекс, розташований в Чернігові.

Характеристики району будівництва: м.Чернігів;

- середня температура і тривалість періоду з середньою добовою температурою повітря менш  $+ 8\text{ }^{\circ}\text{C}$  -  $t_{ht} = -8,4\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $Z_{ht} = 236$  днів;

- температура зовнішнього повітря:

найбільш холодної п'ятиденки - мінус  $46^{\circ}\text{C}$ ;

найбільш холодних діб - мінус  $26^{\circ}\text{C}$ ;

- розрахункове снігове навантаження:  $S = 240\text{ кг/м}^2$ ;

- швидкісний нормативний тиск вітру для III району -  $0,38\text{ кПа}$ ;

- напрямок пануючих вітрів:

в літній період - південний;

в зимовий період - південний;

- переважні ґрунти: суглинки;

- рівень ґрунтових вод:  $2,5\text{ м}$ ;

- рельєф місцевості спокійний з невеликим ухилом;

### 1.2. Генеральний план-обґрунтування

Генплан ділянки розроблений на підставі геофотометричної зйомки земельної ділянки, розташованої в Чернігові. Вертикальне планування виконане з урахуванням топографічних, інженерно-геологічних і будівельних вимог, особливостей рельєфу та прилеглої території. Зливові стоки організовані ухилами до доріг і ухилами доріг  $1,5\%$  до прийомних ґрат зливової каналізації.



Розміщення будівлі забезпечує нормативну інсоляцію приміщень і розриви між сусідніми будинками.

У проекті передбачено благоустрій прилеглої території, що, безсумнівно, оживить зовнішній вигляд району та додасть йому новий сучасний вид. Основними елементами озеленення є листяні дерева, чагарники, передбачається організація газонів і клумб.

Зелені насадження стійкі до місцевих кліматичних умов і підібрані з урахуванням можливостей місцевих розплідників.

Проектована будівля забезпечена круговими протипожежними проїздами і відповідає вимогам протипожежної безпеки.

На ділянці знаходяться: спортивний комплекс, парк і відкритий майданчик для стоянки автомобілів на 50 машиномісць.

Таблиця 1. Техніко-економічні показники генерального плану.

№ п/п	Найменування	Одиниця виміру	Кількість
1	Площа території	м <sup>2</sup>	250 000
2	Площа забудови	м <sup>2</sup>	87 000
3	Площа доріг, тротуарів, майданчиків	м <sup>2</sup>	7712,00
4	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	1837,00
5	Коефіцієнт забудови	-	0,35
6	Коефіцієнт озеленення	-	0,53

### 1.3 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля спорткомплексу містить приміщення спортивно-тренувального та допоміжного призначення. У будівлі запроектовані повнорозмірні футбольні поля 100x55м з штучним покриттям, місця для глядачів.

Проектована будівля має прямокутну форму в плані з розмірами в осях 66x120 м і висотою 22 м по осі основних несучих конструкцій. Проектована будівля неопалювана.

Об'ємно-планувальні рішення враховують такі вимоги:

- оптимальне розміщення проектованої будівлі на території;
- забезпечення тренувального та ігрового процесу;
- забезпечення природного освітлення;
- забезпечення архітектурно-художньої виразності.

Побутове обслуговування передбачено в сусідній будівлі ДЮСШ №17 з футболу, для якої і будується критий стадіон.

Основні приміщення: повнорозмірне футбольне поле з розмірами в плані 55x100м зі штучним покриттям.

Для глядачів обладнано 600 сидячих місць уздовж футбольного поля.

Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення:

- |                                    |                                       |
|------------------------------------|---------------------------------------|
| - загальна площа будівлі           | $P_0 = 7920 \text{ м}^2$              |
| - площа огорожувальних конструкцій | $C = 12300 \text{ м}^2$               |
| - будівельний об'єм будівлі        | $V_{\text{стр}} = 126000 \text{ м}^3$ |
| - об'ємний коефіцієнт              | $K_2 = V_{\text{стр}}/P_0 = 15,9$     |
| - коефіцієнт компактності будівлі  | $K_3 = V_{\text{стр}}/C = 10,25$      |
| - коефіцієнт економічності форм    | $K_4 = P_0/V_{\text{стр}} = 0,105$    |

#### 1.4 Конструктивне рішення

Конструктивне рішення ґрунтується на комплексній ув'язці з його об'ємно-планувальних і архітектурно-художнім рішенням.

Несучі конструкції

Несучі конструкції будівлі запроектовані з деревини 1, 2-го сортів. В якості розрахункової схеми будівлі прийнята каркасна схема у вигляді арки. Конструктивно міцність і стійкість будівлі забезпечується спільною роботою арок і зв'язків між ними. Крок арок каркаса: 10 м.

#### Фундаменти

Фундамент запроектований відповідно до даних про інженерно-геологічні дослідження на майданчику. Грунтові води знаходяться на глибині 2,5 м. В результаті аналізу для розроблюваної будівлі в якості фундаменту прийнята монолітна залізобетонна плита. Глибина закладення фундаменту 2,0 м.

#### Арки

Дерев'яні арки наскрізного перетину виконані з деревини 1 сорту. Складаються з елементів верхнього і нижнього поясів і розкосів, що з'єднують їх. Перетин елементів арок: пояси з спарених гнукотклеєних арок 140x650 мм, розкоси з ЛВЛ бруса - 72x450мм довжиною 2,5 м.

#### Захисні конструкції

Покриття будівлі виконано з металевого профільованого листа з антиконденсатним покриттям із синтетичної повсті.

#### Підлога

Конструкція підлоги залежить від призначення приміщення: керамічна плитка, дощаті з штучного паркету, лінолеумні, штучний газон.

#### Трибуни

Проектом передбачена установка глядацьких трибун на 560 місць. Приймаємо типові стаціонарні трибуни з пластиковими сидіннями і несучими конструкціями з металевого трубчастого каркаса.

### **1.5. Розрахунок глибини закладення фундаментів**

Вихідні дані:

Вид ґрунту - суглинки. Рівень ґрунтових вод - 2,5 м.

Глибина закладення фундаментів призначається в результаті спільного розгляду інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика, сезонного промерзання і пучинності ґрунтів, конструктивно-технологічних і експлуатаційних особливостей будівель, величини і характеру навантаження на підставу.

Одним з основних факторів, що визначають глибину закладення фундаментів, є глибина сезонного промерзання ґрунтів. Розрізняють нормативну і розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунтів.

Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунтів  $d_{fn}$ , м визначимо на основі теплотехнічного розрахунку наступним способом:

$$dfn = d_0 \cdot \sqrt{M_t},$$

де  $d_0 = 0,23$  для суглинків;

$M_t$  – безрозмірний коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму (листопад-березень) в даному районі будівництва.

$$t_I = -19,1 \text{ }^\circ\text{C}, t_{II} = -16,9 \text{ }^\circ\text{C}, t_{III} = -9,9 \text{ }^\circ\text{C}, t_{XI} = -10,1 \text{ }^\circ\text{C}, t_{XII} = -17,3 \text{ }^\circ\text{C},$$

$$\text{де } M_t = | -19,1 - 16,9 - 9,9 - 10,1 - 17,3 | = 73,3 \text{ }^\circ\text{C};$$

$$d_{fn} = 0,23 \cdot \sqrt{73,3} = 1,97 \approx 2,0 \text{ м.}$$

В подальшому розрахунку слід приймати значення,  $d_{fn} = 2,0$  м.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунтів  $d_f$ , м, визначається за формулою:

$$d_f = K_h \cdot d_{fn} = 1,1 \cdot 2,0 = 2,2 \text{ м.}$$

де  $K_h = 1,1$  – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму неопалюваної будівлі без підвалів з підлогами по ґрунту.

Приймаємо глибину закладення залізобетонного монолітного плитного фундаменту  $d = 2,2$  м.

## **1.6. Інженерні комунікації**

Проектом передбачено централізоване водопостачання споруди для задоволення наступних потреб у воді:

- виробничих;
- протипожежних.

Витрата води на внутрішнє пожежогасіння становить 10,4 л/сек.

Мінімальний вільний напір на вводі водопроводу становить: на господарські та виробничі потреби – 25 м; при пожежі – 34 м.

Відвідні стічні води - дощові.

Розхід дощових стічних вод прийнято – 8,2 м<sup>3</sup>/діб.

Відведення стічних вод передбачається в існуючі зовнішні мережі.

Внутрішні мережі каналізації та водовідведення не передбачені.

Система вентиляції залу і допоміжних приміщень - припливно-витяжна з механічним і природним спонуканням.

Припливне повітря подається в нижню зону приміщень, видалення повітря проводиться з верхньої зони.

Електропостачання будівлі передбачається по кабельних вводах від існуючих зовнішніх мереж напругою 380/220 В.

Встановлена потужність всіх електроприймачів складає 331 кВт, розрахункова 247,6 кВт.

Проектом передбачена пожежна та охоронна сигналізація.

## **1.7. Спеціальний захист конструкцій**

Для забезпечення вимог, що пред'являються протипожежним нормам, і збереження природної текстури деревини проектом передбачено піддати всі

конструкції з клеєної деревини поверхневої обробки вогнезахисними і біостійкими складами. Препарати сумісні з резорциновими і фенольно-резорциновими клеями. Всі інші пиломатеріали передбачено піддати просоченню розчином феноло-спирту відповідно до технології.

Для запобігання загнивання дерев'яних конструкцій застосовують провітрювання і заходи щодо відведення конденсату, а в місцях зіткнення з бетоном влаштовується гідроізоляція і конструктивні заходи захисту.

Бічні поверхні фундаменту, дотичні з ґрунтом, фарбуються гарячим бітумом за 2 рази по холодному бітумному ґрунтуванні.

Під усіма фундаментами запроектована щебенева підготовка товщиною 100 мм з поливанням бітумом до утворення кірки.

Всі внутрішні і зовнішні металоконструкції фарбуються фарбою АЛ-177 за 2 рази по ґрунтуванні лаком за 1 раз.

## РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний

### 2.1 Вихідні дані для проектування

Таблиця 2.1 Значення вихідних даних.

	<i>Найменування характеристики</i>	<i>Значення</i>
1.	Схема несучих конструкцій	Гнутоклеєна наскрізна арка
2.	Сніговий район	IV
3.	Проліт будівлі, м	66
4.	Крок несучих конструкцій, м	5
5.	Тип огорожувальних конструкцій	Прогони нерозрізні
6.	Тип покриття	Холодне
7.	Матеріал покрівлі	Профнастил
8.	Висота рами в карнизному вузлі, м	22
9.	Довжина будівлі, кроків	24
10.	Ухил покрівлі в розрахунковому перерізі	34°

### 2.2 Розрахунок огорожувальних та несучих конструкцій покрівлі

Крок арок – 5м, крок прогонів приймаємо – 1,5м.

#### 2.2.1 Розрахунок робочого профнастилу

*Збір навантажень на робочий настил*

Робочий настил призначений для укладання по прогонах.

Профільований настил з оцинкованої сталі з полімерним покриттям згідно сортаменту СТО 0043-2005 «Настили сталеві профільовані для покриттів будівель і споруд».

*Рівномірно розподілене навантаження.*

Таблиця 2.1 Визначення нормативних і розрахункових навантажень на 1 м<sup>2</sup>.

	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коеф-т надійності	Розрахункове навантаження кН/м <sup>2</sup>
1.	Профнастил	0,1	1,05	0,105
2.	Антиконденсатне покриття	0,01	1,05	0,011
	<b>Разом постійне навантаження</b>	<b>0,11</b>		<b>0,12</b>
3.	Тимчасове навантаження - сніговий IV район	1,68*	-	2,40
	<b>Разом постійне навантаження</b>	<b>1,80</b>	-	<b>2,52</b>

\* Розрахункове значення снігового навантаження приймається по [6], а нормативне значення приймається множенням на коефіцієнт 0,7.

*Зосереджена сила.*

$P = 1 \text{ кН}$ . Коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1,2$ .

Розрахункове значення зосередженої сили:  $P_p = P_n \cdot \gamma_f = 1,2 \text{ кН}$ .

Збираємо повне навантаження на 1 погонний метр робочого настилу:

1. *постійне + тимчасове*



- нормативне:  $q^H = 1,86 \cdot 5 = 9,3$  кН/м
- розрахункове:  $q^P = 2,52 \cdot 5 = 12,6$  кН/м

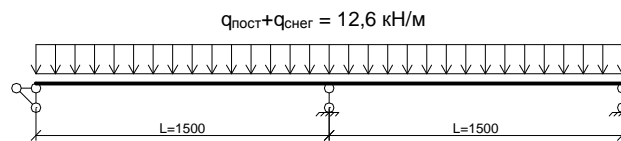
2. постійне

- розрахункове:  $q^P = 0,12 \cdot 5 = 0,6$  кН/м

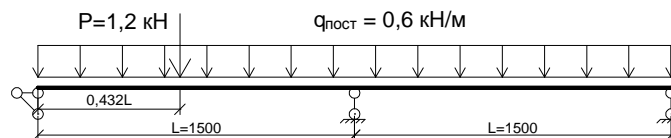
*Розрахункова схема робочого настилу*

Розрахунок настилу ведемо як балки по двопрогонувої схемою на два поєднання навантажень. Відстань між опорами дорівнює кроку прогонів  $L = 1,5$  м.

1. Постійне + снігове.



1. 1. Постійна + зосереджена сила ( $P = 1,2$  кН).



*Розрахунок за першим граничним станом*

1) Перевірка профнастилу на вигин виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\min}} \leq \frac{R_H}{\gamma_n} \cdot m_H$$

де  $M$  – максимальний згинальний момент;

$W$  – момент опору перерізу;

$R_H$  – розрахунковий опір стали вигину (230 МПа);

$m_H = 1,2$  – коефіцієнт, що враховує короткочасність дії зосередженого навантаження (приймається для другого поєднання навантажень).

При першому поєднанні навантажень:

$$M = \frac{q^P \cdot L^2}{8} = \frac{12,6 \cdot 1,5^2}{8} = 5,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При другому поєднанні навантажень:

$$M = 0,07 \cdot q_{nocm}^P \cdot L^2 + 0,207 \cdot P \cdot L = 0,07 \cdot 1,2 \cdot 1,5^2 + 0,207 \cdot 1,2 \cdot 1,5 = 1,51 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Мінімальний момент опору профнастилу:

$$W_{min} = \frac{5,54 \cdot 10^2}{23} = 24,08 \text{ см}^3$$

Приймаємо профнастил Н75-750-0,9 с  $W = 30,2 \text{ см}^3$ .

2) Розрахунок міцності на зсувні зусилля роблять за формулою:

$$\tau = \frac{Q}{H \cdot t} \leq \frac{R_s}{\gamma_n},$$

де  $Q$  – максимальні поперечні зусилля,  $Q = 9,45 \text{ кН}$ ;

$H$  і  $t$  – відповідно висота гофри і товщина листа профлиста.

$R_s$  – розрахунковий опір сталі зсуву (150 МПа)

Перевіримо раніше прийнятий лист Н75-750-0,9:

$$\tau = \frac{9,45}{7,5 \cdot 0,9} = 1,4 \text{ кН} / \text{см}^2 \leq 15 \text{ кН} / \text{см}^2$$

тобто умова міцності перерізу на зрушення виконується.

Розрахунок по другому граничному стану

Перевірка робочого настилу на прогин виконується тільки для першого поєднання навантажень і полягає в порівнянні прогинів з нормативними.

$$f = (f_p + a) \leq f_{и} = 1/250$$

де  $f_p$  – розрахунковий прогин настилу від нормативного навантаження;

$f_{и}$  – граничний прогин по СТО 0043-2005;

$a = 0,2 \text{ см}$  для нерозрізних і  $a = 0$  для однопрогонових прогонів.

Розрахунковий прогин робочого настилу дорівнює:

$$f_p = \frac{q^H \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} = \frac{9,3 \cdot 1,5^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 129,6 \cdot 10^{-8}} = 0,5 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 0,5 \text{ мм}$$

$$f = 0,5 + 2 = 2,5 \text{ мм} = \frac{1}{400} < \frac{1}{250}$$

Тому: величина прогинів менше допустимого - умова виконується.  
 Остаточно приймаємо профільований настил Н75-750-0,9.

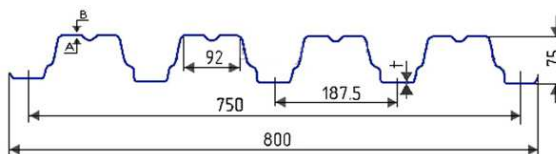


Рис.2.2. Розрахунок розрізного прогону

Визначення розрахункової схеми для статичного розрахунку

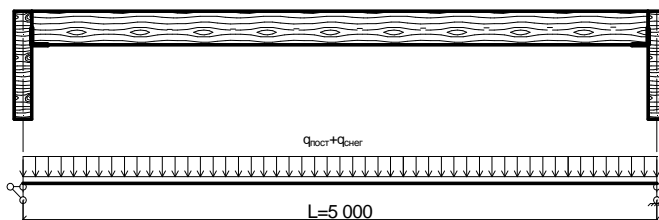


Рис.2.3 Загальний вигляд і розрахункова схема розрізного прогону.

Приймаються перетин прогону  $b \times h = 200 \times 250$  мм. Крок прогонів 1,5 м.

*Збір навантажень на прогони*

Таблиця 2.2 Визначення нормативних і розрахункових навантажень на прогони

	Найменування навантаження	Нормативна навантаження кН/м <sup>2</sup>	Коеф-т надійн.	Розрахункове навантаження кН/м <sup>2</sup>
1.	Профнастил	0,125	1,05	0,131
2.	Антиконденсатне покриття	0,010	1,05	0,011
3.	Прогін 200х250мм $h_n \cdot b_n \cdot \gamma_o / c_n (0,25 \cdot 0,2 \cdot 5 / 1,5)$	0,167	1,1	0,183
	<b>Разом постійне навантаження</b>	<b>0,30</b>	<b>-</b>	<b>0,33</b>
4.	Тимчасова навантаження - сніговий IV район	1,68	-	2,40
	<b>Разом постійне навантаження</b>	<b>1,98</b>	<b>-</b>	<b>2,73</b>

де  $b_n; b_n$  - ширина перетину робочого настилу і прогону;

$h_n, h_n$  - висота перетину настилу і прогону;

$\gamma_o$  - об'ємна вага деревини;

$c_n, c_n$  - крок настилу і прогонів;

Повне навантаження на 1 погонний метр при кроці прогонів  $B = 1,5$  м дорівнює:

- нормативне:  $q^H = 1,98 \cdot 1,5 = 2,97$  кН/м

- розрахункове:  $q^P = 2,73 \cdot 1,5 = 4,10$  кН/м

Таблиця 2.4 Геометричні характеристики перерізу прогону

№ п/п	Найменування характеристики	Од. вим.	Значення
1.	Площа поперечного перерізу	см <sup>2</sup>	500
2.	Момент опору $W_x$	см <sup>3</sup>	2083
3.	Момент опору $W_y$	см <sup>3</sup>	1667
4.	Момент інерції $I_x$	см <sup>4</sup>	26041
5.	Момент інерції $I_y$	см <sup>4</sup>	16667
6.	Розрахунковий опір деревини вигину $R_{и}$	МПа	15
7.	Модуль пружності деревини $E$	МПа	$10^4$

*Розрахунок за першим граничним станом*

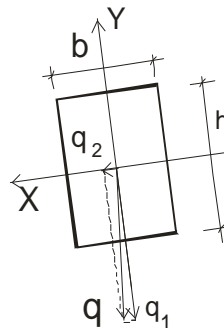


Рис.2.4 До розрахунку прогону на косий вигин

Перевірка прогону на міцність виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_{II}$$

Розрахункове навантаження і згинальний момент при куті нахилу:

$$\alpha = \arctg(f / 0,5l) = \arctg(22 / 33) = 34^\circ.$$

$$q_1^p = q^p \cdot \sin(\alpha) = 4,1 \cdot 0,56 = 2,30 \text{кН/м} \quad q_2^p = q^p \cdot \cos(\alpha) = 4,1 \cdot 0,85 = 3,50 \text{кН/м}$$

$$M_x = \frac{q_2 \cdot L^2}{8} = \frac{3,5 \cdot 5^2}{8} = 10,95 \text{кН} \cdot \text{м} \quad M_y = \frac{q_1 \cdot L^2}{8} = \frac{2,3 \cdot 5^2}{8} = 7,28 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунковий опір бруса вигину з урахуванням п. 5.2[7]:

$$R_c = R_u = \frac{15 \cdot m_\delta \cdot m_\delta \cdot m_a \cdot m_{cl}}{\gamma_n} = \frac{15 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1,0}{1,0} = 10,8 \text{МПа}$$

Перевірка міцності:

$$\sigma = \frac{10,95}{2083 \cdot 10^{-3}} + \frac{7,28}{1667 \cdot 10^{-3}} = 9,68 \text{МПа} \leq R_u = 10,8 \text{МПа}$$

Умова міцності виконується. Запас по міцності становить:

$$\Delta = \frac{(10,8 - 9,68)}{10,8} \cdot 100\% = 9,4\% < 10\%, \text{ тобто перетин підібрано економічно.}$$

Приймаємо прогін з дошки 250x200 мм.

*Розрахунок по другому граничному стану*

Перевірка прогону на прогин по естетико-психологічним вимогам.

$$\text{Відносний прогин прогону: } \frac{f}{L} = \sqrt{\left(\frac{f_x}{L}\right)^2 + \left(\frac{f_y}{L}\right)^2} \leq \left[\frac{f}{L}\right]$$

$$\left[\frac{f}{L}\right] - \text{ граничний прогин прогону, по табл.19 [7]; } \left[\frac{f}{L}\right] = \frac{1}{250};$$

Нормативне навантаження при  $\alpha = 34^\circ$ :

$$q_1^H = q^H \cdot \sin(\alpha) = 2,97 \cdot 0,56 = 1,67 \text{кН/м} \quad q_2^H = q^H \cdot \cos(\alpha) = 2,97 \cdot 0,85 = 2,53 \text{кН/м}$$

$$\frac{f_x}{L} = \frac{5 \cdot q_2^H \cdot L^3}{384 E J_x} = \frac{5 \cdot 2,53 \cdot 5^3}{384 \cdot 10^4 \cdot 10^3 \cdot 26041 \cdot 10^{-8}} = 0,0016;$$

$$\frac{f_y}{L} = \frac{5 \cdot q_1^H \cdot L^3}{384 E J_y} = \frac{5 \cdot 1,67 \cdot 5^3}{384 \cdot 10^4 \cdot 10^3 \cdot 16667 \cdot 10^{-8}} = 0,0016$$

Тоді величина відносного прогину буде дорівнює:

$$\frac{f}{L} = \sqrt{(0,0016)^2 + (0,0016)^2} \approx 0,0027 < \left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{250} = 0,004,$$

тобто задовольняє вимогам по величині відносного прогину.

Остаточно приймаємо перетин прогону  $b \times h = 250 \times 200$  мм.

### 2.3 Розрахунок наскрізної трьохшарнірної арки

Проліт арки по осі – 66 м, крок арок – 5 м. Матеріали – деревина з сосни 1-го сорту, металеві конструкції вузлів - сталь марки С235.

Конструктивно перетин арки складається з двох поясів, кожен з яких представляє спарені гнутоклеєні арки, і розкосів, що їх з'єднують.

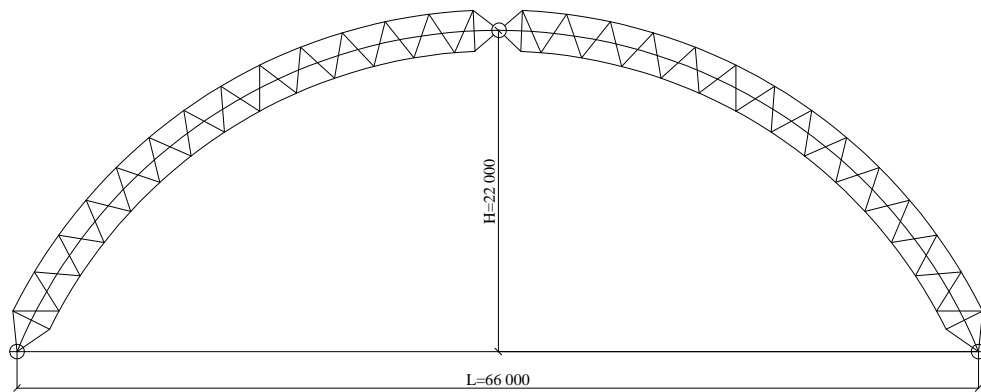


Рис.2.5 Схема наскрізної арки

#### *Геометричні параметри арки*

Розрахунковий проліт арки складає 66 м.

- кут нахилу дотичній в розрахунковому перерізі  $\alpha = 34^\circ$ ;
- $\operatorname{tg} \alpha = 0,675$ ;  $\sin \alpha = 0,56$ ;  $\cos \alpha = 0,85$ .

Висота арки в коньку  $f = 22,0$  м (висота по осі арки).

Арка розраховується як крута, бо  $f/l = 22/66 = 1/3$ .

Радіус осі арки визначається за формулою:

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{66^2 + 4 \cdot 22^2}{8 \cdot 22} = 35,75 \text{ м}$$

Центральний кут дуги арки:

$$\alpha = 2 \cdot \arccos\left(\frac{R-f}{R}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{35,75 - 22}{35,75}\right) = 134,72^\circ$$

Довжина осі арки:

$$S = \frac{\pi R \alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 35,75 \cdot 134,72}{180} = 84 \text{ м}$$

Збір навантажень на арку

Навантаження від покриття (постійне навантаження) - приймаємо по попередньо виконаним розрахунками огорожувальних конструкцій.

нормативне  $g^H = 0,30 \text{ кН/м}^2$ ; розрахункове  $g^P = 0,33 \text{ кН/м}^2$ .

Власну вагу арки визначаємо з виразу:

$$g_{c.v.} = \frac{g^H + S^H}{\frac{1000}{K_{c.v.}} \cdot l - 1} = \frac{0,30 + 1,68}{\frac{1000}{5 \cdot 66} - 1} = 0,98 \text{ кН/м}^2$$

Таблиця 2.5. Значення навантажень, що діють на несучу конструкцію.

Найменування навантаження	Нормативне навантаження, $\text{кН/м}^2$	Коеф.	Розрахункове навантаження, $\text{кН/м}^2$
1	2	3	4
Власна вага покриття $g^H = 0,30 \cdot 5 / \cos \alpha = 2,67$ $g^P = 0,33 \cdot 5 / \cos \alpha = 2,95$	2,67	-	2,95
Власна вага рами $g_{c.v.} = 0,98 \cdot 5 = 4,90$	4,90	1,1	5,39
Всього:	7,57		8,34
Снігова $S^H = 1,68 \cdot 5 = 8,4$ $S^P = 2,40 \cdot 5 = 12,0$	8,40		12,00
Всього:	15,97		20,34

### Статичний розрахунок арки

Розрахункове значення постійного лінійного навантаження з урахуванням власної ваги арки:

$$q_n^p = 8,34 \text{ кН/м}$$

Значення розрахункового лінійно рівномірно розподіленого снігового навантаження:

$$q_{CH}^p = 12,00 \text{ кН/м}$$

Максимальні зусилля в арці виникають при дії рівномірно розподіленого навантаження  $g = 20,34 \text{ кН/м}$  по прольоту. При цьому опорні реакції будуть визначатися за такими формулами:

вертикальні:

$$A = B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{20,34 \cdot 66}{2} = 672 \text{ кН};$$

горизонтальні:

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{20,34 \cdot 66^2}{8 \cdot 22} = 505 \text{ кН}.$$

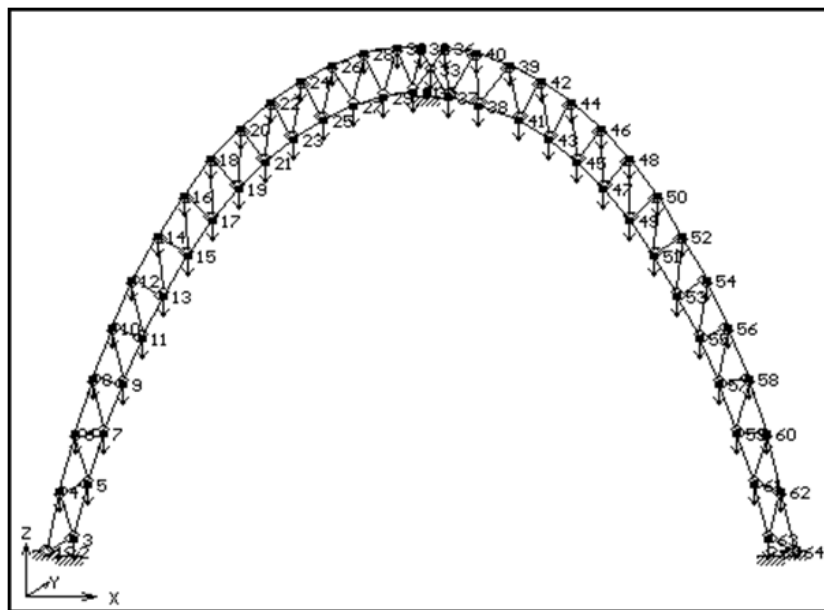


Рис.2.6 Розрахункова схема наскрізної арки



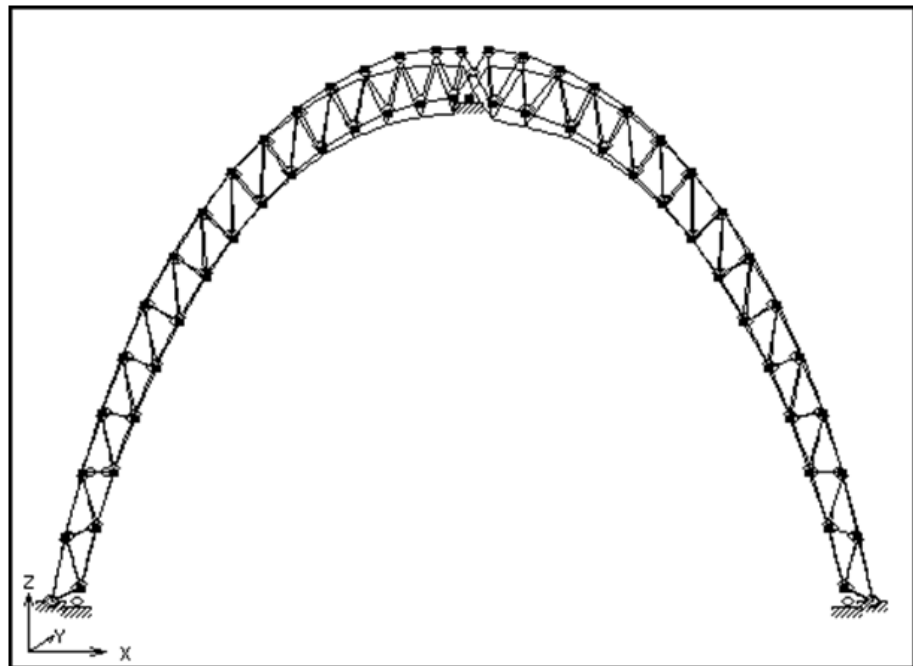


Рис.2.7 Вихідна і деформована схеми наскрізної арки

Таблиця 2.6. Розрахункові зусилля в елементах наскрізній арки .

<i>Елемент №</i>		<i>N</i>		<i>M</i>		<i>Q</i>	
<i>Верхній пояс</i>							
<b>1-4</b>	62-64	<b>-802,72</b>	-801,65	<b>5,38</b>	5,38	<b>1,83</b>	1,81
4-6	60-62	-514,56	-512,92	5,38	5,38	3,05	3,08
6-8	58-60	-340,24	-337,85	4,81	4,93	0,41	0,39
8-10	56-58	-210,22	-207,68	6,67	6,85	0,69	0,76
10-12	54-56	-128,05	-128,48	7,43	7,36	0,21	0,21
12-14	52-54	-84,04	-87,03	7,43	7,36	0,20	0,21
14-16	50-52	-74,54	-73,79	6,99	7,23	0,71	0,11
16-18	48-50	-83,71	-82,14	6,99	6,83	0,47	0,46
18-20	46-48	-105,81	-103,33	5,60	5,88	0,25	0,29
20-22	44-46	-138,33	-134,99	4,70	4,98	0,41	0,41
22-24	42-44	-175,95	-171,17	3,65	4,03	0,35	0,38
24-26	39-42	-215,60	-211,81	2,61	7,21	0,51	0,87
26-28	40-39	-253,97	-294,56	1,68	7,21	0,23	0,31
28-30	36-40	-288,90	-315,34	6,98	8,46	2,73	3,23

<i>Нижній пояс</i>							
3-5	61-63	-341,66	-342,14	0,72	0,69	0,26	0,25
5-7	59-61	-553,71	-554,96	4,83	4,75	0,51	0,62
7-9	57-59	-668,36	-670,04	6,21	6,64	0,48	0,43
9-11	55-57	-725,58	-727,91	8,53	7,65	0,86	0,79
<b>11-13</b>	53-55	<b>-749,09</b>	<b>-743,71</b>	<b>8,53</b>	7,85	0,53	0,61
13-15	51-53	-729,46	-728,82	7,83	7,85	0,30	0,33
15-17	49-51	-691,18	-691,83	7,83	7,61	0,41	0,35
17-19	47-49	-639,88	-641,37	6,67	6,75	0,38	0,35
19-21	45-47	-579,57	-582,07	5,72	5,66	0,38	0,38
21-23	43-45	-454,19	-519,86	4,61	4,71	0,46	0,61
23-25	41-43	-396,96	-458,96	3,23	4,13	0,37	0,42
25-27	38-41	-345,80	-385,24	2,25	4,13	0,71	0,73
27-29	37-38	-311,20	-328,87	2,33	3,80	0,73	0,78
<i>Розкоси</i>		<i>N</i>		<i>Розкоси</i>		<i>N</i>	
1-3	63-64	-306,36	<b>-306,79</b>	16-17	49-50	18,30	17,51
3-4	62-63	285,94	286,31	17-18	48-9	-66,60	-65,82
4-5	61-62	-213,93	-214,60	18-19	47-48	29,03	27,96
5-6	60-61	170,20	170,95	19-20	46-47	-72,80	-71,98
6-7	59-60	-134,94	-135,66	20-21	45-46	34,97	34,05
7-8	58-59	85,07	85,06	21-22	44-45	-72,85	-71,97
8-9	57-58	-88,67	-88,96	22-23	43-44	36,87	34,96
9-10	56-57	30,86	31,77	23-24	42-43	-69,44	-68,94
10-11	55-56	-57,94	-51,34	24-25	41-42	35,41	37,62
11-12	54-55	4,36	7,02	25-26	39-41	-61,73	-65,42
12-13	53-54	-18,20	-21,87	26-27	38-39	31,24	33,43
13-14	52-53	-40,76	-37,13	27-28	40-38	-54,73	-65,42
14-15	51-52	3,85	-2,86	28-29	37-40	22,54	33,43
15-16	50-51	-56,09	-55,22	29-30	36-37	-34,24	-29,58

Підбір перерізів і перевірка напружень

Найбільші розрахункові зусилля виникають в наступних елементах:

- верхній пояс: № 1-4:  $N = 802,72$  кН;  $M = 5,38$  кНм;  $Q = 1,83$  кН;
- нижній пояс: № 11-13:  $N = 749,10$  кН;  $M = 8,53$  кНм;  $Q = 0,61$  кН;
- розкоси: № 1-3:  $N = 306,8$  кН;  $M = 0$  кНм;  $Q = 0$  кН.

Оптимальна висота поперечного перерізу арки знаходиться в межах  $(1/15 - 1/25)l = (1/15 - 1/25)6600 = 440 - 264$  см.

Для виготовлення поясів арок приймаємо пиломатеріал сосна 1 сорту товщиною 2,6 см. Розкоси виконуємо з ЛВЛ бруса Ultralam-R Tallion.

Приймаємо попередньо висоту перетину арки  $h = 2800$  мм. Верхній і нижній пояси складаються з двох спарених гнукклеєних арок.

З огляду на незначні відмінності розрахункових зусиль, і для уніфікації типорозмірів, верхній і нижній пояси приймаємо однаковими.

приймаємо  $\beta = h/b = 5$ . Висоту пояса призначаємо 25 шарів = 650мм.

Попередньо приймаємо перетин у вигляді двох арок 650x140мм.

При  $h > 60$  см,  $\delta_{сл} = 2,6$  см коефіцієнти умов роботи будуть  $m_{\delta} = 0,94$ ,  $m_{сл} = 1,05$ ,  $m_{гн} = 1$ ;  $m_{д} = 0,8$ , відповідно розрахунковий опір:

- стиску і вигину (табл. 3 [7]):

$$R_c = \frac{15 \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} \cdot m_{\delta} \cdot m_{д}}{\gamma_n} = \frac{15 \cdot 1,05 \cdot 0,94 \cdot 0,8}{1,0} = 11,97 \text{ МПа.}$$

Геометричні характеристики поясів прийнятого перерізу арки:

$$F_{расч} = b \cdot h = 0,14 \cdot 0,65 \cdot 2 = 182,0 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$W_{расч} = \frac{b \cdot h_{гн}^2}{6} = 2 \frac{0,14 \cdot 0,63^2}{6} = 19,72 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$J_{расч} = \frac{b \cdot h_{гн}^3}{12} = 2 \frac{0,14 \cdot 0,65^3}{12} = 6,41 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Відповідно до п. 5.2 [7] до розрахункових опорів приймаються такі коефіцієнти умов роботи:

$m_{\delta} = 1$  (табл. 7);  $m_T = 1$  (п. 5.2б);  $m_{\delta} = 0,8$  (п. 5.2в);  $m_{\delta} = 0,94$  (табл. 9);

$m_{cl} = 1,05$  (табл. 10);  $m_{zn} = 1$  (табл. 11, для  $R_c$  и  $R_u$  и  $R_p$ );

*Перевірка напружень при центральному стиску*

Розрахункова довжина панелей верхнього і нижнього пояса  $l_n = 3$  м, радіус інерції  $i = 0,289 \cdot 0,65 = 0,18785$ , гнучкість  $\lambda = l_n / i = 3 / 0,18785 = 15,97 < 70$ .

Коефіцієнт  $\varphi$ :  $\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{15,97}{100} \right)^2 = 0,980$ ;

Визначимо напруги в розрахунковому перерізі за формулою:

$$\sigma_c = \frac{N}{\varphi F_{расч}} = \frac{1701 \cdot 10^{-3}}{0,980 \cdot 182 \cdot 10^{-3}} = 9,54 \text{ МПа} < R_c = 12,63 \text{ МПа};$$

Таким чином, умова міцності задовольняється.

Перевіримо економічність перетину:

$$\Delta = \frac{12,63 - 9,54}{12,63} \cdot 100\% = 23,8\% > 5\%$$

Перетин підбрано неекономічно, однак, менший перетин не задовольняє перевірці стійкості плоскої форми деформування.

Для криволінійної ділянки при відношенні:  $h/r = 2,8/35,75 = 0,08 < 1/7$ ,

відповідно до п. 6.17 [7], немає необхідності перевіряти міцність для зовнішньої і внутрішньої крайок.

Для розкосів приймаємо LVL брус з розрахунковим опором:

$$R_c = \frac{16 \cdot m_{\delta} \cdot m_{\delta}}{\gamma_n} = \frac{26,5 \cdot 1 \cdot 0,8}{1,0} = 21,2 \text{ МПа.}$$

Попередньо приймаємо брус перерізом 450x72мм.  $F_p = 32,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$ ;

Розрахункова довжина розкосів  $l_p = 2,5$  м, радіус інерції

$i = 0,289 \cdot 0,45 = 0,13005$ , гнучкість  $\lambda = l_{np} / i = 2,5 / 0,13005 = 19,22 < 70$ .

Коефіцієнт  $\varphi$ :  $\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{19,22}{100} \right)^2 = 0,970$ ;

Визначимо напруги в розрахунковому перерізі за формулою:

$$\sigma_c = \frac{N}{\varphi F_{расч}} = \frac{645 \cdot 10^{-3}}{0,970 \cdot 32,4 \cdot 10^{-3}} = 20,52 \text{ МПа} < R_c = 21,2 \text{ МПа};$$

Таким чином, умова міцності виконується.

Перевіримо економічність підбору перетину:

$$\Delta = \frac{21,2 - 20,52}{21,2} \cdot 100\% = 3,2\% < 5\% \text{ переріз неекономічний.}$$

Перевірка стійкості плоскої форми деформування арки

Розрахунок на стійкість плоскої форми деформування слід проводити для арок будь-якого обрису за умови, якщо відношення висоти перерізу арки до ширини більше 5.

Перевірка, виконана в ПК SCAD, показала, що втрати стійкості плоскої форми деформування не відбувається.

Рама закріплена з площини прогонами з кроком 1,5 м.

Оскільки всі умови міцності і стійкості рами виконуються, приймаємо вихідний перетин як остаточний.  $h=2800$  мм;  $b=424$  мм.

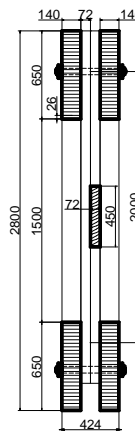


Рис.2.8 Перетин наскрізної арки

## 2.4 Розрахунок і конструювання вузлів трьохшарнірної арки.

Опорний вузол

Визначимо зусилля, діючі в вузлі:

поздовжнє:  $N_0 = H = 1020$  кН;

поперечне:  $Q_0 = A = 1360$  кН.

Опорна площа:  $F_{оп} = b \cdot h_{оп} = 200 \cdot 42,4 = 8480$  см<sup>2</sup>;

При цьому напруги зминання торцевого упора  $\sigma_{см}$  становлять:

$$\sigma_{см} = \frac{N}{F_{оп}} = \frac{1020}{8480} = 0,12 \text{ кН/см}^2 < R_{см} = 0,5 \text{ кН/см}^2, \text{ де}$$

$R_{см}$  – розрахунковий опір деревини зминанню по табл. 3 [7].

Опорні вузли великопрольотних арок без затягувань виконують у вигляді металевих шарнірів хитаючого або валікового (роликового) типу.

Башмак складається з опорного листа з отворами для анкерних болтів і двох вертикальних фасонки з отворами для болтів кріплення піварки.

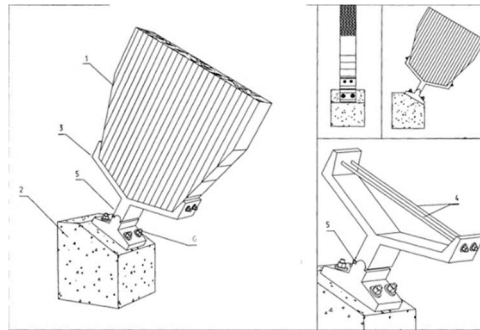


Рис.2.9 Схема опорного вузла рами з шарніром хитаючого типу.

Матеріали шарнірного з'єднання в п'яті і коньку - сталь марки ВСт3 по ГОСТ 380-71. Конструктивно приймаємо довжину шарніра = 250мм.

Перевірка напружень в шарнірі на зминання здійснюється за формулою :

$$\frac{F}{1,25rl} \leq R_{tp}\gamma_c$$

де  $F$  – тиск (сила) на опору;

$r$  і  $l$  – відповідно радіус і довжина шарніра;

$R_{tp}$  – розрахунковий опір сталі місцевим зминанню при щільному торканні.

Тоді необхідний радіус шарніра:

$$r \geq \frac{F}{1,25lR_{lp}\gamma_c} = \frac{1360}{1,25 \cdot 25 \cdot 16,8} = 2,6 \text{ см}$$

Конструктивно приймаємо шарнір у вигляді сталевго стрижня  $r = 40$  мм.

$$\frac{1360}{1,25 \cdot 4 \cdot 25} = 10,9 < 16,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

Умова міцності шарніра виконується з запасом.

Для влаштування фундаментів приймаємо бетон класу В25, який має розрахунковий опір стиску  $R_b = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2$ .

Для кріплення башмака до фундаменту приймаємо болти діаметр 48 мм клас міцності 5.8, що мають такі геометричні характеристики:

$$F_{\text{оп}} = 18,09 \text{ см}^2; F_{\text{нт}} = 14,72 \text{ см}^2.$$

Анкерні болти працюють на зріз від дії поперечної сили.

$$\text{Зрізуючі зусилля: } N_{\text{сп}} = \frac{H}{4} = \frac{1360}{4} = 340 \text{ кН.}$$

Напругу зрізу визначимо за формулою:

$$\sigma_{\text{сп}} = \frac{N_{\text{сп}}}{F_{\text{оп}}} = \frac{340}{18,09} = 18,8 \text{ кН/см}^2 < \frac{R_s}{\gamma_n} = \frac{0,85 \cdot R_y}{\gamma_n} = \frac{0,85 \cdot 23}{1,0} = 19,55 \text{ кН/см}^2,$$

де  $R_s$  – розрахунковий опір зрізу сталі класу С235, яке визначається відповідно до табл. 1 [8] як  $0,85 \cdot R_y$ .

Умова міцності анкерних болтів виконується.

#### *Коньковий вузол*

Конькові вузли великопрольотних арок виконуються у вигляді сталевих плиткових шарнірів хитаючого типу. Висота торцевої накладки визначається з умови зминання торцевого перетину уздовж волокон.

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{см}}} \leq R_{\text{см}}; \rightarrow F_{\text{см}} = \frac{N}{R_{\text{см}}} = \frac{1020}{1,5} = 680 \text{ см}^2$$

$$N = H = 1020 \text{ кН}, R_{\text{сма}} = 5 \text{ МПа} = 0,5 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$F_{\text{см}} = b \cdot h \rightarrow h = \frac{F_{\text{см}}}{b} = \frac{680}{42,4} = 16,04 \text{ см}$$

Висота упорної плити  $h_{\text{уп}}$  в арках кругового обрису повинна бути не менше 0,4 висоти поперечного перерізу арки. Приймаємо:  $h_{\text{уп}} = 80 \text{ см}$ .

$$F_{\text{см}} = b \cdot h = 42,4 \cdot 80 = 3392 \text{ см}^2$$

$$\sigma = \frac{1020}{3392} = 0,30 \text{ кН} / \text{см}^2 < 0,5 \text{ кН} / \text{см}^2 - \text{ умовне виконується з запасом}$$

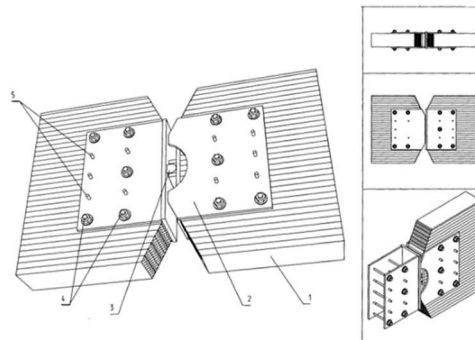


Рис.2.10 Схема конькового вузла хитаючого типу

На накладки діє поперечна сила від снігового навантаження, що дорівнює:

$$Q_n = \frac{S \cdot l}{8} = \frac{24 \cdot 66}{8} = 198 \text{ кН.}$$

Розрахунок упорного штиря виконуємо на вигин як консолі.

Згинальний момент:  $M = Q \cdot l = 198 \cdot 0,05 = 9,9 \text{ кНм}$ ;

Необхідний момент опору з урахуванням пластичності

$$W = 9,9 \cdot 10^3 / 230 = 43,5 \text{ см}^3;$$

при ширині штиря  $b = 25 \text{ см}$  необхідна товщина штиря:

$$\delta = \sqrt{6W / b_{\text{ш}}} = \sqrt{6 \cdot 43,5 / 25} = 3,23 \text{ см} \rightarrow \text{Приймаємо } \delta = 35 \text{ мм.}$$



Приймаємо упорну пластину розміром 250x800мм.

Товщину пластини знаходимо з умови її роботи на зминання від штиря:

- площа зминання під штирем:  $F_{cm} = 25\delta$

- необхідна товщина упорної плити:  $\delta = \frac{N}{25 \cdot R_{lp} \cdot v_c} = \frac{1024}{25 \cdot 16,8 \cdot 1} = 2,44 \text{ см}$

Приймаємо товщину пластини  $\delta = 25 \text{ мм}$ .

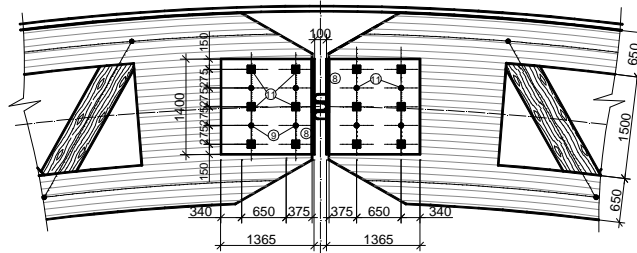


Рис.2.11 Коньковий вузол арки.

На накладки діє поперечна сила від одnobічного навантаження:

$$Q_n = \frac{S \cdot l}{8} = \frac{24 \cdot 66}{8} = 198 \text{ кН.}$$

Зусилля, що діють на болти і приєднують прокладку до поясу:

$$R_1 = \frac{Q}{1 - \frac{l_1}{l_2}} = \frac{198}{1 - \frac{1}{3}} = 297 \text{ кН}; \quad R_2 = \frac{Q}{\frac{l_2}{l_1} - 1} = \frac{198}{\frac{3}{1} - 1} = 99 \text{ кН}$$

де  $l_1$  – відстань між першим рядом болтів в вузлі;

$l_2$  – відстань між другим рядом болтів.

За правилами розстановки нагелів (п.7.18 [7]) відношення між цими відстанями можуть бути  $l_1/l_2 = 1/2$  або  $l_1/l_2 = 1/3$ . Приймаємо відношення  $l_1/l_2 = 1/3$ , щоб отримати менші значення зусиль.

Приймаємо діаметр болтів 36 мм і товщину накладки зі сталі 10 мм.

Несучу здатність на один робочий шов залежно від напрямку переданого зусилля згідно з таблицею 20,21 СП [7] знаходимо з умов:

вигин болта:

$$T = (1,8 \cdot d^2 + 0,02a^2) \cdot \sqrt{k_\alpha} = (1,8 \cdot 3,6^2 + 0,02 \cdot 2,5^2) \cdot \sqrt{0,6} = 18,17 \text{ кН},$$

але не більше значення  $T_u^1 = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{k_\alpha} = 2,5 \cdot 3,6^2 \cdot \sqrt{0,6} = 25,1 \text{ кН}$

Змінання крайніх елементів - сталевих накладок:

$$T_{cm}^2 = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c = 34,5 \cdot 3,0 \cdot 1,0 \cdot 1 \cdot 0,95 = 98,33 \text{ кН}$$

Змінання середнього елемента - арки:

$$T_{cm}^1 = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot k_\alpha = 0,5 \cdot 46,4 \cdot 3,6 \cdot 0,6 = 50,12 \text{ кН},$$

де  $d$  – діаметр болтів;

$a$  – товщина крайнього елемента;

$c$  – ширина середнього елемента вузла (арки).

Мінімальна несуча здатність одного болта на один робочий шов:

$$T_{min} = 18,17 \text{ кН.}$$

Необхідна кількість болтів у найближчому до вузла ряду:

$$n_\sigma = \frac{R_1}{n_u \cdot T_{min}} = \frac{297}{4 \cdot 18,17} = 4,09 \text{ приймаємо 5 болтів.}$$

Кількість болтів в далекому від вузла ряду:

$$n_\sigma = \frac{R_2}{n_u \cdot T_{min}} = \frac{99}{4 \cdot 18,17} = 1,4, \text{ приймаємо 5 болтів.}$$

Відстані між болтами за правилами їх розстановки (по п.7.18 [7]):

$$S_1 \geq 7 \cdot d = 7 \cdot 3,6 = 25,2 \text{ см}, \text{ приймаємо } 27,5 \text{ см}, S_2 \geq 3,5 \cdot d = 3,5 \cdot 3,6 = 12,6 \text{ см} \rightarrow 20 \text{ см},$$

$$S_3 \geq 3 \cdot d = 3 \cdot 3,6 = 10,8 \text{ см}, - 20 \text{ см}, \text{ тоді відстань } l_2 = 3 \cdot l_1 = 3 \cdot 20 = 60 \text{ см.}$$

Ширину накладки приймаємо  $\geq 10d$ , рівну 360 мм, згідно сортаменту по ГОСТ 24454-80 \* приймаємо ширину накладки 400 мм, тоді відстань від краю накладки до болтів  $S_2 \geq 3d = 3 \cdot 3,6 = 10,8 \text{ см} \approx 11 \text{ см}$ , відстань між болтами  $S_3 \geq 3,5d = 3,5 \cdot 3,6 = 12,6 \text{ см}$ , приймаємо 15,0 см.

$$\text{Згинальний момент в накладках: } M_n = \frac{Q \cdot l_1}{2} = \frac{198 \cdot 37,5}{2} = 3712,5 \text{ кНсм.}$$

Момент інерції однієї накладки, ослабленої 10 отворами Ø36мм:

$$J_H = \frac{\delta_H \cdot b_H^3}{12} - 10 \frac{\delta_H \cdot d^3}{12} - 10 \cdot \delta_H \cdot d \cdot \left(\frac{S_3}{2}\right)^2 =$$

$$= \frac{1,0 \cdot 140^3}{12} - 10 \cdot \frac{1,0 \cdot 3,6^3}{12} - 10 \cdot 1,0 \cdot 3,6 \cdot \left(\frac{1,0}{2}\right)^2 = 228618 \text{ см}^3,$$

Момент опору накладки:

$$W_H = \frac{J_H}{b_H/2} = \frac{228618}{140/2} = 3266 \text{ см}^3.$$

Напруження в накладках:

$$\sigma = \frac{M_H}{W_H \cdot 2} = \frac{3712,5}{2 \cdot 3266} = 0,58 \text{ кН/см}^2 = 5,8 \text{ МПа} < R_{и} = 230 \text{ МПа},$$

$R_{и}$  – розрахунковий опір сталі вигину, табл. В.5 [29];  $R_{и} = 230 \text{ МПа}$ .

*Розрахунок вузла примикання розкосу до пояса*

Визначаємо максимальні зусилля, діючі на болт:

$$N = 306,8 \text{ кН (табл. 3.6)}$$

Вузол виконаний із застосуванням сталевих накладок, наклеєних епоксидним клеєм на пояси і розкоси, що сприймають зусилля.

Приймаємо діаметр болтів 30 мм і товщину накладок зі сталі 10 мм.

Несучу здатність болтового з'єднання визначаємо з умови:

Зрізу болта:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 33 \cdot 7,06 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,95 = 442,66 \text{ кН} > 306,8 \text{ кН}$$

Вигину болта:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 33 \cdot 7,06 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,95 = 442,66 \text{ кН} > 306,8 \text{ кН}$$

Зминання

з'єднувальних

елементів;

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c = 50 \cdot 3,0 \cdot 4 \cdot 1 \cdot 0,95 = 570 \text{ кН} > 306,8 \text{ кН}$$

Таким чином, міцність болтового з'єднання виконується.

Визначимо площу сталевих накладок на пояса арки:

- з умови сколювання деревини поперек волокон:

$$F_n^{mp} = \frac{N/4}{R_{ск}} = \frac{306,8/4}{0,1} = 766 \text{ см}^2$$

Перевіримо накладку на роботу з умови зминання від болта Ø30мм:

$$\sigma = \frac{N_{см}}{F_{см}} = \frac{N/4}{\pi r t} = \frac{306,8/4}{3,14 \cdot 1,5 \cdot 1,0} = 16,28 \text{ кН / см}^2 < R_{ум} = 34,5 \text{ кН / см}^2$$

Приймаємо накладки на пояси розміром 300x300мм, з урахуванням отвору під болт Ø30мм:  $F_n^{mp} = bh - \pi r^2 = 30 \cdot 30 - 3,14 \cdot 1,5^2 = 892,94 \text{ см}^2 > 766 \text{ см}^2$

Площу накладок на розкоси визначимо з умови сколювання LVL:

$$F_n^{mp} = \frac{N/2}{R_{ск}} = \frac{306,8/2}{0,26} = 590 \text{ см}^2$$

Приймаємо накладки на розкоси розміром 250x250мм, з урахуванням отвору під болт Ø30мм:  $F_n^{mp} = bh - \pi r^2 = 25 \cdot 25 - 3,14 \cdot 1,5^2 = 617,94 \text{ см}^2 > 590 \text{ см}^2$

де  $R_{см}$  – розрахунковий опір LVL бруса зім'яттю по табл. 4 [7].

$R_{bs}, R_{bp}, R_{bt}$  – розрахункові опори одноболтових з'єднань;

$A_b$  и  $A_{bn}$  – площі перетинів стрижня болта брутто і різьбової частини нетто відповідно, що приймаються згідно з таблицею Г.9 додатка Г;

$n_s$  – число розрахункових зрізів одного болта;

$d_b$  – зовнішній діаметр стрижня болта;

$\Sigma t$  – найменша сумарна товщина елементів, що з'єднуються, м'ятих в одному напрямку;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, що визначається за таблицею 1;

$\gamma_b$  – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання, що визначається за таблицею 41 і приймається не більше 1,0.

## РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний

### 3.1 Вихідні дані

Критий навчально-спортивний комплекс містить футбольне поле для тренувань і додаткових приміщень. Сніговий район будівництва - IV. Будівля по ступені відповідальності належить до II класу ( $\gamma_n = 1,0$  [10]). Температурно-вологісні умови експлуатації 1. Всі конструкції заводського виготовлення. Огороджувальні конструкції покриття - профільований настил.

Проліт будівлі 66 м, довжина каркасної частини будівлі 120 м, висота в спортивних приміщеннях не менше 8 м до низу несучих конструкцій.

Проектована будівля неопалювана.

### 3.2. Варіанти каркасів

Як варіанти для порівняння розглянемо 4 види каркаса будівлі:

- 1) трьохшарнірні гнукклеєні арки суцільного перетину;
- 2) трьохшарнірні гнукклеєні арки наскрізного перерізу;
- 3) Хрестовий звід з розмірами в плані 66х30м;
- 4) кружальної-сітчастий звід з косяками з ЛВЛ бруса;

Четвертий варіант каркаса у вигляді одношарового кружально-сітчастого зводу з клеєних косяків не відображений в пояснювальній записці, тому що при його розрахунку виявилось наявність великих зусиль у вузлах сполучення косяків, через що деревина не проходила перевірок міцності на зминання від болтів і набігаючих косяків. Вирішення цього завдання надмірно ускладнювало проект, через що від подальшого опрацювання цього варіанту довелося відмовитися.

### 3.3. Варіант І. Трьохшарнірні гнуктоклесні арки суцільного перетину.

Проліт арки 66 м, крок арок 5 м. Матеріали - деревина з сосни 1-го сорту, металеві конструкції - сталь марки С235.

Основні несучі конструкції покриття:

- Дерев'яні гнуктоклесні арки прямокутного перетину;
- Розрізні прогони з бруса довжиною 5 м з кроком 1,5 м;

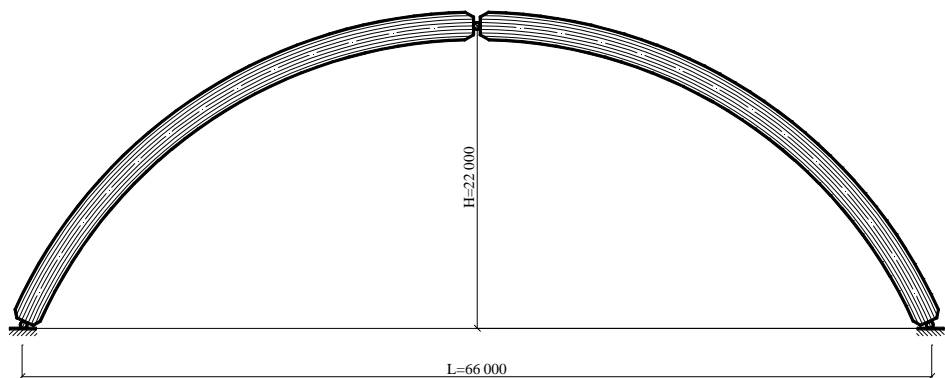


Рис.3.1 Геометрична схема арки

#### *Геометричні параметри арки*

Розрахунковий проліт рами складає 66 м.

кут нахилу дотичній в розрахунковому перерізі  $\alpha = 34^\circ$ ;  
 $\operatorname{tg}\alpha = 0,675$ ;  $\sin\alpha = 0,56$ ;  $\cos\alpha = 0,85$ .

Висота рами в коньку  $f = 22,0$  м (висота по осі рами).

Арка може вважатися пологою, адже  $f/l = 22/66 \leq 1/3$ .

Радіус осі арки визначається за формулою:

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{66^2 + 4 \cdot 22^2}{8 \cdot 22} = 35,75 \text{ м}$$

Центральний кут дуги арки:

$$\alpha = 2 \cdot \arccos\left(\frac{R - f}{R}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{35,75 - 22}{35,75}\right) = 134,72^\circ$$

Довжина осі арки:

$$S = \frac{\pi R \alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 35,75 \cdot 134,72}{180} = 84 \text{ м}$$

*Збір навантажень на арку*

Навантаження від покриття (постійне навантаження) - приймаємо за попередньо виконаними розрахунками огорожувальних конструкцій.

нормативне  $g^H = 0,385 \text{ кН/м}^2$ ;

розрахункове  $g^P = 0,420 \text{ кН/м}^2$ .

Власну вага арки визначаємо з виразу:

$$g_{c.v.} = \frac{g^H + S^H}{\frac{1000}{K_{c.v.}} - 1} = \frac{0,385 + 1,68}{\frac{1000}{4 \cdot 66} - 1} = 0,74 \text{ кН/м}^2$$

$S^H$  – нормативне снігове навантаження;

$K_{c.v.}$  – коефіцієнт власної ваги по табл. 5.1[2];

$l$  – розрахунковий проліт рами.

Таблиця 3.1. Значення навантажень, що діють на несучу раму.

Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт перевантаження	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
Власна вага покриття			
$g^H = 0,385 \cdot 5 / \cos \alpha = 2,32$ $g^P = 0,42 \cdot 5 / \cos \alpha = 2,53$	2,32	-	2,53
Власна вага рами			
$g_{c.v.} = 0,74 \cdot 5 = 3,7$	3,70	1,1	4,07
<b>Всього:</b>	<b>6,02</b>		<b>6,60</b>
Снігове навантаження			

$S^H = 1,68 \cdot 5 = 16,8$	8,40	-	12,00
$S^P = 2,40 \cdot 5 = 12,0$			
<b>Всього:</b>	<b>14,42</b>	-	<b>18,60</b>

*Статичний розрахунок арки*

В арках кругового обриси згідно ДБН «Навантаження і впливи» необхідно розглядати два варіанти завантаження сніговим навантаженням: рівномірно розподіленим і по трикутнику (рис. 3.2). У зв'язку з цим внутрішні зусилля слід обчислювати окремо від постійного і снігового навантаження. Для визначення розрахункових значень згинального моменту від діючих навантажень необхідно розглянути їх найбільш не вигідні поєднання: 1 - постійна + снігова рівномірно розподілена на ділянці 0,5 прольоту; 2 - постійне + снігове по всьому прольоту; 3 - постійне + снігове по трикутній схемі на половині прольоту; 5 постійне + снігове по трикутнику на всьому прольоті. За розрахункове значення згинального моменту приймається максимальне по модулю значення.

Розрахункове значення поздовжньої сили визначається для того ж сполучення навантажень, при якому отримано максимальне значення моменту.

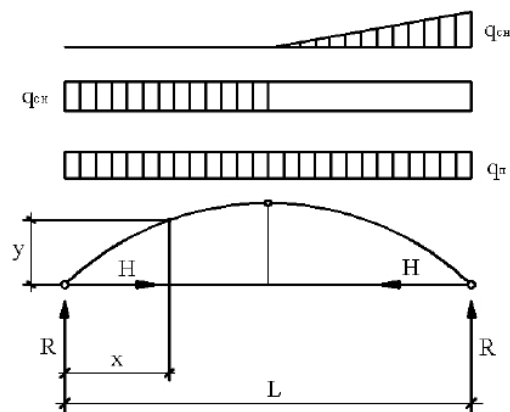


Рис.3.2 Розрахункова схема кругової арки.



Розрахункове значення постійного лінійного навантаження з урахуванням власної ваги арки:

$$q_n^p = 6,6 \text{ кН/м}$$

Значення розрахункового лінійного рівномірного розподілу снігового навантаження:

$$q_{сн}^p = 12,0 \text{ кН/м}$$

Максимальні зусилля в арці виникають при дії рівномірно розподіленого навантаження  $g = 18,6 \text{ кН/м}$  по прольоту. При цьому опорні реакції будуть визначатися за такими формулами:

вертикальні: 
$$A = B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{18,6 \cdot 66}{2} = 613,8 \text{ кН};$$

горизонтальні: 
$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{18,6 \cdot 66^2}{8 \cdot 22} = 460,4 \text{ кН}.$$

Максимальний згинальний момент в рамі виникає в перетині, що знаходиться на відстані  $1/4$  прольоту арки:  $x = l/4 = 66/4 = 16,5 \text{ м}$ ;  $y = 18 \text{ м}$ .

Визначимо по ПК SCAD Декор розрахункові зусилля в цьому перерізі:

$$M = 2532 \text{ кНм}; N = -550 \text{ кН}; Q = 60 \text{ кН}.$$

*Підбір перерізів і перевірка напружень*

У небезпечному перерізі  $M_{max} = 2532 \text{ кНм}$ , поздовжня сила  $N = 550 \text{ кН}$ .

Оптимальна висота поперечного перерізу арки знаходиться в межах  $(1/30 - 1/50)l = (1/30 - 1/50)6600 = 220 - 132 \text{ см}$ . Для виготовлення арок приймаємо пиломатеріал з сосни 1 сорту товщиною  $4,2 \text{ см}$ . При  $h > 120 \text{ см}$ ,  $\delta_{сл} = 4,2 \text{ см}$  і коефіцієнти умов роботи будуть  $m_b = 0,8$ ,  $m_{сл} = 0,95$ ,  $m_{гн} = 1$ ;  $m_d = 0,8$ , відповідно розрахунковий опір стиску і вигину (табл. 3 [7]):

$$R_c = \frac{16 \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} \cdot m_b \cdot m_d}{\gamma_n} = \frac{16 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,8}{1,0} = 9,76 \text{ МПа} = 0,976 \text{ кН/см}^2.$$

Приймаємо попередньо висоту перетину арки  $h = 2000 \text{ мм}$ .

Приймаємо висоту перетину трохи більше необхідної, при цьому висота перетину повинна складатися з цілого числа дощок, тобто приймаємо 52 шарів товщиною після строжки  $\delta = 42 \text{ мм}$ , тоді:  $h = 50 \cdot 42 = 2100 \text{ мм}$ .

Приймаємо  $\beta = h/b = 5$  і приймаємо ширину перетину арки:  $b = 420$  мм з двох дощок шириною 225мм (ширина дощок після стругання 210мм).

Геометричні характеристики прийнятого перерізу арки:

$$F_{розр} = b \cdot h = 0,42 \cdot 2,1 = 882 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$W_{розр} = \frac{b \cdot h_{zn}^2}{6} = \frac{0,42 \cdot 2,1^2}{6} = 308,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$J_{розр} = \frac{b \cdot h_{zn}^3}{12} = \frac{0,42 \cdot 2,1^3}{12} = 324 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Відповідно до п. 5.2 [7] до розрахункових опорів приймаються такі коефіцієнти умов роботи:

$$m_e = 1 \text{ (табл. 7);}$$

$$m_T = 1 \text{ (п. 5.2б);}$$

$$m_\delta = 0,8 \text{ (п. 5.2в);}$$

$$m_\delta = 0,8 \text{ (табл. 9);}$$

$$m_{сл} = 0,95 \text{ (табл. 10);}$$

$$m_{zn} = 1 \text{ (табл. 11, для } R_c \text{ и } R_u);$$

$$m_{zn} = 1 \text{ (табл. 11, для } R_p).$$

Перевірка напружень при стисканні з вигином

Розрахункові опори деревини сосни 1 сорту, з урахуванням всіх коефіцієнтів умов роботи, визначимо за формулами:

- стиску і вигину:

$$R_c = R_u = \frac{16 \cdot m_\delta \cdot m_\delta \cdot m_{сл} \cdot m_{zn}}{\gamma_n} = \frac{16 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cdot 0,95 \cdot 1}{1,0} = 9,76 \text{ МПа.}$$

Розрахункова довжина піварки  $l_{np} = 42$  м, радіус інерції перерізу

$$i = 0,289 \cdot 2,1 = 0,6069, \text{ тоді гнучкість } \lambda = l_{np} / i = 42 / 0,6069 = 69,2.$$

$$\text{Коефіцієнт } \varphi \text{ визначаємо за формулою: } \varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{69,2^2} = 0,626$$

Далі слід визначити коефіцієнт  $\xi$ , що враховує додатковий момент від поздовжньої сили внаслідок прогину елемента:

$$\xi = 1 - \frac{N_0}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{расч}} = 1 - \frac{460,4 \cdot 10^{-3}}{0,626 \cdot 9,76 \cdot 882 \cdot 10^{-3}} = 0,915,$$

де  $N_0 = H$  – зусилля в коньковому шарнірі.

Згинальний момент від дії поздовжніх і поперечних навантажень, що визначається за деформованою схемою, буде дорівнювати:

$$M_\partial = \frac{M}{\xi} = \frac{2532}{0,915} = 2767 \text{ кНм.}$$

Для криволінійної ділянки при відношенні  $\frac{h}{r} = \frac{2,1}{35,75} = 0,07 < \frac{1}{7} = 0,14$ ,

Відповідно з п. 6.17 [7], немає необхідності перевіряти міцність для зовнішньої і внутрішньої крайок.

Визначимо напруги в розрахунковому перерізі за формулою:

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_\partial}{W_\partial} = \frac{550 \cdot 10^{-3}}{882 \cdot 10^{-3}} + \frac{2767 \cdot 10^{-3}}{308,7 \cdot 10^{-3}} = 9,59 \text{ МПа} < R_c = 9,76 \text{ МПа};$$

Тобто, умова міцності задовольняється.

Перевіримо економічність підбору перетину:

$$\Delta = \frac{9,76 - 9,59}{9,76} \cdot 100\% = 1,7\% < 5\% \text{ – переріз неекономічний.}$$

Остаточно приймаємо арку з розмірами поперечного перерізу:

$$h = 2100 \text{ мм}; b = 420 \text{ мм};$$

### 3.4. Варіант II. Арки наскрізного перетину.

Проліт арки 66 м, крок арок 5 м. Матеріали - деревина з сосни 1-го сорту, металеві конструкції - сталь марки С235.

Основні несучі конструкції покриття:

- Дерев'яні арки наскрізного перерізу;

- Прогони з бруса довжиною 5 м з кроком 1,5 м;

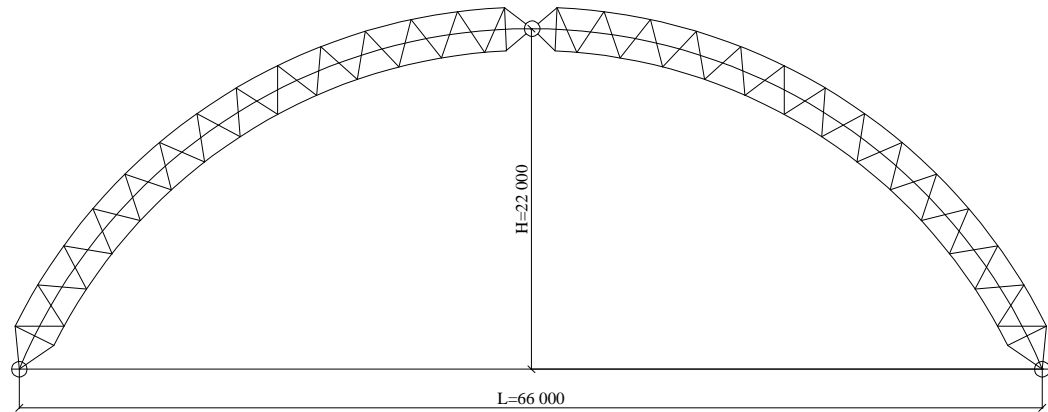


Рис.3.3 Схема арки наскрізного перетину

### *Геометричні параметри арки*

- Розрахунковий проліт рами складає 66 м.
- кут нахилу дотичний в розрахунковому перерізі  $\alpha = 34^\circ$ ;
- $\operatorname{tg}\alpha = 0,675$ ;  $\sin\alpha = 0,56$ ;  $\cos\alpha = 0,85$ .

Висота рами в коньку  $f = 22,0$  м (висота по осі рами).

Арка може вважатися пологою, бо  $f/l = 22/66 \leq 1/3$ .

Радіус осі арки визначається за формулою:

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{66^2 + 4 \cdot 22^2}{8 \cdot 22} = 35,75 \text{ м}$$

Центральний кут дуги арки:

$$\alpha = 2 \cdot \arccos\left(\frac{R - f}{R}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{35,75 - 22}{35,75}\right) = 134,72^\circ$$

Довжина осі арки:

$$S = \frac{\pi R \alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 35,75 \cdot 134,72}{180} = 84 \text{ м}$$

Збір навантажень на арку

Навантаження від покриття (постійне навантаження) - приймаємо за попередньо виконаними розрахунками огорожувальних конструкцій.

нормативне  $g^H = 0,385 \text{ кН/м}^2$ ; розрахункове  $g^P = 0,420 \text{ кН/м}^2$ .

Власну вагу арки визначаємо з виразу:

$$g_{c.v.} = \frac{g^H + S^H}{\frac{1000}{K_{c.v.}} \cdot l - 1} = \frac{0,385 + 1,68}{\frac{1000}{5 \cdot 66} - 1} = 1,02 \text{ кН/м}^2$$

Таблиця 3.2. Значення навантажень, що діють на несучу раму.

Найменування навантаження	Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт	Розрах. навантаження, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
Власна вага покриття $g^H = 0,385 \cdot 10 / \cos \alpha = 2,32$ $g^P = 0,42 \cdot 10 / \cos \alpha = 2,53$	2,32	-	2,53
Власна вага рами $g_{c.v.} = 1,02 \cdot 5 = 5,10$	5,10	1,1	5,61
<b>Всього:</b>	<b>7,42</b>		<b>8,14</b>
Снігове $S^H = 1,68 \cdot 5 = 8,40$ $S^P = 2,40 \cdot 5 = 12,00$	8,40	-	12,00
<b>Всього:</b>	<b>15,82</b>	-	<b>20,14</b>

Статичний розрахунок арки

Повне розрахункове постійне рівномірно розподілене навантаження:

$$q_n^p = 8,14 \text{ кН/м}$$

Розрахункова лінійна рівномірно розподілене снігове навантаження:

$$q_{сн}^p = 12,00 \text{ кН/м}$$

Максимальні зусилля в арці виникають при дії рівномірно розподіленого навантаження  $g = 20,14$  кН/м по прольоту. При цьому опорні реакції будуть визначатися за такими формулами:

$$\text{вертикальні:} \quad A = B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{20,14 \cdot 66}{2} = 664,62 \text{ кН};$$

$$\text{горизонтальні:} \quad H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{18,6 \cdot 66^2}{8 \cdot 22} = 498,47 \text{ кН}.$$

*Підбір перерізів і перевірка напружень*

Розглянемо нашу систему у вигляді звичайної трьохшарнірної арки.

В результаті розрахунку отримаємо наступні розрахункові зусилля в арці:  $M = 2742$  кНм;  $N = -598$  кН;  $Q = 65$  кН.

Оптимальна висота поперечного перерізу арки знаходиться в межах  $(1/15 - 1/25)l = (1/15 - 1/25)6600 = 440 - 264$  см. Для виготовлення поясів арок приймаємо пиломатеріал з сосни 1 сорту товщиною 4,2 см.

Приймаємо попередньо висоту перетину арки  $h = 2800$  мм. Верхній і нижній пояси складаються з двох спарених гнотоклеєних арок.

Визначимо зусилля в елементах арки:

$$\text{- верхній і нижній пояси: } N_n = \frac{M}{h_n} + \frac{N}{2} = \frac{2742}{2} + \frac{598}{2} = 1670 \text{ кН};$$

$$\text{- розкоси: } N_n = \frac{M}{2h_n} = \frac{2742}{2 \cdot 2,2} = 685,5 \text{ кН}.$$

З огляду на незначні відмінності розрахункових зусиль, а так само для уніфікації типорозмірів, верхній і нижній пояси приймаємо однаковими.

Поздовжнє зусилля в поясі:  $N_n = 1670$  кН. Приймаємо  $\beta = h/b = 5$ .

Попередньо приймаємо перетин у вигляді двох арок 650x140мм.

При  $h > 60$ см,  $\delta_{сл} = 4,2$ см відповідно до з п. 5.2[7] розрахункових опорів приймаються такі коефіцієнти умов роботи:

$$m_g = 1 \text{ (табл. 7); } m_T = 1 \text{ (п. 5.2б); } m_d = 0,8 \text{ (п. 5.2в); } m_\delta = 0,94 \text{ (табл. 9);}$$

$m_{cl} = 1,05$  (табл. 10);  $m_{zn} = 1$  (табл. 11, для  $R_c$  и  $R_u$  и  $R_p$ ).

Розрахунковий опір стисненню і вигину (табл. 3 [7]):

$$R_c = \frac{15 \cdot m_{cl} \cdot m_{zn} \cdot m_\sigma \cdot m_\delta}{\gamma_n} = \frac{16 \cdot 1,05 \cdot 0,95 \cdot 0,8}{1,0} = 11,97 \text{ МПа.}$$

Геометричні характеристики поясів прийнятого перерізу арки:

$$F_{расч} = b \cdot h = 0,14 \cdot 0,65 \cdot 2 = 182,0 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$W_{расч} = \frac{b \cdot h_{zn}^2}{6} = 2 \frac{0,14 \cdot 0,63^2}{6} = 19,72 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$J_{расч} = \frac{b \cdot h_{zn}^3}{12} = 2 \frac{0,14 \cdot 0,65^3}{12} = 6,41 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

*Перевірка напружень при стисканні*

Розрахункова довжина панелей верхнього і нижнього пояса  $l_n = 3$  м, радіус інерції  $i = 0,289 \cdot 0,65 = 0,18785$ , гнучкість  $\lambda = l_n / i = 3 / 0,18785 = 15,97 < 70$ .

$$\text{Коефіцієнт } \varphi: \quad \varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{15,97}{100} \right)^2 = 0,980;$$

Визначимо напруги в розрахунковому перерізі за формулою:

$$\sigma_c = \frac{N}{\varphi F_{расч}} = \frac{1670 \cdot 10^{-3}}{0,980 \cdot 182 \cdot 10^{-3}} = 9,54 \text{ МПа} < R_c = 11,97 \text{ МПа};$$

Таким чином, умова міцності задовольняється.

Перевіримо економічність перетину:  $\Delta = \frac{11,97 - 9,54}{11,97} \cdot 100\% = 20\% > 10\%$

Перетин підбрано неекономічно, менший перетин не задовольняє перевірок міцності і стійкості плоскої форми деформування.

Для криволінійної ділянки при відношенні:  $h/r = 2,8/35,75 = 0,08 < 1/7$ ,

Відповідно до с п. 6.17 СП [7], немає необхідності перевіряти міцність для зовнішньої і внутрішньої крайок.

Для розкосів приймаємо LVL брус з розрахунковим опором:

$$R_c = \frac{R_p \cdot m_\sigma \cdot m_\delta}{\gamma_n} = \frac{26,5 \cdot 1 \cdot 0,8}{1,0} = 21,2 \text{ МПа.}$$

Попередньо приймаємо брус перерізом 450x75мм.  $F_p = 33,75 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$ ;

Розрахункова довжина розкосів  $l_p = 2,5 \text{ м}$ , радіус інерції

$i = 0,289 \cdot 0,45 = 0,13005$ , гнучкість  $\lambda = l_{np}/i = 2,5/0,13005 = 19,22 < 70$ .

Коефіцієнт  $\varphi$ : 
$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{19,22}{100} \right)^2 = 0,970;$$

Визначимо напруги в розрахунковому перерізі за формулою:

$$\sigma_c = \frac{N}{\varphi F_{расч}} = \frac{685,5 \cdot 10^{-3}}{0,970 \cdot 33,75 \cdot 10^{-3}} = 20,94 \text{ МПа} < R_c = 21,2 \text{ МПа};$$

Таким чином, умова міцності виконується.

Перевіримо економічність підбору перетину:

$$\Delta = \frac{21,2 - 20,94}{21,2} \cdot 100\% = 1,2\% < 5\% - \text{сечение подобрано экономично.}$$

*Перевірка стійкості плоскої форми деформування арки*

Розрахунок на стійкість плоскої форми деформування слід проводити для арок будь-якого обрису за умови, якщо відношення висоти перерізу арки до ширини більше 5. Оскільки у нашому випадку  $h/b = 650/140 = 4,7 < 5$  – немає необхідності перевірки стійкості плоскої форми деформування.

Рама закріплена з площини прогонями з кроком 1,5 м.

Перевірка, виконана в ПК SCAD DEKOP, показала, що втрати стійкості плоскої форми деформування арки не відбувається.

Оскільки всі умови міцності і стійкості рами виконуються, приймаємо вихідний перетин як остаточний.  $h=2800 \text{ мм}$ ;  $b = 400 \text{ мм}$ .



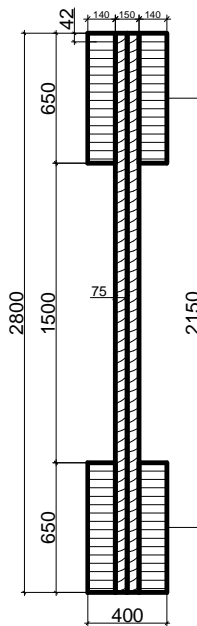


Рис.3.4 Перетин наскрізної арки

### 3.5. Варіант III. Хрестовий звід з трьохшарнірних арок.

Хрестовий звід з ребрами-арками (гурти) прольотом 30м, 66м і 72,5м відповідно для бічних, торцевих і діагональних арок і распалублення.

Матеріал - деревина з сосни 1-го сорту для гнукотклеєних арок.

*Збір навантажень на несучі конструкції каркасу*

Рівномірно розподілене по поверхні склепіння навантаження від ваги покриття і снігу повинне бути приведене до лінійного навантаження на ребра-арки. Для цього визначаємо площі ділянок склепіння, обмежених ребрами-арками, після чого, сукупне навантаження на кожній ділянці розподіляємо по довжині арок, що обмежують ці ділянки.

Площі распалубок:  $S_1 = 650 \text{ м}^2$ ;  $S_2 = 550 \text{ м}^2$ .

Довжина гуртів (арки-ребра):  $L_1 = 84 + 90 = 174\text{м}$ ;  $L_2 = 60 + 90 = 150\text{м}$ .

Навантаження від покриття (постійне навантаження) - приймаємо за попередньо виконаними розрахунками огорожувальних конструкцій.

нормативне  $g^H = 0,385 \text{ кН/м}^2$ ; розрахункове  $g^P = 0,420 \text{ кН/м}^2$ .

Власну вагу арки визначаємо з виразу:

$$g_{c.в.} = \frac{g^h + S^h}{\frac{1000}{K_{c.в.}} - 1} = \frac{0,385 + 1,68}{\frac{1000}{3,5 \cdot 66} - 1} = 0,58 \text{ кН/м}^2$$

$S^h$  – нормативне снігове навантаження;  $K_{c.в.}$  – коефіцієнт власної ваги;  
Снігове навантаження:

нормативне  $q^h = 1,68 \text{ кН/м}^2$ ; розрахункове  $q^p = 2,40 \text{ кН/м}^2$ .

Таким чином розрахункові навантаження на поверхню зводу:

Постійне  $q_{\Pi}^p = 0,42 + 0,58 = 1,0 \text{ кН/м}^2$ ; снігове  $q_{сн}^p = 2,40 \text{ кН/м}^2$ .

Визначимо лінійно розподілені сили по ребрах:

$$q_{\Pi}^1 = \frac{S_1 \cdot q_{\Pi}^p}{L_1} = \frac{650 \cdot 1,0}{174} = 3,74 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \quad q_{\Pi}^2 = \frac{S_2 \cdot q_{\Pi}^p}{L_2} = \frac{550 \cdot 1,0}{150} = 3,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$
$$q_{сн}^1 = \frac{S_1 \cdot q_{сн}^p}{L_1} = \frac{650 \cdot 2,4}{174} = 8,97 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \quad q_{сн}^2 = \frac{S_2 \cdot q_{сн}^p}{L_2} = \frac{550 \cdot 2,4}{150} = 8,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Визначаємо лінійно розподілене навантаження на кожну арку:

Арка еліптичного обрису прольотом 30м по бічному фасаді:

$$q_{\Pi}^{30} = 3,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \quad q_{сн}^{30} = 8,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Поперечна арка кругового обрису прольотом 66м (торцева):

$$q_{\Pi}^{66} = 3,74 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \quad q_{сн}^{66} = 8,97 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Поперечна арка кругового обрису прольотом 66м (серединна):

$$q_{\Pi}^{66} = 7,48 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \quad q_{сн}^{66} = 17,94 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Арки-гурти прольотом 72,5м (по лінії перетину):

$$q_{\Pi}^{66} = 7,41 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \quad q_{сн}^{66} = 17,77 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

### 3.5.1. Розрахунок гнукоткесної арки прольотом 30м

Трьохшарнірна арка прольотом 30 м. Стріла підйому по осі арки – 22м.

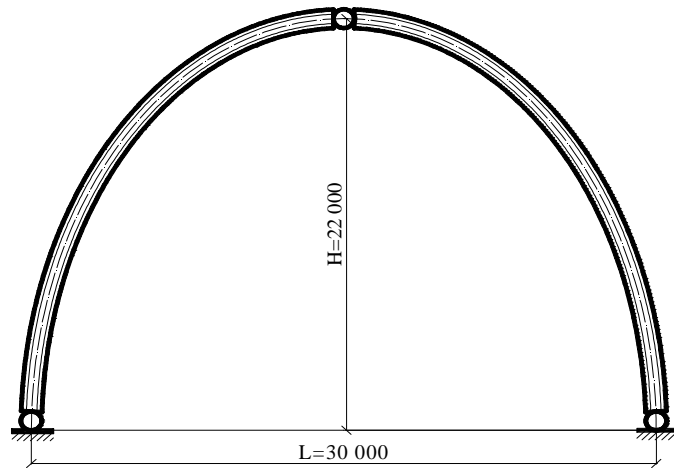


Рис.3.5 Схема бокової арки

Геометричні розміри

Розрахунковий проліт рами становить 30 м.

Висота рами в коньку  $f = 22,0$  м (висота по осі рами). Арка не може вважатися пологою (тобто крутою), бо  $f/l = 22/30 > 1/3$ .

Арка еліптичного обрису. Радіуси:  $R_1 = 22$ м,  $R_2 = 15$ м.

Довжина осі арки:  $S = 60$  м

Статичний розрахунок арки

Для визначення зусиль задамо розрахункову схему арки в ПК Radius + і наведемо рівномірне розподілене навантаження по прольоту до вузловій.

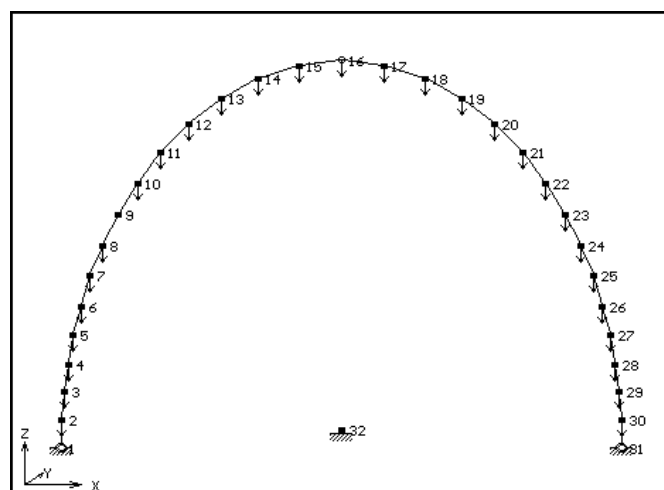


Рис.3.6 Розрахункова схема арки .

Розрахункове значення постійного лінійного навантаження з урахуванням власної ваги арки:

$$q_n^p = 3,67 \text{ кН/м}$$

Значення розрахункового лінійного рівномірно розподіленого снігового навантаження:

$$q_{сн}^p = 8,80 \text{ кН/м}$$

Максимальні зусилля в гнутих частинах рами виникають при дії рівномірно розподіленого навантаження  $g = 12,47 \text{ кН/м}$  по прольоту.

Максимальний згинальний момент виникає в перетині (координати):

$$x = 3,0 \text{ м}; y = 13,2 \text{ м.}$$

Отримані значення зусиль в розрахунковому перерізі арки:

$$M = 345 \text{ кНм}; N = -215 \text{ кН}; Q = 10 \text{ кН.}$$

*Підбір перерізів і перевірка напружень*

У небезпечному перерізі  $M_{max} = 345 \text{ кНм}$ , поздовжня сила  $N = 215 \text{ кН}$ .

Оптимальна висота поперечного перерізу арки знаходиться в межах  $(1/30 - 1/50)l = (1/30 - 1/50)3000 = 100 - 60 \text{ см}$ . Для виготовлення арок приймаємо пиломатеріал з сосни 1 сорту товщиною 26 мм. При  $h < 100 \text{ см}$ ,  $\delta_{сл} = 2,6 \text{ см}$  коефіцієнти умов роботи будуть  $m_{\delta} = 0,9$ ,  $m_{сл} = 1,05$ ,  $m_{гн} = 1$ ;  $m_{д} = 0,8$ , відповідно розрахунковий опір стиску і вигину (табл. 3 [7]):

$$R_c = \frac{16 \cdot m_{сл} \cdot m_{гн} \cdot m_{\delta} \cdot m_{д}}{\gamma_n} = \frac{16 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,8}{1,0} = 12,1 \text{ МПа.}$$

Приймаємо попередньо висоту перетину арки  $h = 1000 \text{ мм}$ .

Приймаємо висоту перетину трохи більше необхідної, при цьому висота перетину повинна складатися з цілого числа дощок, тобто приймаємо 40 шарів товщиною після строжки  $\delta = 26 \text{ мм}$ , тоді:  $h = 40 \cdot 26 = 1040 \text{ мм}$ .

Приймаємо  $\beta = h/b = 5$  і приймаємо ширину перерізу арки:  $b = 210 \text{ мм}$  з дощок шириною 225мм (ширина дощок після острожки 210мм).

Геометричні характеристики прийнятого перерізу арки:

$$F_{расч} = b \cdot h = 0,21 \cdot 1,04 = 218,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$W_{расч} = \frac{b \cdot h_{зн}^2}{6} = \frac{0,21 \cdot 1,04^2}{6} = 37,86 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$J_{расч} = \frac{b \cdot h_{зн}^3}{12} = \frac{0,21 \cdot 1,04^3}{12} = 19,69 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Відповідно до п. 5.2 [7] до розрахункових опорів приймаються такі коефіцієнти умов роботи:

$$m_{\sigma} = 1 \text{ (табл. 7); } m_{\tau} = 1 \text{ (п. 5.2б);}$$

$$m_{\delta} = 0,8 \text{ (п. 5.2в);}$$

$$m_{\delta} = 0,84 \text{ (табл. 9);}$$

$$m_{сл} = 1,1 \text{ (табл. 10);}$$

$$m_{зн} = 1 \text{ (табл. 11, для } R_c \text{ и } R_u);$$

$$m_{зн} = 1 \text{ (табл. 11, для } R_p).$$

Перевірка напружень при стисканні з вигином

Розрахункові опори деревини сосни 1 сорту, з урахуванням всіх коефіцієнтів умов роботи, визначимо за формулами:

- стиску і вигину:

$$R_c = R_u = \frac{16 \cdot m_{\delta} \cdot m_{\delta} \cdot m_{сл} \cdot m_{зн}}{\gamma_n} = \frac{16 \cdot 0,84 \cdot 0,8 \cdot 1,1 \cdot 1}{1,0} = 11,29 \text{ МПа,}$$

Розрахункова довжина піварки  $l_{пр} = 30$  м, радіус інерції перерізу

$i = 0,289 \cdot 1,04 = 0,30056$ , тоді гнучкість  $\lambda = l_{пр}/i = 30/0,30056 = 99,81$ .

Коефіцієнт  $\varphi$  визначаємо за формулою:  $\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{99,81^2} = 0,3$

Далі слід визначити коефіцієнт  $\xi$ , що враховує додатковий момент від поздовжньої сили внаслідок прогину елемента:

$$\xi = 1 - \frac{N_0}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{расч}} = 1 - \frac{69,62 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 11,29 \cdot 218,4 \cdot 10^{-3}} = 0,906,$$

Згинальний момент від дії поздовжніх і поперечних навантажень, що визначається за деформованою схемою, буде дорівнювати:

$$M_{\partial} = \frac{M}{\xi} = \frac{345}{0,906} = 380,8 \text{ кНм.}$$

Для криволінійної ділянки при відношенні  $\frac{h}{r} = \frac{1,04}{15} = 0,07 < \frac{1}{7} = 0,14$ ,

немає необхідності перевіряти міцність для зовнішньої і внутрішньої крайок.

Визначимо напруги в розрахунковому перерізі за формулою:

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_{\partial}}{W_{\partial}} = \frac{215 \cdot 10^{-3}}{218,4 \cdot 10^{-3}} + \frac{380,8 \cdot 10^{-3}}{37,86 \cdot 10^{-3}} = 11,05 \text{ МПа} > R_c = 10,75 \text{ МПа};$$

Тобто, умова міцності задовольняється.

Перевіримо економічність підбору перетину:

$$\Delta = \frac{11,29 - 11,05}{11,29} \cdot 100\% = 2,2\% < 5\% - \text{сечение подобрано экономично.}$$

Остаточно приймаємо арку з розмірами поперечного перерізу:

$h=1040$  мм;  $b = 210$  мм;

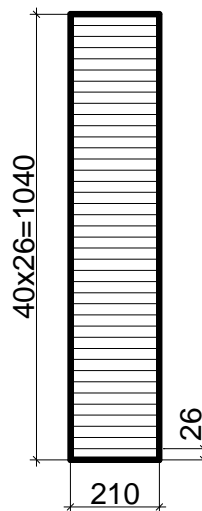


Рис.3.7 Поперечний переріз арки

#### *Перевірка стійкості плоскої форми деформування арки*

Розрахунок на стійкість плоскої форми деформування слід проводити для арок будь-якого обрису за умови, якщо відношення висоти перерізу арки до ширини більше 5.

Враховуючи відношення  $h/b = 1040/220 = 4,7 < 5$  немає необхідності в перевірці стійкості плоскої форми деформування арки.

Рама закріплена з площини:

- в покритті по зовнішній кромці - прогонами,

Оскільки всі умови міцності і стійкості рами виконуються, приймаємо вихідний перетин як остаточний.  $h=1040$  мм;  $b = 220$  мм.

### 3.5.2. Розрахунок гнукотесної арки прольотом 66м

Проліт гнукотесної арки - 66м. Стріла підйому - 22м.

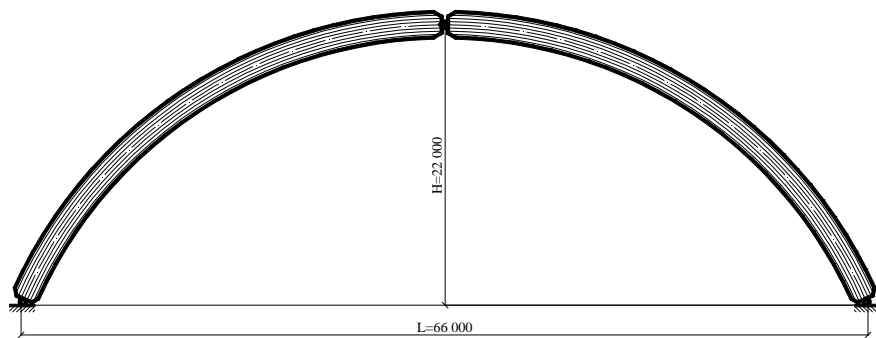


Рис.3.8 Схема торцевої арки.

Геометричні розміри

Розрахунковий проліт рами складає 66 м.

кут нахилу дотичної в розрахунковому перерізі  $\alpha = 34^\circ$ ;

$\operatorname{tg}\alpha = 0,675$ ;  $\sin\alpha = 0,56$ ;  $\cos\alpha = 0,85$ .

Висота рами в коньку  $f = 22,0$  м (висота по осі рами).

Арка може вважатися пологою, бо  $l=22/66 \leq 1/3$ .

Радіус осі арки визначається за формулою:

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{66^2 + 4 \cdot 22^2}{8 \cdot 22} = 35,75 \text{ м}$$

Центральний кут дуги арки:

$$\alpha = 2 \cdot \arccos\left(\frac{R-f}{R}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{35,75 - 22}{35,75}\right) = 134,72^\circ$$

Довжина осі арки:

$$S = \frac{\pi R \alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 35,75 \cdot 134,72}{180} = 84 \text{ м}$$

Статичний розрахунок торцевої арки

За розрахункове приймається перетин з найбільшим по модулю значенням згинального моменту. Розрахункове значення поздовжньої сили визначається для того ж сполучення навантажень, при якому отриманий максимальний момент.

Розрахункове значення постійної лінійної навантаження на арку:

$$q_n^p = 3,74 \text{ кН/м}$$

Розрахункове лінійно рівномірно розподілене снігове навантаження:

$$q_{сн}^p = 8,97 \text{ кН/м}$$

Максимальні зусилля в гнутій частині рами виникають при дії рівномірно розподіленого навантаження  $g = 12,71 \text{ кН/м}$  по прольоту. При цьому опорні реакції будуть визначатися за такими формулами:

вертикальні: 
$$A = B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{12,71 \cdot 66}{2} = 420 \text{ кН};$$

горизонтальні: 
$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{12,71 \cdot 66^2}{8 \cdot 22} = 315 \text{ кН}.$$

Максимальний згинальний момент в рамі виникає в перетині, що знаходиться на відстані 1/4 прольоту арки:

$$x = l/4 = 66/4 = 16,5 \text{ м}; y = 18 \text{ м}.$$

Згинальний момент  $M$ , поздовжню силу  $N$  і поперечні зусилля  $Q$  в цьому перерізі визначимо за відповідною розрахунковою схемою в ПК SCAD Декор:

$$M = 1730 \text{ кНм}; N = -380 \text{ кН}; Q = 40 \text{ кН}.$$



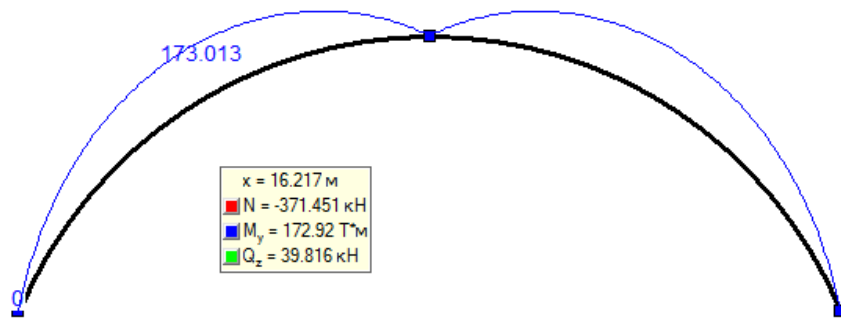


Рис.3.9 Характер епюри M і значення M, N, Q по ПК SCAD при рівномірно розподіленому розрахунковому навантаженні по прольоту арки.

Підбір перерізів і перевірка напружень

У небезпечному перерізі  $M_{\max} = 1730$  кНм, поздовжня сила  $N = 380$  кН.

Оптимальна висота поперечного перерізу арки знаходиться в межах  $(1/30 - 1/50)l = (1/30 - 1/50)6600 = 220 - 132$  см. Для виготовлення арок приймаємо пиломатеріал з сосни 1 сорту товщиною 4,2 см. При  $h > 120$  см,  $\delta_{\text{сл}} = 4,2$  см і коефіцієнти умов роботи будуть  $m_b = 0,8$ ,  $m_{\text{сл}} = 0,95$ ,  $m_{\text{гн}} = 1$ ;  $m_d = 0,8$ , відповідно розрахунковий опір стиску і вигину (табл. 3 [7]):

$$R_c = \frac{16 \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{гн}} \cdot m_b \cdot m_d}{\gamma_n} = \frac{16 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,8}{1,0} = 9,76 \text{ МПа.}$$

Приймаємо попередньо висоту перетину арки  $h = 1800$  мм.

Приймаємо висоту перетину трохи більше необхідної, при цьому висота перетину повинна складатися з цілого числа дощок, тобто приймаємо 45 шарів товщиною після строжки  $\delta = 42$  мм, тоді:  $h = 45 \cdot 42 = 1890$  мм.

Приймаємо  $\beta = h/b = 5$  і приймаємо ширину перетину арки:  $b = 360$  мм з двох дощок шириною 200 мм (ширина дощок після острожки 180мм).

Геометричні характеристики прийнятого перерізу арки:

$$F_{\text{расч}} = b \cdot h = 0,36 \cdot 1,89 = 680,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$W_{\text{расч}} = \frac{b \cdot h_{\text{гн}}^2}{6} = \frac{0,36 \cdot 1,89^2}{6} = 214,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$J_{расч} = \frac{b \cdot h_{сн}^3}{12} = \frac{0,36 \cdot 1,89^3}{12} = 202,5 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Відповідно до п. 5.2 [7] до розрахункових опорів приймаються такі коефіцієнти умов роботи:

$$m_B = 1 \text{ (табл. 7);}$$

$$m_T = 1 \text{ (п. 5.2б);}$$

$$m_d = 0,8 \text{ (п. 5.2в);}$$

$$m_\delta = 0,8 \text{ (табл. 9);}$$

$$m_{сл} = 0,95 \text{ (табл. 10);}$$

$$m_{ГН} = 1 \text{ (табл. 11, для } R_c \text{ и } R_u);$$

$$m_{ГН} = 1 \text{ (табл. 11, для } R_p).$$

Перевірка напружень при стисканні з вигином

Розрахункові опори деревини сосни 1 сорту, з урахуванням всіх коефіцієнтів умов роботи, визначимо за формулами:

- стиску і вигину:

$$R_c = R_u = \frac{16 \cdot m_\epsilon \cdot m_\delta \cdot m_{сл} \cdot m_\sigma}{\gamma_n} = \frac{16 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,95 \cdot 0,8}{1,0} = 9,76 \text{ МПа,}$$

Розрахункова довжина піварки  $l_{пр} = 42 \text{ м}$ , радіус інерції перерізу

$$i = 0,289 \cdot 1,89 = 0,54621, \text{ тоді гнучкість } \lambda = l_{пр} / i = 42 / 0,54621 = 76,89.$$

$$\text{Коефіцієнт } \varphi \text{ визначаємо за формулою: } \varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{76,89^2} = 0,507$$

Далі слід визначити коефіцієнт  $\xi$ , що враховує додатковий момент від поздовжньої сили внаслідок прогину елемента:

$$\xi = 1 - \frac{N_0}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{расч}} = 1 - \frac{315 \cdot 10^{-3}}{0,507 \cdot 9,76 \cdot 680,4 \cdot 10^{-3}} = 0,906,$$

Згинальний момент від дії поздовжніх і поперечних навантажень, що визначається за деформованою схемою, буде дорівнювати:

$$M_{\partial} = \frac{M}{\xi} = \frac{1730}{0,906} = 1910 \text{ кНм.}$$

Для криволінійної ділянки при відношенні  $\frac{h}{r} = \frac{1,89}{35,75} = 0,06 < \frac{1}{7} = 0,14$ ,

немає необхідності перевіряти міцність для зовнішньої і внутрішньої крайок.

Визначимо напруги в розрахунковому перерізі арки:

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_{\partial}}{W_{\partial}} = \frac{380 \cdot 10^{-3}}{680,4 \cdot 10^{-3}} + \frac{1910 \cdot 10^{-3}}{214,3 \cdot 10^{-3}} = 9,47 \text{ МПа} < R_c = 9,76 \text{ МПа};$$

Тобто., умова міцності задовольняється.

Перевіримо економічність підбору перетину:

$$\Delta = \frac{9,76 - 9,47}{9,76} \cdot 100\% = 3\% < 5\% - \text{сечение подобрано экономично.}$$

Остаточно приймаємо арку з розмірами поперечного перерізу:

$h=1890 \text{ мм}; b = 360 \text{ мм};$

### 3.5.3. Розрахунок гнутоклеєної арки прольотом 72,5м

Проліт гнутоклеєної арки – 72,5м. Стріла підйому – 22м.

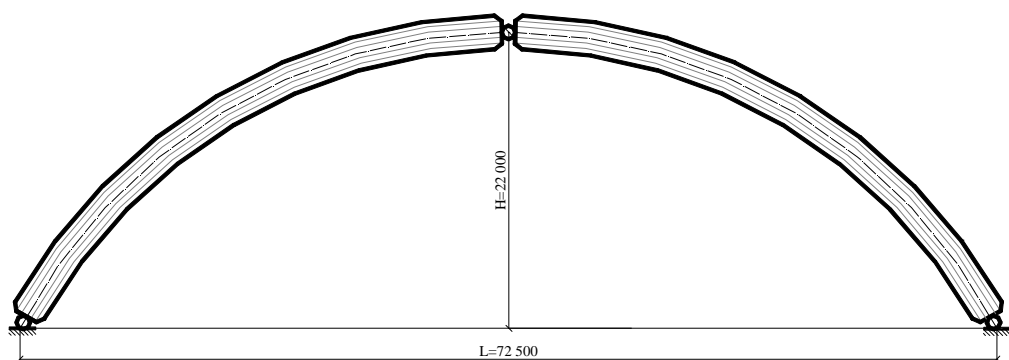


Рис.3.10 Схема діагональної арки.

Геометричні розміри

Розрахунковий проліт рами становить 72,5 м.

кут нахилу дотичної в розрахунковому переріз  $\alpha = 26^\circ$ ;

$\operatorname{tg}\alpha = 0,488$ ;  $\sin\alpha = 0,438$ ;  $\cos\alpha = 0,899$ .

Висота рами в коньку  $f = 22,0$  м (висота по осі рами).

Арка може вважатися пологою, тому що  $f/l=22/66\leq 1/3$ .

Радіус осі арки визначається за формулою:

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{72,5^2 + 4 \cdot 22^2}{8 \cdot 22} = 40,865 \text{ м}$$

Центральний кут дуги арки:

$$\alpha = 2 \cdot \arccos\left(\frac{R - f}{R}\right) = 2 \cdot \arccos\left(\frac{40,865 - 22}{40,865}\right) = 125^\circ$$

Довжина осі арки:

$$S = \frac{\pi R \alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 40,865 \cdot 125}{180} = 89,12 \text{ м}$$

Статичний розрахунок діагональної арки

За розрахункове приймається перетин з найбільшим по модулю значенням згинального моменту. Розрахункове значення поздовжньої сили визначається для того ж сполучення навантажень, при якому отриманий максимальний момент.

Розрахункове значення постійної лінійної навантаження на арку:

$$q_n^p = 7,41 \text{ кН/м}$$

Розрахункове лінійне рівномірно розподілене снігове навантаження:

$$q_{сн}^p = 17,77 \text{ кН/м}$$

Максимальні зусилля в гнутих частини рами виникають при дії рівномірно розподіленого навантаження  $g = 25,18$  кН/м по прольоту.

При цьому опорні реакції мають таке значення:

вертикальні 
$$A = B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{25,18 \cdot 72,5}{2} = 912,8 \text{ кН};$$

горизонтальні: 
$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{25,18 \cdot 72,5^2}{8 \cdot 22} = 752 \text{ кН}.$$

Максимальний згинальний момент в рамі виникає в перетині, що знаходиться на відстані 1/4 прольоту арки:

$$x = l/4 = 66/4 = 16,5 \text{ м}; y = 17,75 \text{ м}.$$

Згинальний момент  $M$ , поздовжню силу  $N$  і поперечні зусилля  $Q$  в цьому перерізі визначимо за відповідною розрахунковою схемою в ПК SCAD Декор:

$$M = 4060 \text{ кНм}; N = -865 \text{ кН}; Q = 75 \text{ кН}.$$

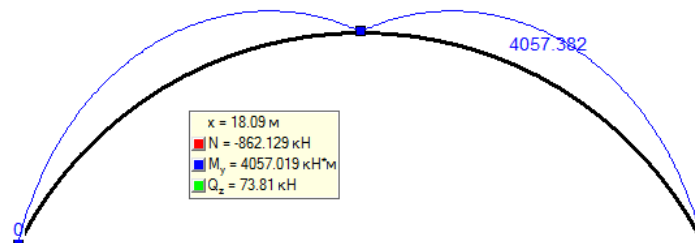


Рис.3.11 Характер епюри  $M$  і значення  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  по ПК SCAD при рівномірно розподіленому розрахунковому навантаженні по прольоту арки.

Підбір перерізів і перевірка напружень

У небезпечному перерізі  $M_{\max} = 4060 \text{ кНм}$ , поздовжня сила  $N = 865 \text{ кН}$ .

Оптимальна висота поперечного перерізу арки знаходиться в межах  $(1/30 - 1/50)l = (1/30 - 1/50)7250 = 242 - 145 \text{ см}$ . Для виготовлення арок приймаємо пиломатеріал з сосни 1 сорту товщиною 4,2 см. При  $h > 120 \text{ см}$ ,  $\delta_{\text{сл}} = 4,2 \text{ см}$  і коефіцієнти умов роботи будуть  $m_b = 0,8$ ,  $m_{\text{сл}} = 0,95$ ,  $m_{\text{гн}} = 1$ ;  $m_d = 0,8$ , відповідно розрахунковий опір стиску і вигину (табл. 3 [7]):

$$R_c = \frac{16 \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{гн}} \cdot m_b \cdot m_d}{\gamma_n} = \frac{16 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,8}{1,0} = 9,76 \text{ МПа} = 9,76 \text{ кН/см}^2.$$

Приймаємо попередньо висоту перетину арки  $h = 2400 \text{ мм}$ .

Приймаємо висоту перетину трохи більше необхідної, при цьому висота перетину повинна складатися з цілого числа дощок, тобто приймаємо 60 шарів товщиною після строжки  $\delta = 42$  мм, тогдa:  $h = 60 \cdot 42 = 2520$  мм.

Приймаємо  $\beta = h/b = 5$  і приймаємо ширину перетину арки:  $b = 470$  мм з двох дощок шириною 250 мм (ширина дощок після острожки 235 мм).

Геометричні характеристики прийнятого перерізу арки:

$$F_{\text{расч}} = b \cdot h = 0,47 \cdot 2,52 = 1184,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$W_{\text{расч}} = \frac{b \cdot h_{\text{zn}}^2}{6} = \frac{0,47 \cdot 2,52^2}{6} = 497,45 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$J_{\text{расч}} = \frac{b \cdot h_{\text{zn}}^3}{12} = \frac{0,47 \cdot 2,52^3}{12} = 626,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Відповідно до п. 5.2 [7] до розрахункових опорів приймаються такі коефіцієнти умов роботи:

$$m_b = 1 \text{ (табл. 7);}$$

$$m_T = 1 \text{ (п. 5.2б);}$$

$$m_d = 0,8 \text{ (п. 5.2в);}$$

$$m_\delta = 0,8 \text{ (табл. 9);}$$

$$m_{\text{сл}} = 0,95 \text{ (табл. 10);}$$

$$m_{\text{гн}} = 1 \text{ (табл. 11, для } R_c \text{ и } R_u);$$

$$m_{\text{гн}} = 1 \text{ (табл. 11, для } R_p).$$

Перевірка напружень при стисканні з вигином

Розрахункові опори деревини сосни 1 сорту стиску і вигину, з урахуванням всіх коефіцієнтів умов роботи, визначимо за формулою:

$$R_c = R_u = \frac{16 \cdot m_b \cdot m_\delta \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_d}{\gamma_n} = \frac{16 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,95 \cdot 0,8}{1,0} = 9,76 \text{ МПа,}$$

Розрахункова довжина піварки  $l_{\text{пр}} = 44,56$  м, радіус інерції перерізу

$$i = 0,289 \cdot 2,52 = 0,72828, \text{ тоді гнучкість } \lambda = l_{\text{пр}} / i = 44,56 / 0,72828 = 61,19.$$

Коефіцієнт  $\varphi$  визначаємо за формулою:  $\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{61,19^2} = 0,801$

Далі слід визначити коефіцієнт  $\xi$ , що враховує додатковий момент від поздовжньої сили внаслідок прогину елемента:

$$\xi = 1 - \frac{N_0}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{рас}} = 1 - \frac{752 \cdot 10^{-3}}{0,801 \cdot 9,76 \cdot 1184,4 \cdot 10^{-3}} = 0,919,$$

Згинальний момент від дії поздовжніх і поперечних навантажень, що визначається за деформованою схемою, буде дорівнювати:

$$M_\delta = \frac{M}{\xi} = \frac{4060}{0,919} = 4420 \text{ кНм.}$$

Для криволінійної ділянки при відношенні  $\frac{h}{r} = \frac{2,52}{40,87} = 0,07 < \frac{1}{7} = 0,14$ ,

немає необхідності перевіряти міцність для зовнішньої і внутрішньої крайок.

Визначимо напруги в розрахунковому перерізі арки:

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_\delta}{W_e} = \frac{865 \cdot 10^{-3}}{1184,4 \cdot 10^{-3}} + \frac{4420 \cdot 10^{-3}}{497,45 \cdot 10^{-3}} = 9,62 \text{ МПа} < R_c = 9,76 \text{ МПа};$$

Тобто, умова міцності задовольняється.

Перевіримо економічність підбору перетину:

$$\Delta = \frac{9,76 - 9,62}{9,76} \cdot 100\% = 1,5\% < 5\% - \text{сечение подобрано экономично.}$$

Арка задовольняє перевірки зі стійкості за розрахунком в ПК SCAD.

Остаточню приймаємо арку з розмірами поперечного перерізу:

$h=2520$  мм;  $b = 470$  мм;

### 3.6. Техніко-економічне порівняння конструктивних рішень

Проведемо аналіз техніко-економічних показників для виявлення переваг і недоліків розглянутих варіантів, факторів, що впливають на їх ефективність і виявлення шляхів вдосконалення конструкцій.

Для всебічної оцінки розроблених конструкцій з дерева розглянемо наступні техніко-економічні показники:

- 1) загальну масу конструкцій, в.т.ч. сталевих елементів і деталей;
- 2) обсяг дерев'яних елементів;
- 3) витрата пиломатеріалів для виготовлення конструкцій;
- 4) трудомісткість зведення;
- 5) вартість виготовлення конструкцій;

При порівнянні варіантів будемо розглядати лише основні несучі конструкції, тому що покриття у всіх варіантах істотно не відрізняється.

Витрату сталі ведемо за коефіцієнтом витрати металу у відсотках від повної маси деревини конструкції в справі.

Таблиця 3. Техніко-економічні показники конструктивних рішень.

Найменування показників	Од. вим.	Дані за варіантами		
		1	2	3
1. Витрата матеріалів:				
деревина з урахуванням відходів	м <sup>3</sup>	4170	2604	3660
пиломатеріалів	м <sup>3</sup>			
клеєна деревина (у ділі)	м <sup>3</sup>	1852	435	1421
сталь	т	157,38	186,06	172,65
2. Загальна вага будівельних конструкцій	т	2267,0	1509,0	2024,3
3. Трудомісткість зведення	год-дн.	1440	2240	1920
4. Тривалість зведення	дні	90	140	120

Виходячи з ТЕП, вибираємо другий варіант конструктивного рішення: трьохшарнірна арка наскрізного перетину як найбільш доцільний.



## **РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях**

### **4.1 Охорона праці**

#### **4.1. Законодавча база України про охорону праці**

Законодавчими актами, що визначають основні положення з охорони праці, є загальні закони України, а також спеціальні законодавчі акти, які приймаються або затверджуються Кабінетом Міністрів України, Державним комітетом України по нагляду за охороною праці, Міністерством енергетики України та іншими відомствами.

Загальними законами України, що визначають основні положення з охорони праці, є Конституція України, Кодекс законів про працю України та Закон України «Про охорону праці». До законодавчої бази також належать Закони України: «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасних випадків на виробництві та професійних захворювань, які спричинили втрату працездатності», «Про охорону здоров'я», «Про пожежну безпеку», «Про забезпечення санітарного та епідеміологічного благополуччя населення», «Про загальнообов'язкове соціальне страхування у зв'язку з тимчасовою втратою працездатності та витратами, зумовленими народженням та похованням».

Спеціальними законодавчими актами є міжгалузеві та галузеві акти про охорону праці. Це Державні стандарти Системи стандартів безпеки праці, Будівельні норми та правила, Санітарні норми, Правила побудови електроустановок, та інші. Згідно ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» норми поширюються на загальнобудівельні і спеціальні будівельні роботи під час нового будівництва, розширення, ре-

конструкції, технічного переоснащення, капітального ремонту, реставрації будівель та споруд.

#### **4.1.2 Розрахунок штучного освітлення методом світлового потоку**

Розміри приміщення:  $A=12$  м;  $B=18$  м;  $H=6$  м.

Як джерела світла приймаються лампи типу ЛД - 80 і світильники LNB 258.

Вибір системи освітлення

Згідно з умовою можна віднести категорію виконуваних робіт до робіт малої точності з присвоєнням розряду **V**, підрозряду **v** (малий контраст на світлому фоні).

У виробничих цехах, як правило, застосовують систему загального освітлення.

У даній роботі буде проведений розрахунок загального освітлення робочого приміщення.

Відповідно до вибраного розрядом зорових робіт найменша освітленість робочої поверхні  $E_{\min}$  приймається рівною **150 лк**.

У приміщеннях висотою до 6 м рекомендується застосовувати люмінесцентні лампи, основною перевагою яких є висока світловіддача (до 75 лм/Вт. Термін служби до 10000 год, гарна передача кольору, низька температура.

У нашому випадку в умові завдання пропонуються лампи типу ЛД - 80.6.10.3

Визначення коефіцієнта запасу

Коефіцієнт запасу  $k$  враховує запиленість приміщення, зниження світлового потоку ламп в процесі експлуатації. Для приміщення з газорозрядними лампами  $k = 1,8$ .

### Визначення коефіцієнта мінімальної освітленості $Z$

Коефіцієнт мінімальної освітленості  $Z$  характеризує нерівномірність освітлення. Він є функцією багатьох змінних і найбільшою мірою залежить від відношення відстані між світильниками до розрахункової висоти. При розташуванні світильників в лінію (ряд), якщо витримано найбільш вигідне відношення  $L/h$ , для ламп ЛД рекомендується приймати  $Z = 1,1$ .

### Визначення коефіцієнта світлового потоку $\eta$

Для визначення коефіцієнта використання світлового потоку  $\eta$  знаходять індекс приміщення  $i$  і передбачувані коефіцієнти відображення поверхонь приміщення: стелі  $\rho_{\text{п}}$ , стін  $\rho_{\text{с}}$ , підлоги  $\rho_{\text{р}}$ . Для даного приміщення прийmemo:  $\rho_{\text{п}} = 30\%$ ,  $\rho_{\text{с}} = 10\%$ ,  $\rho_{\text{р}} = 10\%$ .

### Розрахунок індексу приміщення $i$

Індекс приміщення визначається за формулою:

$$i = \frac{A \cdot B}{h \cdot (A + B)},$$

де  $A$ ,  $B$ ,  $h$  – довжина, ширина і розрахункова висота (висота підвісу світильника над робочою поверхнею) приміщення, м.

$$h = H - h_{\text{св}} - h_{\text{р}},$$

де  $H$  – геометрична висота приміщення;

$h_{\text{св}}$  – звис світильника, приймаємо  $h_{\text{св}} = 0,5$  м;

$h_{\text{р}}$  – висота робочої поверхні.  $h_{\text{р}} = 1,0$  м.

Тоді  $h = 4,5$  м і індекс приміщення  $i = 1,6$ .

Коефіцієнт використання світлового потоку  $\eta$  є складна функція, що залежить від типу світильника, індексу приміщення, коефіцієнта відображення стелі стін і підлоги.

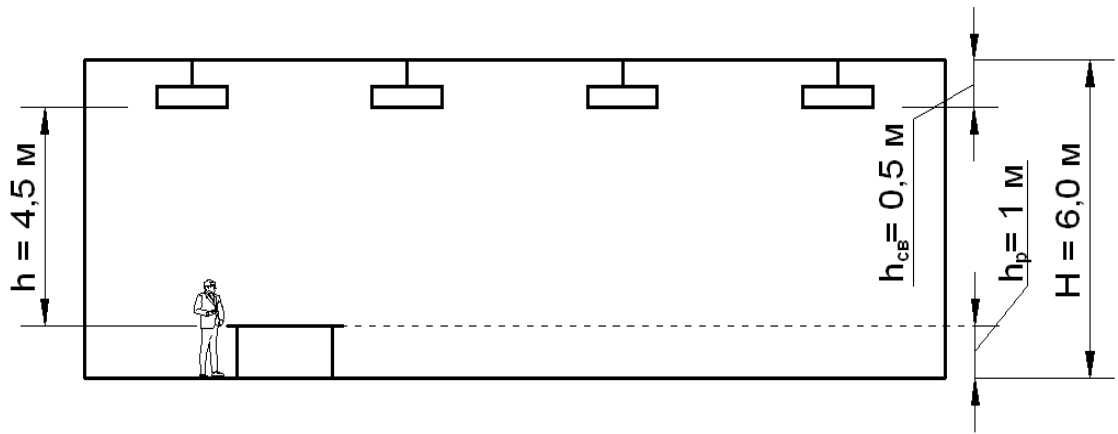


Рис.4.1 Параметри приміщення

За довідковими таблицями методом інтерполяції знаходимо  $\eta = 42,6$  %.

Для лампи ЛД - 80 значення світлового потоку  $\Phi_{\text{Л}} = 4070$  лм.

Освітлювана площа приймається рівною площі цеху:  $S = AB = 216$  м<sup>2</sup>.

Визначаємо кількість  $N$  використовуваних світильників, вважаючи, що кожен світильник містить дві лампи:

$$N = \frac{E_{\text{min}} \cdot k \cdot S \cdot Z}{\Phi_{\text{Л}} \cdot n \cdot \eta} = \frac{150 \cdot 1,8 \cdot 216 \cdot 1,1}{4070 \cdot 2 \cdot 0,426} = 15,88,$$

де  $E_{\text{min}}$  - мінімальна нормована освітленість, лк;

$k$  - коефіцієнт запасу;

$S$  - освітлювана площа, м<sup>2</sup>;

$Z$  - коефіцієнт мінімальної освітленості;

$N$  - число світильників;

$n$  - число ламп в світильнику;

$\eta$  - коефіцієнт використання світлового потоку в частках одиниці.

Приймаємо остаточно  $N = 16$ , кратне 4 лініям по 4 світильників.

Таким чином, при використанні ламп типу ЛД - 80 необхідне для забезпечення нормованого освітлення кількість світильників  $N = 16$ .

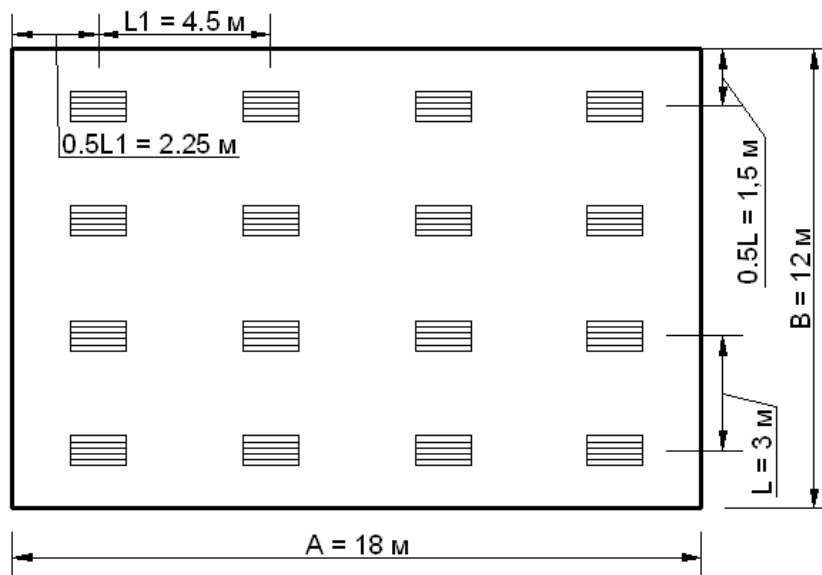


Рис.4.2 Схема розташування світильників

## **4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях**

Причини пожеж:

1) У побуті:

куріння в ліжку в нетверезому стані (температура сигарети до + 800 °

С)

витік побутового газу - в результаті відбувається вибух і пожежа. У приміщенні, де є запах газу, забороняється: включати або вимикати освітлення, електроприлади; користуватися мобільним і стаціонарним телефоном. При наявності запаху - вимкнути газові пальники і загальний кран біля газової плити, відкрити вікна і покинути приміщення;

2) У будівництві та промисловості:

іскри розплавленого металу від електро- та газового зварювання;  
несправні запобіжники, автомати, пошкоджена електропроводка;  
застосування вогню в приміщеннях, де використовуються нітрофарби, розчинники, паливно-мастильні матеріали, бітуми і т.п. ;

витік газу при газовому зварюванні;

самозаймання горючих матеріалів (промаслені ганчірки і т.п.);

вибухи балонів з горючими газами внаслідок їх нагрівання, ударів,

попадання масла на вентиляльні головки;

куріння поблизу горючих і легкозаймистих рідин, горючих матеріалів і

т.п.

### **4.2.1 Послідовність дій під час пожежі**

1. При появі запаху гару, диму, вогню - викликати пожежну охорону по «01», продублювати виклик, повідомити адресу, своє прізвище.

2. Натиснути кнопки системи оповіщення про пожежу.

3. Вжити всіх заходів для евакуації людей.

4. Включити систему автоматичного пожежогасіння, систему протидійного захисту.

5. Почати гасити пожежу підручними засобами.

6. Зустріти пожежну команду, відкрити ворота, вказати шлях під'їзду до осередку займання, вказати розташування зовнішніх гідрантів і схему включення в роботу протипожежного водопроводу.

7. При необхідності відключити електропостачання.

8. Зупинити роботу ліфтів.

9. Повідомити про пожежу керівництву організації.

Пожежна безпека на будівельному майданчику повинна бути забезпечена на рівні не нижче вимог,

1. На території будівельного майданчика площею 5 га і більше повинно бути не менше двох в'їздів з протилежних сторін майданчика.
2. Дороги повинні мати покриття, придатне для проїзду пожежних автомобілів в будь-який час року, ширина проїздів не менше 6 м.
3. Ворота для в'їзду мають бути шириною не менше 6 м.
4. Біля в'їзду на будівельний майданчик вивішуються схеми розміщення будівель, складів, місць розташування вододжерел, засобів пожежогасіння і зв'язку, схема мережі доріг.
5. Улаштування під'їздів та доріг необхідно завершити до початку основних будівельних робіт.
6. Побутовки для розміщення пожежної охорони і необхідні засоби пожежогасіння завозяться на будівельний майданчик в першу чергу.
7. Дороги вздовж будинків шириною більше 18 м повинні бути з двох сторін; при ширині будівлі більше 100 м - з усіх боків будівлі.
8. Відстань від внутрішнього краю дороги до стіни будівлі, споруди має:
  - для будівель заввишки до 28 м - не більше 8 м;

- для будівель заввишки понад 28 м - не більше 16 м.
9. Горючі будівельні матеріали повинні розміщуватися в штабелях або групами площею не більше 100 м<sup>2</sup>. Відстань між штабелями і будівлями - не менше 24 м.
  10. Застосування відкритого вогню (зварювання тощо.) В приміщеннях, де ведуться роботи з використанням горючих речовин (фарби і т.п.), категорично забороняється.
  11. До початку основних будівельних робіт на будові має бути забезпечене: протипожежне водопостачання від пожежних гідрантів на водогінній мережі, або від резервуарів води (водойм).
  12. Внутрішній пожежний водопровід і автоматичні системи пожежогасіння необхідно монтувати одночасно із зведенням будівлі.
  13. Протипожежний водопровід вводиться в дію до початку опоряджувальних робіт.
  14. Автоматичні системи пожежогасіння та сигналізації вводяться в дію до моменту початку пуско-налагоджувальних робіт в системах вентиляції, електропостачання, ліфтового обладнання та ін.
  15. Пожежні депо, передбачені проектом, повинні споруджуватися в першу чергу. Використання будівель пожежних депо під інші потреби забороняється.

#### **4.2.2 Вогнестійкість будівельних конструкцій**

Вогнестійкість будівельних конструкцій визначає їх здатність зберігати несучі та огорожувальні властивості під впливом відкритого полум'я і високої температури. Об'єктивно вогнестійкість оцінюється за часом (у хвилинах), протягом якого будівельна конструкція при дії нормативних навантажень і відкритого полум'я, високих температур не проявляє певних ознак, які



свідчать про неможливість її подальшої експлуатації (руйнуванні, появі наскрізних тріщин і т.п.) .

Показником вогнестійкості конструкції є межа вогнестійкості цієї конструкції. Межа вогнестійкості конструкцій дорівнює часу (в хвилинах), протягом якого конструкція під впливом чинників «стандартної» пожежі втрачає свої несучі та огороджувальні властивості.

Ознаками настання межі вогнестійкості будівельної конструкції є:

втрата несучої здатності (R, хв);

втрата цілісності, тобто поява наскрізних тріщин (E, хв);

втрата теплоізолювальної здатності, коли на протилежній від пожежі стороні конструкцій температура в середньому підвищується на 160°C (J, хв).

Таблиця 4.1 Необхідні межі вогнестійкості будівельних конструкцій, будівель і пожежних відсіків в залежності від їх ступеня вогнестійкості.

Ступінь вогнестійкості будівлі	Несучі елементи будівлі	Мінімальна межа вогнестійкості, хв					
		Зовнішні ненесучі стіни	Перекрыття міжповерхові, горищні та підвальні	Елементи покриття		Сходові клітки	
				Настили	Ферми, балки,	Внутрішні стіни	Марші та сходові клітки
I	R120	E30	REJ60	E30	E30	REJ120	R60
II	R90	E15	REJ45	E15	E15	REJ90	R60
III	R45	E15	REJ45	RE15	RE15	REJ60	R45
IV	R15	E15	REJ15	RE15	RE15	REJ45	R15
V	Не нормується						

Вогнестійкість конструкцій, як правило, визначається експериментально, шляхом впливу на конструкції усереднених температурних режимів реальних пожеж, так званого «стандартної» пожежі, що реалізується за допомо-

гою мазутних або газових пальників. Наростання температури при «стандартній» пожежі представлено на рис.4.3.

«Стандартна» пожежа використовується в якості еталонної при випробуванні будівельних конструкцій на вогнестійкість. При випробуваннях зразок конструкції навантажують нормативним навантаженням і поміщають в спеціальну вогневу камеру.

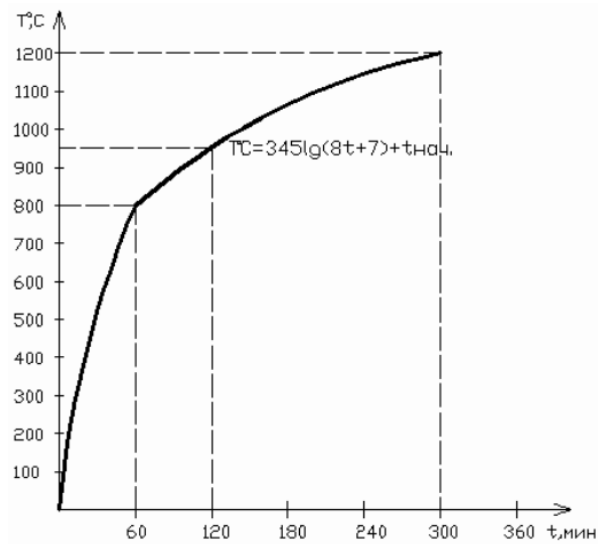


Рис.4.3 Крива «стандартної» пожежі

## ВИСНОВКИ

1. Розроблено основні об'ємно-планувальні, архітектурні та конструктивні рішення критого навчально-спортивного комплексу.;
2. Відповідно до визначених інженерно-геологічних умов будівництва, обрано тип фундаментів;
3. Виконано розрахунок основних несучих конструкцій стадіону;
4. Як варіанти для порівняння розглянуто 3 види каркасу будівлі:
  - 1) трьохшарнірні гнутоклеєні арки суцільного перетину;
  - 2) трьохшарнірні гнутоклеєні арки наскрізного перерізу;
  - 3) Хрестовий звід з розмірами в плані 66х30м;
5. Виходячи з ТЕП, вибираємо другий варіант конструктивного рішення: трьохшарнірна арка наскрізного перетину як найбільш доцільний;
6. Розроблено заходи по охороні праці та цивільному захисту населення від впливу іонізуючого випромінювання.

## БІБЛІОГРАФІЯ

1. ДБН В. 2.2-9-99 "Громадські будинки і споруди"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2000. – 34 с.
2. ДБН В.2.6.-31:2006 "Теплова ізоляція будівель"- К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 49 с.
3. Шерешевский И.А. "Конструирования гражданских зданий и сооружений"– Л.: Стройиздат, 1979. – 412 с.
4. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформації залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: автореф. дис...канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.А. Боярчук // Львів, 2003. -20с.
5. Валовой М.О. Технологія підсилення балок та вплив повторного навантаження на тріщиностійкість та деформативність / М.О. Валовой // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 456 – 462.
6. Валовой О.І. Ефективні методи реконструкції промислових будівель та інженерних споруд. Навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів за напрямком "Будівництво" / О.І. Валовой // Кривий Ріг: Мінерал, 2003. –266с.
7. Вахненко П.В. Реконструкция сельскохозяйственных зданий и сооружений / П.В. Вахненко, В.П. Вахненко, Ю.Д. Гармаш, Е.В. Клименко и др. // К.: Урожай, 1993. – 276 с.
8. Вахненко П.Ф. Уточнення розрахунку міцності балок у похилому перерізі / П.Ф. Вахненко, В.В. Добрянська // Будівництво України, 1997. - №2. – с. 37 – 39.
9. Вашкевич Р.В. Міцність, деформативність, тріщиностійкість залізобетонних балок, відновлених після корозії / Р.В. Вашкевич // Дис...канд. техн. наук: 05.23.01 / Львів, 2005. -143с.

10. Вироби бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажуванням. Правила оцінки міцності жорсткості та тріщиностійкості: ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). – К.: Укрархбудінформ, 1997. – 42 с.
11. Гвоздев А.А. К расчету прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов / А.А. Гвоздев, А.С. Залесов // Бетон и железобетон. – 1978. – №11. – С. 38-39.
12. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений // А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко. – К.: Логос, 2001. – 172 с.
13. Гольшев Б.А. Экспериментальные исследования железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы / Б.А. Гольшев, В.И. Колчунов, Г.А. Смоляго // Исследования строительных конструкций и сооружений. – М., 1980. – С. 26-42.
14. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування // Мінрегіонбуд України, Київ, 2009. – 97с.
15. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих та огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. – К.: Держбуд України, 2003. –82с.
16. Довбенко В.С. Дослідження роботи залізобетонних балок, підсилені полімерною композицією при дії малоциклових навантажень / В.С. Довбенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2011. – Вип. 22 – С. 787 – 794.
17. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування // Мінрегіонбуд України, Київ, 2010. – 166с.

18. Залесов А.С. Новый метод расчета прочности по наклонным сечениям / А.С. Залесов // Расчет и конструирование железобетонных конструкций. – НИИЖБ, 1977. – вып. 38. – 175 с.
19. Залесов А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А.С. Залесов, Ю.А. Климов // Киев: Будивельник, –1989. – 104с.
20. Катруца Ю.А. Состояние и перспективы развития базальтофибробетона и конструкций на его основе / Ю.А. Катруца, П.П. Кривошеев, А.Н. Бамбура // Сб. Строительные конструкции. – Вып.47-48. – К., НИИСК. – 1995. – С.3-10.
21. Кваша В.Г. Міцність і деформативність залізобетонних мостових балок, підсилених неметалевою арматурою / В.Г. Кваша, І.В. Мельник, М.Д. Климбуш, О. Шевчик // Актуальні проблеми будівництва та інженерії докiлля: зб. наук. праць. – Львів: НУЛП, 2001.
22. Кваша В.Г. Реконструкція залізобетонного моста з підсиленням балок приклеєними вуглепластиками / В.Г. Кваша, І.В. Мельник, М.Д. Климбуш // Ресурсоекономні конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне: Видавництво РДТУ, 2003. – Випуск 10 – С. 267 – 275.
23. Кваша В.Г. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними композитами / В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. Рівне, 2011. – Випуск 22 – С. 801 – 807.
24. Лозовский Д.А. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. - Новополоцк: Изд-во Полоцкого гос. ун-та. 1998. – 240 с.
25. Мальганов А.И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений / А.И. Мальганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук // Изд. Томского ун-та. - Томск. 1989 – 28 с.