

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Київський національний університет будівництва і архітектури

## ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

### ДЕРЕВ'ЯНІ ТРИШАРНІРНІ СТРІЛЧАСТІ АРКИ З КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ

Методичні вказівки  
до виконання розрахунково-графічної роботи  
«Конструкції будівель і споруд: Дерев'яні конструкції»  
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти  
спеціальності 191 «Архітектура і містобудування»,  
освітньої програми «Архітектура і містобудування»



Київ 2024

УДК 624.014.2

Д54

Укладачі: А. С. Білик, канд. техн. наук, доцент;  
В. Г. Тонкачєєв, канд. техн. наук, доцент;  
Т. О. Нілова, канд. техн. наук, доцент;  
М. К. Дауров, д-р філософії, доцент;  
О. Б. Глітін, канд. техн. наук, доцент

Рецензент Л. І. Лавріненко, канд. техн. наук, доцент

Відповідальний за випуск С. І. Білик, д-р техн. наук, професор

*Затверджено на засіданні кафедри металевих і дерев'яних  
конструкцій, протокол № 5 від 30 січня 2024 року*

В авторський редакції.

**Дерев'яні** конструкції. Дерев'яні тришарнірні стрілочасті арки з клеєної  
Д54 деревини [Електронний ресурс]: методичні вказівки до виконання  
розрахунково-графічної роботи «Конструкції будівель і споруд : Дерев'яні  
конструкції» / уклад. : Білик А. С. та ін. – Київ: КНУБА, 2024. – 72 с.

Розглянуто загальні положення проєтування тришарнірних стрілочастих арок з клеєної деревини. Встановлені задачі, зміст та порядок виконання розділів розрахунково-графічної роботи. Наведено необхідні для виконання розрахунково-графічної роботи навчальні, методологічні й нормативні дані з посиланням на першоджерела.

Призначено для здобувачів першого освітнього рівня (бакалавр) спеціальності 191 «Архітектура і містобудування» що навчаються за освітньою програмою «Архітектура і містобудування»

© КНУБА, 2024

## ЗМІСТ

Загальні положення	4
1. Загальні відомості про стрілчасті арки	5
2. Визначення геометрії	6
3. Збирання навантажень	8
4. Статичний розрахунок	17
5. Попередній підбір перерізу арки	27
6. Урахування умовних початкових відхилень	32
7. Перевірка за дотичними напруженнями або перевірка на сколювання	33
8. Перевірка міцності і стійкості арки у площині кривини	34
9. Перевірка стійкості арки із площині кривини	39
10. Розрахунок вузлів арки	43
11. Графічна частина	54
Список літератури	55
Додаток 1	56
Додаток 2	57
Додаток 3	58
Додаток 5	60
Додаток 6	6
Додаток 7	63
Додаток 8	65
Додаток 9	66
	72

## ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

**Мета дисципліни** – надати студентам теоретичні і практичні знання щодо розрахунку та конструювання конструкцій з дерева і полімерних матеріалів, навчити самостійної кваліфікованої роботи з нормативними та довідковими документами щодо проєктування дерев'яних та пластмасових конструкцій.

**Завдання дисципліни** – підготувати випускників, рівень професійних знань яких відповідає сучасним вимогам практичної діяльності кваліфікованого фахівця.

Дисципліна «Конструкції будівель і споруд» викладається на базі знань з фундаментальних та професійно-орієнтованих дисциплін: «Вища математика», «Фізика», «Теоретична механіка», «Будівельна механіка», «Опір матеріалів», «Архітектура будівель та споруд».

*У результаті вивчення навчальної дисципліни студент повинен:*

*Знати:* сучасні конструктивні форми конструкцій з дерева і пластмас, теоретичні основи розрахунку та проєктування конструкцій з дерева і пластмас;

*Вміти:*

- самостійно працювати з нормативними та довідковими документами щодо проєктування конструкцій з дерева і полімерних матеріалів;
- обирати для споруди відповідний матеріал та визначати його розрахункові характеристики;
- виконувати збір навантаження на несучі конструкції будівель і споруд;
- моделювати несучі елементи дерев'яних та пластмасових конструкцій за допомогою статично відповідних розрахункових схем;
- визначати внутрішні зусилля, що виникають в розрахункових перерізах елементів конструкцій з дерева і полімерних матеріалів;
- виконувати підбір розмірів поперечних перерізів елементів конструкцій з умов забезпечення несучої здатності та нормальних умов експлуатації;
- виконувати оцінку несучої здатності елементів конструкцій з дерева і полімерних матеріалів за двома групами граничних станів.

*Виконання розрахунково-графічної роботи містить такі етапи:*

- розробка конструктивної схеми та визначення загальних розмірів будівлі;
- визначення навантажень та складання розрахункової схеми;
- статичний розрахунок основних несучих конструкцій;
- підбір і перевірка поперечних перерізів основних несучих конструкцій;
- розрахунок та конструювання основних вузлів несучих конструкцій;
- виконання креслень і оформлення роботи.

З метою кращого засвоєння матеріалу, розділи доповнені графічними даними і прикладами.

## 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО СТРІЛЧАСТІ АРКИ

Арки із клеєної деревини – просторові конструкції, які можуть перекривати значні прольоти в будівлях різного призначення. До таких зокрема відносяться спортивні арени, виставкові центри, склади продукції тощо.



Рис.1.1. Льодова арена Richmond Olympic Oval, Канада 2008, Cannon Design, Проліт 100 м

За статичною схемою арки можуть бути двохарнірні і тришарнірні. Стрілчасті арки зазвичай виконують двошарнірними без затяжок і зазвичай перекривають проліт 12...45м.



Рис.1.2. Спорудження арок стрілкового абрису



Рис.1.3. Використання стрілчастих арок із клеєної деревини у покритті складу сипких матеріалів і у холі коледжу (ВБ)

## 2. ВИЗНАЧЕННЯ ГЕОМЕТРІЇ

### 2.1. Арки стрілкового абрису

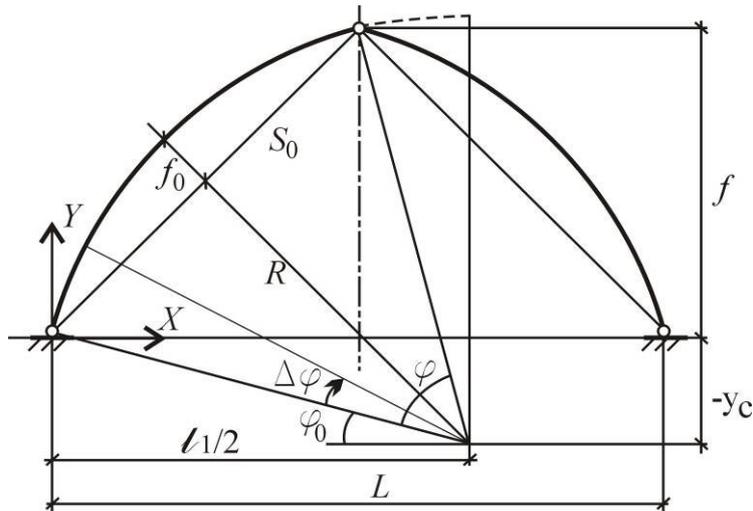


Рис. 2.1. До розрахунку геометрії арок стрілкового абрису

Стрілчасті арки складаються із двох сегментів кіл, центри яких не збігаються з віссю симетрії.

Заданими величинами, достатніми для обчислення геометрії стрілкової арки, є її проліт  $L$ , будівельна висота до гребеневого вузла  $f$  та стрілка вигину кожного сегменту по довжині  $f_0$ .

Довжина кожного сегменту дуги може бути обчислена як

$$S_0 = \sqrt{f^2 + (L/2)^2}. \quad (2.1)$$

Кут розкриття піварки:

$$\varphi = 2 \cdot \arcsin\left(\frac{0,5S_0}{R}\right). \quad (2.2)$$

Кут між опорою і повним радіусом:

$$\varphi_0 = 90^\circ - \arcsin\left(\frac{f}{0,5L}\right) - \frac{\varphi}{2}. \quad (2.3)$$

Радіус кожного кола:

$$R = \frac{S_0^2}{8f_0} + \frac{f_0}{2}. \quad (2.4)$$

При початку координат у першій опорі зліва, координати центру кола становлять:

$$x_c = R \cdot \cos \varphi_0; \quad -y_c = R \cdot \sin \varphi_0. \quad (2.5)$$

Координати довільної точки кола:

$$x_n = x_c - R \cdot \cos(\varphi_0 + n\Delta\varphi) \quad y_n = R \cdot \sin(\varphi_0 + n\Delta\varphi) - |y_c|, \quad (2.6)$$

де  $n$  номер кроку,  $\Delta\varphi$  – крок кута.

Крок кута  $\Delta\varphi$  залежить від кількості сегментів  $k$ , на які розбивається елемент піварки:

$$\Delta\varphi = \varphi / k. \quad (2.7)$$

В подальшому, для обчислення місць прикладення снігового навантаження, потрібно знати координати точок, де кут нахилу дотичної складає  $50^\circ$ . Для першої піварки координати становлять:

$$x_{50} = x_c - R \cdot \sin 50^\circ \quad y_{50} = R \cdot \cos 50^\circ \quad (2.8)$$

### Приклад 2.1

Маємо стрілчасту арку із заданими параметрами

$$L = 36 \text{ м}; \quad f/L = 0,5; \quad f_0 = 2,5 \text{ м.}$$

Тоді:

$$f = f / L \cdot L = 0,5 \cdot 36 = 18 \text{ м}$$

$$S_0 = \sqrt{f^2 + (L/2)^2} = \sqrt{18^2 + (36/2)^2} = 25,46 \text{ м}$$

$$R = \frac{S_0^2}{8f_0} + \frac{f_0}{2} = \frac{25,46^2}{8 \cdot 2,5} + \frac{2,5}{2} = 33,65 \text{ м}$$

$$\varphi = 2 \cdot \arcsin\left(\frac{0,5S_0}{R}\right) = 2 \cdot \arcsin\left(\frac{0,5 \cdot 25,46}{33,65}\right) = 44,45^\circ$$

$$\varphi_0 = 90^\circ - \arctan\left(\frac{f}{0,5L}\right) - \frac{\varphi}{2} = 90 - \arctan\left(\frac{18}{0,5 \cdot 36}\right) - \frac{44,45}{2} = 22,78^\circ.$$

Координати центру кола:

$$x_c = R \cdot \cos \varphi_0 = 33,65 \cdot \cos(44,45) = 31,03 \text{ м}$$

$$-y_c = R \cdot \sin \varphi_0 = 33,65 \cdot \sin(44,45) = 13,03 \text{ м.}$$

Для розрахунку розбиваємо кожну піварку на 6 сегментів. Тоді  $\Delta\varphi = 7,41^\circ$ .

Додатково обчислені координати точки на першій піварці, в якій кут нахилу дотичної становить  $50^\circ$  :

$$x_{50} = x_c - R \cdot \sin 50^\circ = 31,03 - 33,65 \cdot 0,766 = 5,25 \text{ м}$$

$$y_{50} = R \cdot \cos 50^\circ - y_c = 33,65 \cdot 0,642 - 13,03 = 8,6 \text{ м.}$$

Результати обрахунку координат наведені у табличній формі (табл. 2.1).

Координати точок на стрілочастій арці

n	n LIRA	Ліва піварка		Права піварка	
		X <sub>n</sub>	y <sub>n</sub>	X <sub>n</sub>	y <sub>n</sub>
0	1	0.00	0.00	18.00	18.00
1	2	1.94	3.89	21.89	16.06
2	3	4.36	7.50	25.50	13.64
3	4	7.23	10.77	28.77	10.77
4	5	10.50	13.64	31.64	7.50
5	6	14.11	16.06	34.06	3.89
6	7	18.00	18.00	36.00	0.00

На другій піварці координата точки по осі x буде симетричною:

$$x_{50} = L - x_{50, \text{left}} = 36 - 5,25 = 30,75 \text{ м}$$

Схема арки показана на рис. 2.2. Білим кольором зафарбовані точки, в яких кут нахилу дотичної становить  $50^\circ$ .

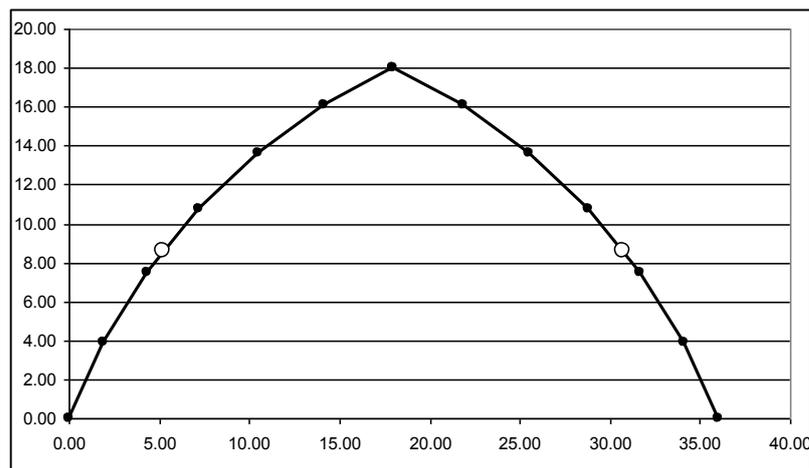


Рис. 2.2. Схема арки до прикладу 2.1.

### 3. ЗБИРАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ

На прольотні арки, що використовуються для перекриття прольотів безкранових будівель, діють навантаження від власної ваги покрівлі; від конструкцій, що навішуються на арки; від снігового покриву в зимовий час, а також від дії вітру. Збір навантажень проводиться згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

Дерев'яні конструкції, як і всі інші будівельні конструкції, розраховуються за теорією граничних станів. Норми виділяють **два основних граничних стани** – у разі настання яких експлуатація конструкції, будівлі чи споруди в цілому недопустима, пов'язана з труднощами або недоцільна. Настання **першого граничного стану означає** повну втрату працездатності конструкції – вона

втрачає міцність або стійкість і виключається з роботи. **Другий граничний стан**, пов'язаний з труднощами нормальної експлуатації, в основному виникнення неприпустимих переміщень, прогинів конструкції. Значення прогинів обмежується через технологічні та функціональні, а також естетико-психологічні причини.

Навантаження і впливи мають імовірнісну природу. Ми не знаємо наперед який випадє сніг або буде вітер у конкретному місці у певний період. Не знаємо також наскільки нерівномірно буде вкладений по покрівлі утеплювач або відхилення по товщині бетонної підлоги. Певна річ, що знати це заздалегідь не можливо. Через це у нормах (ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи») знайшов застосування напівімовірнісний підхід, коли можливі зміни навантажень зафіксовані у вигляді частинних коефіцієнтів надійності.

Для розрахунку спочатку обчислюють **характеристичне значення навантаження**. Характеристичне значення навантаження відображає теоретичну силову дію на конструкцію того чи іншого фактора без урахування його ймовірнісного розподілу.

Помноживши характеристичне значення навантаження на коефіцієнт надійності  $\gamma_{fe}$  отримують **експлуатаційне розрахункове значення навантаження**, яке використовується для перевірки другого граничного стану (прогини та переміщення), а шляхом перемноження характеристичного значення навантаження на коефіцієнт надійності  $\gamma_{fm}$  обчислюють **граничне розрахункове значення навантаження**, яке використовується для перевірки першого граничного стану (міцність і стійкість).

Також слід враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю  $\gamma_n$ , який визначається згідно з ДБН В.1.2-14:2018 та залежить від класу відповідальності будівлі в цілому, а також категорії відповідальності кожної окремої конструкції. Клас відповідає залежно від серйозності можливих наслідків, від настання того чи іншого граничного стану будівлі або споруди – небезпека для здоров'я і життя людей, обсяг можливого економічного збитку тощо. Розрізняють три класи відповідальності – СС1, СС2 та СС3 (див. табл. Д.1.1, дод. 1).

Для аркових конструкцій, що використовуються у якості приміщень із постійним знаходженням до 20 чол. і тимчасовим – до 50 чол. (наприклад, склади, овочесховища, приватні тенісні корти тощо), – наслідки незначні, тому клас наслідків може бути прийнятий як СС1. Категорія відповідальності кожної окремої конструкції залежить від її призначення у несучій системі. Існують три категорії відповідальності конструкцій – А, Б та В згідно з ДБН В.1.2-14:2018. Приналежність конструкції конкретній категорії відповідальності береться відповідно до **табл. 6.2. ДСТУ-Н Б В.2.6-217:2016 (далі ДСТУ)** (див. табл. Д.2, дод. 2).

Оскільки у ДСТУ не наведено конкретних рекомендацій щодо арок, згідно з т.6.2 ДСТУ дерев'яні арки можна вважати несучими елементами з клеєної деревини, що працюють на стиск зі згином заввишки понад 50 см, відповідно до табл. 6.2 ДСТУ їх можна віднести до конструкцій категорії Б, із рекомендованим сортом деревини 2.

Відтоді коефіцієнт надійності за відповідальністю, який використовується в усталених розрахункових ситуаціях, згідно з т.5. ДБН В.1.2-14:2018 (див. табл. Д.1.2, дод. 1) становить  $\gamma_{n1} = 0,975$  для першої групи граничних станів та  $\gamma_{n2} = 0,950$  – для другої групи граничних станів.

За тривалістю дії навантаження розподіляють на постійні (вага несучих та огорожувальних конструкцій тощо), змінні тривалі (навантаження на перекриття від складованих матеріалів тощо) та змінні короточасні навантаження (снігові та вітрові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями тощо). Також існують епізодичні навантаження – сейсмічні, вибухові та тому подібні, що визначаються спеціальними документами.

У навчальній розрахунково-графічній роботі з умов скороченого обсягу розглядається тільки розрахунок за першим граничним станом, оскільки неположисті аркові конструкції мають значну жорсткість і у разі забезпеченої міцності і стійкості та належної системи в'язей прогини у площині арок зазвичай завжди менше ніж допустимі.

### 3.1. Навантаження від власної ваги конструкцій

Конструкції покрівлі складаються з несучого каркасу – арки та прогони, а також покриття, що виконує огорожувальну функцію. Виконуючи розрахунково-графічну роботу склад покриття визначений завданням. У реальному проєктуванні склад покриття призначається згідно з архітектурними рішеннями будівлі, а товщина утеплювача підбирається за теплотехнічним розрахунком.

За тривалістю дії навантаження від власної ваги конструкцій є постійним. Для постійних навантажень коефіцієнт надійності  $\gamma_{fe}$  за експлуатаційним розрахунковим значенням навантаження є рівним 1,0.

Коефіцієнт надійності  $\gamma_{fm}$  за граничним розрахунковим значенням навантаження для несучих і огорожувальних конструкцій залежить від густини матеріалів, з яких вони виготовлені і способу їх виготовлення (див. табл. Д.3.1 дод. 3). Для корисного постійного навантаження, характеристичне значення якого дорівнює або перевищує 2кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>), коефіцієнт надійності за граничним значенням навантаження беруть  $\gamma_{fm} = 1,2$ , в інших випадках –  $\gamma_{fm} = 1,3$ .

Навантаження від власної ваги конструкцій можуть бути визначені декількома способами залежно від типу конструкції, вагу якої рахують.

В загальному вигляді, згідно з правилами фізики характеристичне значення ваги визначається за формулою:

$$g_k = m \cdot g = \rho \cdot V \cdot g = \rho \cdot (L \cdot B \cdot t) \cdot g, \quad (3.1)$$

де  $m$  – маса конструкції,  $g$  – прискорення вільного падіння, що дорівнює 9,81 кг\*м/с<sup>2</sup>,  $\rho$  – густина матеріалу конструкції,  $V$  – геометричний об'єм конструкції,  $L$  – геометрична довжина конструкції,  $B$  – геометрична ширина конструкції,  $t$  – товщина конструкції.

Зазвичай найзручніше збирати навантаження на  $1\text{ м}^2$  умовної поверхні (наприклад покрівлі), тоді значення L та B дорівнюватимуть 1м кожне, тоді формула ваги буде такою:

$$g_k = \rho \cdot t \cdot g . \quad (3.2)$$

Для деяких матеріалів та конструкцій значення маси може надати виробник. Для розповсюджених матеріалів значення ваги наведені в довідниках.

**Приклад 3.1.** Нехай задано деякий склад покрівлі (табл.3.1.). Крок арок згідно з завданням – 6 м. Визначимо значення навантажень. Для зручності підрахунок ведуть у табличній формі.

Таблиця 3.1

**Підрахунок навантаження від власної ваги покрівлі**

№ пор.	Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кПа	$\gamma_{fe}$	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження, кПа	$\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове значення навантаження, кПа
1	Гідроізоляція - рулонна покрівля типу «Гідроізол», 6 кгс/м.кв.	0.06	1.0	0.06	1.3	0.08
2	Теплоізоляція t = 100 мм, ρ = 200 кг/м.куб. $1 \cdot 1 \cdot 0.1 \cdot 200 \cdot 9.8 \cdot 10^{-3}$	0.20	1.0	0.20	1.2	0.24
3	Пароізоляція - плівка ПХВ 5 кгс/м.кв.	0.05	1.0	0.05	1.3	0.07
4	Настил дощатий	0.16	1.0	0.16	1.1	0.18
5	Прогони та арка	0.35	1.0	0.35	1.1	0.39
6	Корисне навантаження (вентиляція, освітлення)	0.2	1.0	0.2	1.3	0.26
Разом				1.02		1.22
З урахуванням коефіцієнтів надійності за призначенням $\gamma_{n1} = 0.975, \gamma_{n2} = 0.95$				$1.02 \cdot 0.95 = 0.97$		$1.18 \cdot 0.975 = 1.19$

Отже, граничне розрахункове значення навантаження на арку становить  $g_m = 1,19 \text{ кН/м}^2$ . Для переходу до плоскої розрахункової моделі треба помножити розподілене по площі навантаження на крок розташування арок, який визначається завданням:

$$q_m = g_m \cdot B = 1,19 \cdot 6 = 7,14 \text{ кН/м}.$$

### 3.2. Снігові навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття конструкції обчислюється за формулою (8.1) ДБН:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C. \quad (3.3)$$

Коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження  $\gamma_{fm}$ , визначається згідно з табл. Д.3.2. дод. 3 залежно від встановленого терміну експлуатації будівлі.

Термін експлуатації будівлі призначаються згідно з технічним завданням. Орієнтовні терміни експлуатації будівель залежно від їх призначення наведені у табл. Д.1.2. ДБН В.1.2-2:2006.

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження, що визначається для прийнятого місця будівництва згідно з Додатку Е ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» (див. табл. Д.8, дод. 8).

$C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}, \quad (3.4)$$

де  $C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі. За відсутності теплових процесів всередині будівлі, які б істотно сприяли таненню снігу та спеціальних заходів із його прибирання,  $C_e = 1,0$ .

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту  $H$  (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря при його розміщенні у гірській місцевості. В рамках розрахунково-графічної роботи прийнято що будівля розміщена у рівнинній місцевості та  $C_{alt} = 1,0$ .

$\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який залежить від форми покрівлі. Водночас у рамках розрахунково-графічної роботи прийнято, що будівля не має на покрівлі устаткування, ходових містків та інших перешкод, що могли б сприяти утворенню снігових мішків.

Для визначення коефіцієнта  $\mu$  для стрілчастої арки спочатку обчислюють кут нахилу головної хорди сегменту дуги:

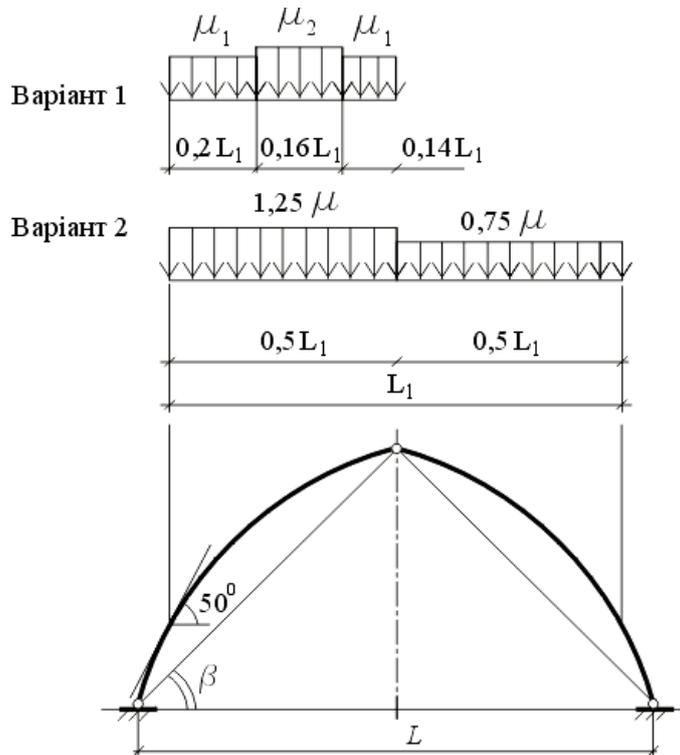


Рис. 3.1. Епюра коефіцієнта  $\mu$  для стрілочних арок за схемою 2'  
Дод. «Ж» ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи»

$$\beta = \arctan\left(\frac{f}{0,5L}\right), \quad \text{якщо точки 50 немає} \quad (3.5)$$

$$\beta = \arctan\left(\frac{f - y_{50}}{0,5L - x_{50}}\right), \quad \text{якщо є точка 50.} \quad (3.6)$$

Якщо  $\beta < 20^\circ$ , для прикладання навантажень застосовується схема, наведена на рис. 2.1, варіант 1. Зауважимо, що навантаження прикладається лише в межах абрису арки, де кут нахилу дотичної менше ніж  $50^\circ$ , тобто, якщо  $\text{кут} > 50^\circ - \mu = 0$ . Такі точки на арці були обчислені раніше.

У разі холодної покрівлі і холодного режиму всередині будівлі або теплої покрівлі і теплому режимі всередині будівлі:  $\mu_1=1,35$ ;  $\mu_2=1,75$ . Якщо холодна покрівля і теплий режим в будівлі:  $\mu_1=2,1$ ;  $\mu_2=2,2$ . З метою спрощення розрахункової схеми, для прикладання навантаження за варіантом 1 не вводять додаткові вузли на відповідних відстанях 0,2, 0,16 та 0,14  $L_1$ , а прикладають до найближчих елементів.

Якщо  $\beta > 20^\circ$ , сніговий покрив формується на покрівлі стрілчастої арки так само, як на звичайній двосхилій покрівлі. Епюра нерівномірного прикладення снігового навантаження на умовну двосхилу покрівлю буде також в межах відповідного абрису арки, де кут нахилу дотичної менше ніж  $50^\circ$  (рис. 2.1, варіант 2). При цьому  $\mu$  залежить від кута нахилу дотичної до абрису арки  $\alpha$ :  $\mu = 1$  для  $\alpha \leq 25^\circ$ , а якщо  $\alpha > 60^\circ$ ,  $\mu = 0$ . Трохи нелогічно, що  $\alpha$  не  $50^\circ$  але що ж, наш людський Світ не такий досконалий, як хотілося б.

Проміжні значення обчислюються за лінійною інтерполяцією:

$$\mu = \frac{60^\circ}{35^\circ} \dots \quad (3.7)$$

В свою чергу кут нахилу дотичної обчислюється як

$$\alpha_n = \arcsin\left(\frac{x_c - x_n}{R}\right). \quad (3.8)$$

Снігове навантаження, рівномірно розподілене по довжині арки знаходиться як:

$$q_s = S_m \cdot B \cdot \gamma_{n1}. \quad (3.9)$$

Для спрощення прийнято, що навантаження має постійне значення в межах кожного стрижня.

**Приклад 3.2.** Розрахувати снігове навантаження на стрілочасту арку за даними прикладу 3.1. Прийнятий термін експлуатації 50 років. Прийняте місце будівництва – м. Київ. Для міста Київ характеристичне значення снігового навантаження становить 1,55 кПа. Крок арок як і раніше  $B = 6$  м. На абрисі арки присутня точка “50” з координатами  $x_{50} = 5,25$  та  $y_{50} = 8,6$ .

Обчислимо кут нахилу головної хорди сегменту дуги:

$$\beta = \arctan\left(\frac{f - y_{50}}{0,5L - x_{50}}\right) = \arctan\left(\frac{18 - 8,6}{0,5 \cdot 36 - 5,25}\right) = 36,4 > 20^\circ.$$

Отже снігове навантаження буде прикладене **за варіантом 2**. Для терміну експлуатації 50 років  $\gamma_{fm} = 1$ . Для спрощення обрахунків ведемо у табличній формі (табл.3.2).

Таблиця 3.2

**Визначення снігових навантажень для стрілочастої арки**

Номер точки	$\alpha$ , град.	$\mu$	ліва піварка $1.25\mu$	права піварка $0.75\mu$	$S_m$ ліва піварка, кН/м <sup>2</sup>	$S_m$ права піварка, кН/м <sup>2</sup>	$q_s$ ліва піварка, кН/м	$q_s$ права піварка, кН/м
$\alpha=50^\circ$	50	<b>0.29</b>	0.36	0.21	0,554	0,332	<b>3.24</b>	<b>1.94</b>
3	48.70	<b>0.32</b>	0.40	0.24	0,625	0,375	<b>3.66</b>	<b>2.19</b>
4	41.30	<b>0.53</b>	0.67	0.40	1,035	0,621	<b>6.06</b>	<b>3.63</b>
5	33.89	<b>0.75</b>	0.93	0.56	1,446	0,867	<b>8.46</b>	<b>5.07</b>
6	26.48	<b>0.96</b>	1.20	0.72	1,856	1,113	<b>10.86</b>	<b>6.51</b>

### 3.3. Вітрові навантаження

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C, \quad (3.10)$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження (див. табл. Д.3.3 дод. 3).

$W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску, що визначається для прийнятого місця будівництва згідно з Додатку Е ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Для м. Київ наприклад характеристичне значення вітрового навантаження дорівнює 0,37 кПа. (див. табл. Д.8 дод. 8)

Коефіцієнт  $C$  визначається за формулою (9.3) ДБН

$$C = C_e C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (3.11)$$

де  $C_e$  – аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за табл. 3.3. та рис. 3.3;

$C_h$  – коефіцієнт висоти споруди визначається за табл. Д.3.4 дод. 3;

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти, що враховує висоту  $H$  (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і обчислюється за формулою  $C_{alt} = 4H - 1$  ( $H > 0,5$  км);  $C_{alt} = 1$  ( $H < 0,5$  км).

$C_{rel}$  – коефіцієнт рельєфу враховує мікрорельєф місцевості поблизу ділянки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі (в розрахунково-графічній роботі такі випадки не розглядаються);

$C_{dir}$  – коефіцієнт напрямку, враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру  $i$ , як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці;

$C_d$  – коефіцієнт динамічності для одноповерхових будівель, старший період власних коливань яких не перевищує 0,25 сек можна вважати таким що дорівнює 1 (згідно з п. 9.13 ДБН В.1.2-2:2006).

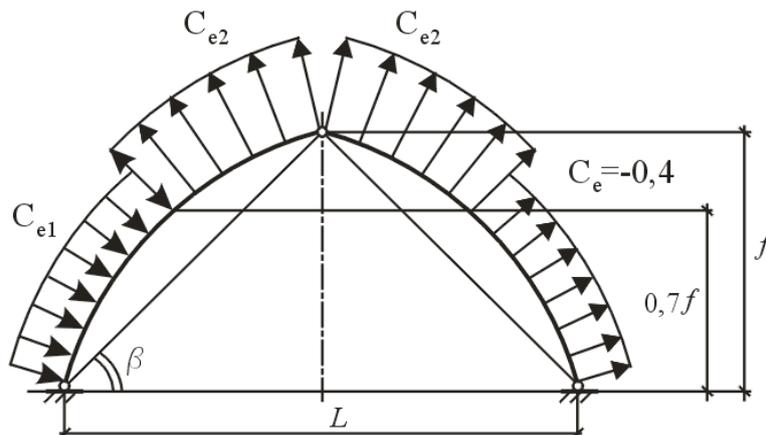


Рис. 3.3. Епюра аеродинамічних коефіцієнтів  $C_e$  для стрілочних арок за схемою 3. Дод. Е ДБН «Навантаження і впливи»

**Коефіцієнти  $C_e$  для будівель зі склепінчастими та близькими до них за обрисом покриттями**

Коефіцієнт	Значення $C_{e1}, C_{e2}$ при $f/L$ , що дорівнює:				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$C_{e1}$	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7
$C_{e2}$	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2

Відтоді лінійно розподілене навантаження становить

$$q_w = W_0 \cdot \gamma_{fm} \cdot C_e \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_{n1} \quad (3.12)$$

**Приклад 3.4.** Розрахувати вітрове навантаження на будівлю стрілочатої арки за даними попереднього прикладу.

Характеристичне значення вітрового тиску  $W_0$  для м. Київ рівне 0,37 кПа.

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження для терміну експлуатації 50 р.  $\gamma_{fm} = 1,0$ .

Величина  $0,7 \cdot f = 0,7 \cdot 18 = 12,6$  м. У запас враховуємо, що зміна вітрового тиску відбувається в 5 вузлі від опорного (вузол 4 з координатою  $y = 13,64$ ).

При співвідношенні  $f/L = 18/36 = 0,5$  аеродинамічні коефіцієнти за табл. 2.7 становитимуть:

$$C_{e1} = +0,7; C_{e2} = -1,2; C_e = -0,4.$$

Заданий тип місцевості – I.

Якщо висота арки 18 м, за таблицею Д.3.4 дод. 3, використовуючи лінійну інтерполяцію, визначимо коефіцієнт висоти споруди для діапазону висот від 10 м до 20 м:

$$C_h = \frac{(18-10)(1,95-1,8)}{20-10} + 1,8 = 1,92,$$

$$C_{alt} = 1,0 \text{ для м. Київ. } C_{rel} = 1,0. \text{ Коефіцієнт напрямку } C_{dir} = 1,0. C_d = 1.$$

Крок арок  $B = 6$  м. Відтоді лінійно розподілене навантаження становить

для ділянки 1:

$$q_{w1} = W_0 \cdot \gamma_{fm} \cdot C_e \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_{n1} = 0,37 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,92 \cdot 6 \cdot 0,975 = 2,91 \text{ кН/м};$$

для ділянки 2:

$$q_{w2} = W_0 \cdot \gamma_{fm} \cdot C_e \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_{n1} = 0,37 \cdot 1,0 \cdot (-1,2) \cdot 1,92 \cdot 6 \cdot 0,975 = -4,986 \text{ кН/м};$$

для ділянки 3:

$$q_{w3} = W_0 \cdot \gamma_{fm} \cdot C_e \cdot C_h \cdot B \cdot \gamma_{n1} = 0,37 \cdot 1,0 \cdot (-0,4) \cdot 1,92 \cdot 6 \cdot 0,975 = -1,66 \text{ кН/м.}$$

Отже, збір навантажень на абрис стрілкової арки можна вважати закінченим.

#### 4. СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК

Для статичного розрахунку кожна піварка розбивається на шість прямолінійних стрижнів, а окрім того якщо снігове навантаження діє тільки в межах частини покрівлі, один зі стрижнів розбивається на два у місці де кут нахилу дотичної до абриса арки дорівнює  $50^\circ$ .

Інші характерні точки на арці (зміни вітрового і снігового навантажень) з метою спрощення беруться за найближчими точками контуру абриса.

Статичний розрахунок арок може бути проведений вручну методами будівельної механіки. При цьому внутрішні зусилля – згинальні моменти та поперечні в арці обчислюються спочатку для шарнірно-спертої статично-визначеної однопролітної балки. Перехід до внутрішніх зусиль в арці від балкової аналогії здійснюють за формулами:

$$M_n = M_b - H \cdot y_n; \quad (4.1)$$

$$N_n = Q_b \sin \varphi_n + H \cos \varphi_n; \quad (4.2)$$

$$Q_n = Q_b \cos \varphi_n - H \sin \varphi_n \quad (4.3)$$

де  $M_b, Q_b$  – максимальний момент і поперечна сила балкової аналогії;

$H = M_b / f$  – розпір арки;  $\varphi_n$  – кут нахилу дотичної до горизонту.

Проте, враховуючи трудомісткість цієї задачі, та сучасний рівень розвитку комп'ютерної техніки, студентам пропонується провести розрахунок за допомогою програмного комплексу LIRA SAPR. Цей програмний комплекс доступний в мережі Internet як продукт на умовах share-ware, але у разі використання в некомерційних цілях є безкоштовним.

Для виконання статичного розрахунку в комплексі LIRA SAPR треба попередньо визначити орієнтовні розміри перерізу арки та призначити фізичні характеристики матеріалу:

Висота перерізу –  $h = L/30 = 36 / 30 = 1,2 \text{ м} = 120 \text{ см.}$

Ширина перерізу за табл. 5.1 –  $b = 21 \text{ см} = 0,21 \text{ м.}$

Модуль пружності –  $E = 11600 \text{ Н/мм}^2 = 1,16 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2 (1,16e7).$

Питома вага –  $R_0 = 5 \text{ кН/м}^3.$

Модель в LIRA SAPR будуватимемо **за третьою ознакою** (три ступеня свободи та площина XOZ), тому замість координат  $y$  в процесі складання схеми будемо задавати координати  $z$ .

Результатом об'рахунку є епюри та таблиця значень внутрішніх зусиль конструкції, складена за розрахунковою схемою сполучень. При цьому мала ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень урахується множенням розрахункових значень навантажень, що ввійшли у сполучення, на коефіцієнт сполучення  $\Psi \leq 1$ .

Найбільш невідігдне сполучення обирається за максимальним значенням зусилля, при цьому основне сполучення – власна вага разом зі сніговим навантаженням або вітровим береться з коефіцієнтом  $\Psi = 1,0$ , а, враховуючи власну вагу разом зі сніговим навантаженням і вітровим, одночасно для власної ваги береться значення  $\Psi = 1,0$ , а для змінних навантажень –  $\Psi = 0,90$ .

**Приклад 4.1.** За результатами прикладу 3.2. скласти розрахункову схему стрілкової арки та здійснити розрахунок у програмі LIRA SAPR. Складемо розрахункову схему під час дії навантаження від власної ваги  $g_m = 7,14 \text{ кН/м}$  (рис. 4.1).

Власна вага

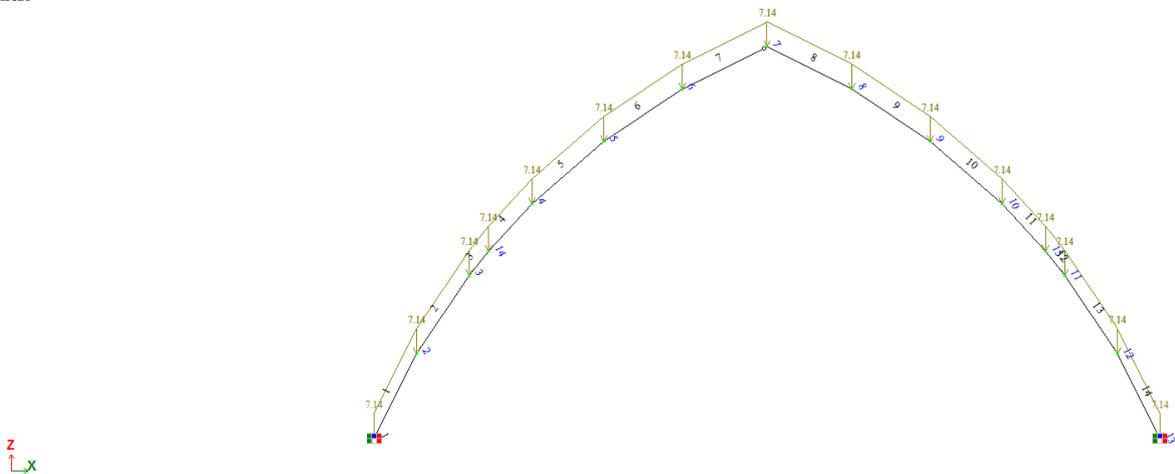


Рис. 4.1. Розрахункова схема стрілкової арки під час дії навантаження від власної ваги

Власна вага  
Епюра М, Му  
Одиниці виміру - кН\*м

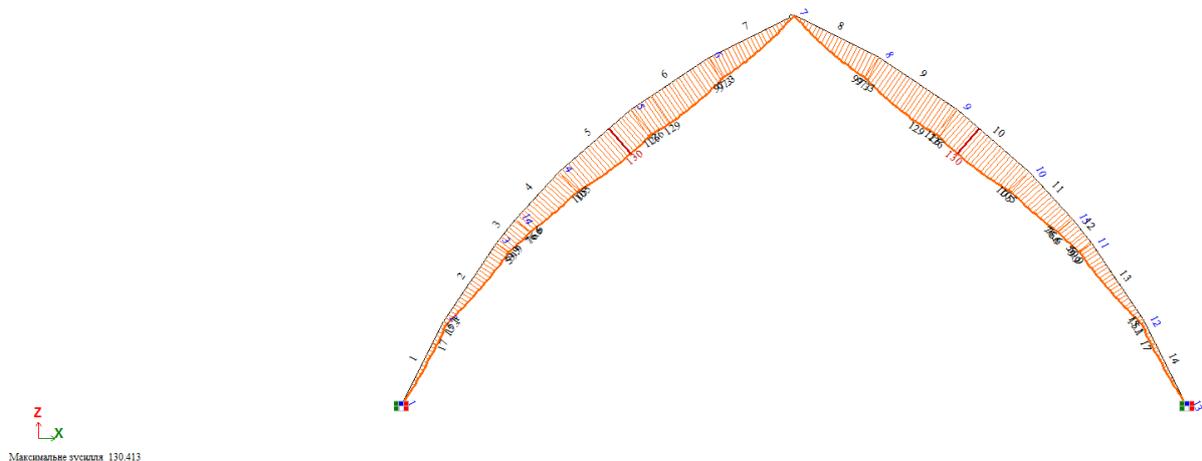
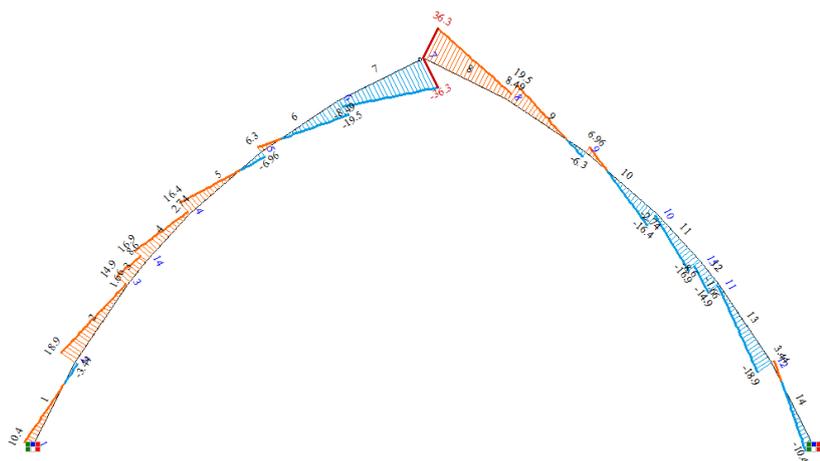


Рис. 4.2. Епюра згинальних моментів М стрілкової арки під час дії навантаження від власної ваги

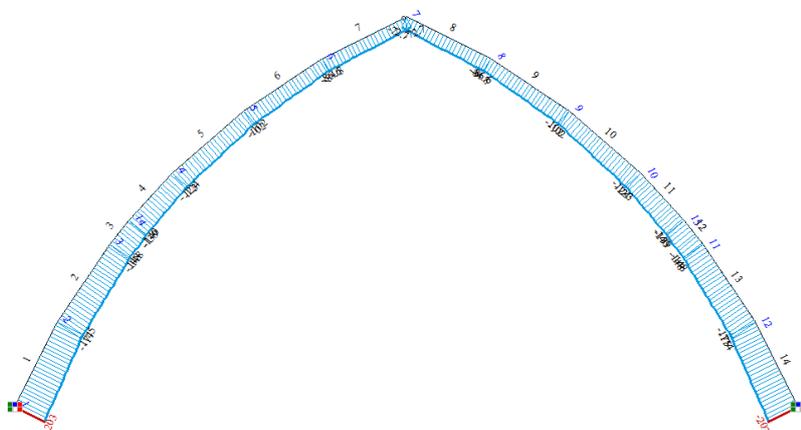
Власна вага  
Епора Qz  
Означіння виміру - кН



Мінімальне зусилля -36.2689, Максимальне зусилля 36.2689

Рис. 4.3. Еюра поперечних сил Q у стрілочній арці під час дії навантаження від власної ваги

Власна вага  
Епора N  
Означіння виміру - кН



Мінімальне зусилля -202.967;

Рис. 4.4. Еюра поздовжніх сил N у стрілочній арці під час дії навантаження від власної ваги

Програма LIRA SAPR також дає змогу отримати значення внутрішніх зусиль для кожного стрижня (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

Таблиця внутрішніх зусиль стрілої арки при дії навантаження від власної ваги

Номер елемента на схемі	Переріз	Поздовжня сила N, кН	Згинальний момент Mu, кН*м	Поперечна сила Qz, кН
1	1	-202,966	0	10,4099
1	2	-175,192	15,1454	-3,44161
2	1	-174,199	15,1454	18,9388
2	2	-148,423	59,9078	1,66007
3	1	-147,678	59,9078	14,9498

Закінчення табл. 4.1

Номер елемента на схемі	Переріз	Поздовжня сила N, кН	Згинальний момент $M_y$ , кН*м	Поперечна сила $Q_z$ , кН
3	2	-139,824	76,5654	8,59523
4	1	-139,067	76,5654	16,879
4	2	-123,574	105,384	2,74181
5	1	-122,513	105,384	16,3897
5	2	-102,021	125,902	-6,95806
6	1	-102,063	125,902	6,30447
6	2	-84,7849	97,2908	-19,4709
7	1	-86,5762	97,2908	-8,49426
7	2	-72,7246	0	-36,2688
8	1	-72,7246	0	36,2688
8	2	-86,5762	97,2908	8,49426
9	1	-84,7849	97,2908	19,4709
9	2	-102,063	125,902	-6,30447
10	1	-102,021	125,902	6,95806
10	2	-122,513	105,384	-16,3897
11	1	-123,574	105,384	-2,74181
11	2	-139,067	76,5654	-16,879
12	1	-139,824	76,5654	-8,59523
12	2	-147,678	59,9078	-14,9498
13	1	-148,423	59,9078	-1,66007
13	2	-174,199	15,1454	-18,9388
14	1	-175,192	15,1454	3,44161
14	2	-202,966	0	-10,4099

Складемо розрахункову схему під час дії снігового навантаження (рис. 4.5). При цьому вважаємо за розрахункову максимальну ординату навантаження, розподіленого по довжині стрижня.

Світосе

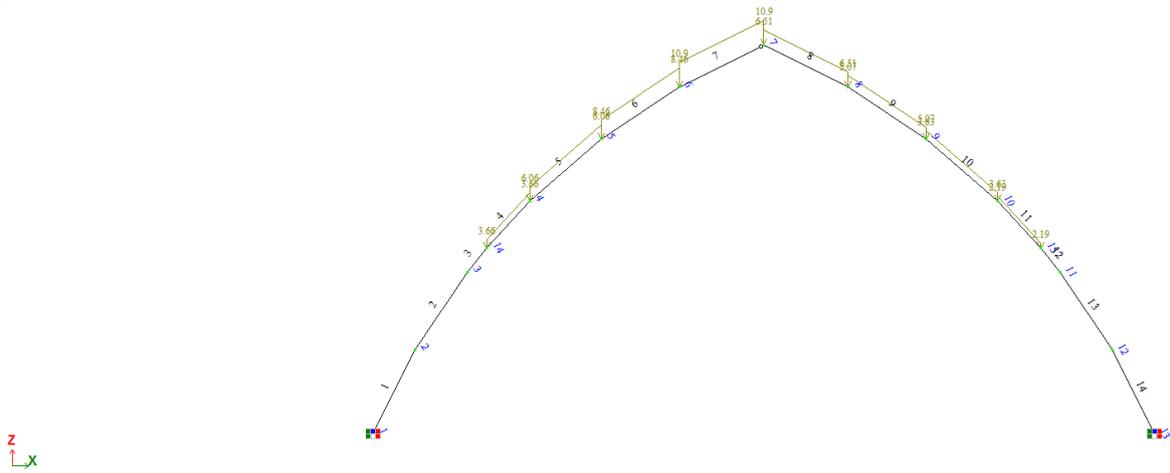
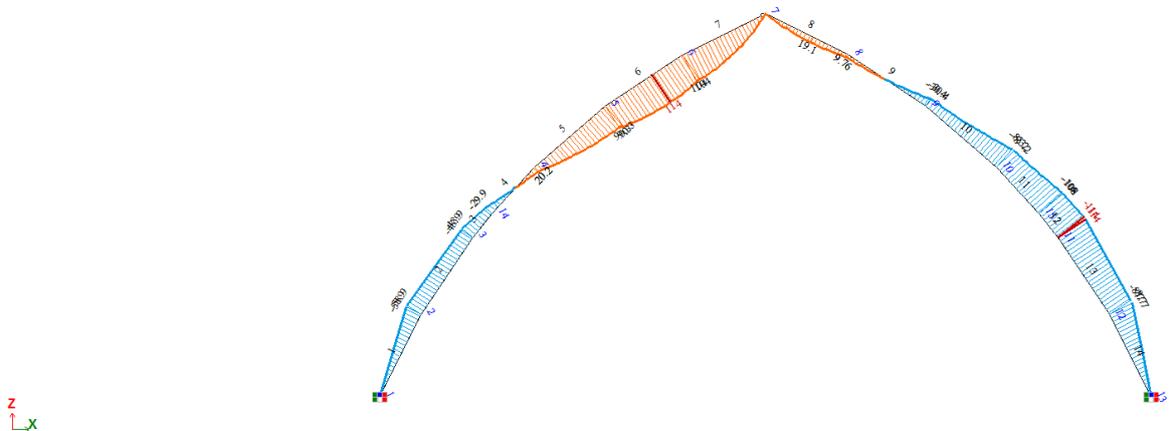


Рис. 4.5. Розрахункова схема стріластої арки під час дії снігового навантаження

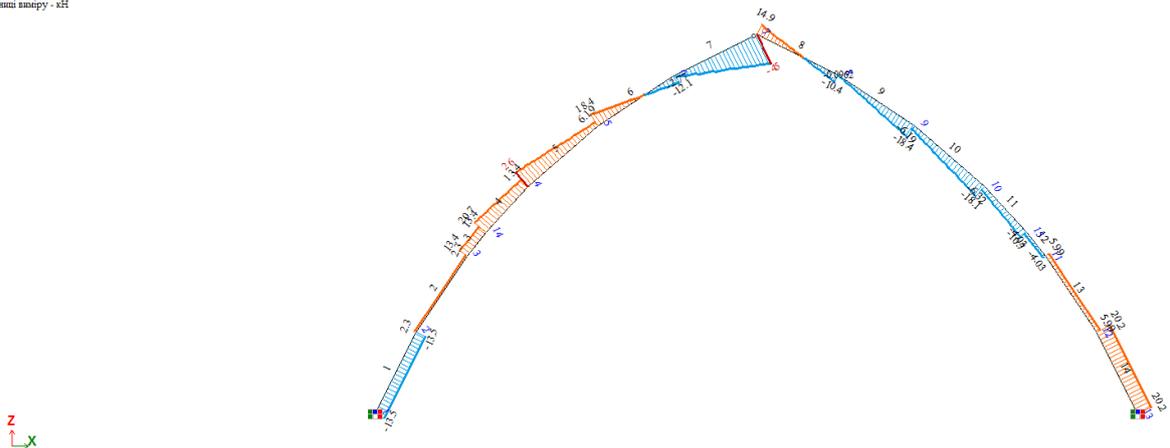
Світосе  
Елементу М<sub>y</sub>  
Одиниця виміру - кН\*м



Мінімальне зусилля -113.798, Максимальне зусилля 114.339

Рис. 4.6. Епюра згинальних моментів М стріластої арки під час дії снігового навантаження

Світосе  
Елементу Q<sub>z</sub>  
Одиниця виміру - кН



Мінімальне зусилля -45.0137, Максимальне зусилля 26.0043

Рис. 4.7. Епюра поперечних сил Q у стріластій арці під час дії снігового навантаження



Мінімальне зусилля -123,993;

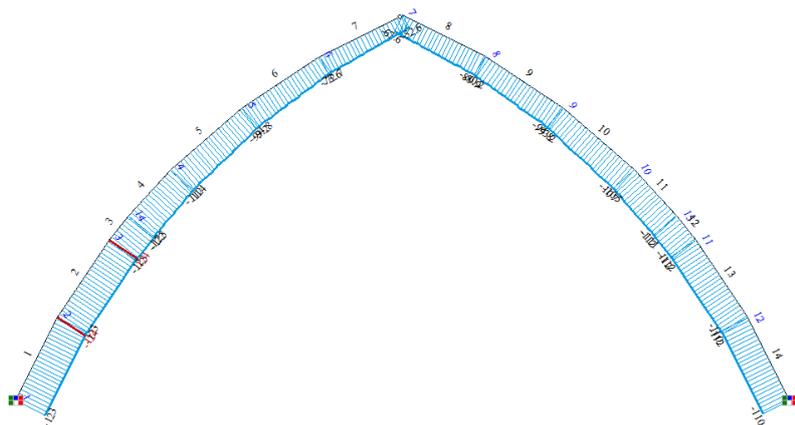


Рис. 4.8. Епора поздовжніх сил N у стрілочній арці під час дії снігового навантаження

Таблиця 4.2

**Таблиця внутрішніх зусиль стрілої арки при дії снігового навантаження**

Номер елемента на схемі	Переріз	Поздовжня сила N, кН	Згинальний момент $M_u$ , кН*м	Поперечна сила $Q_z$ , кН
1	1	-123,272	0	-13,5405
1	2	-123,272	-58,8596	-13,5405
2	1	-123,992	-58,8596	2,2982
2	2	-123,992	-48,8714	2,2982
3	1	-123,288	-48,8714	13,3967
3	2	-123,288	-29,9156	13,3967
4	1	-122,276	-29,9156	20,6906
4	2	-114,333	20,2205	13,4438
5	1	-112,146	20,2205	26,0043
5	2	-94,7538	90,2526	6,18813
6	1	-93,156	90,2526	18,3995
6	2	-72,6828	103,852	-12,141
7	1	-73,6378	103,852	-2,7684
7	2	-52,5695	0	-45,0137
8	1	-67,5835	0	14,9083
8	2	-80,2129	9,76487	-10,4155
9	1	-80,8862	9,76487	-0,096248
9	2	-93,1556	-30,426	-18,3989
10	1	-94,7534	-30,426	-6,1876

Номер елемента на схемі	Переріз	Поздовжня сила N, кН	Згинальний момент $M_u$ , кН*м	Поперечна сила Qz, кН
10	2	-105,171	-83,1697	-18,0577
11	1	-106,523	-83,1697	-6,31717
11	2	-111,275	-108,095	-10,6533
12	1	-111,711	-108,095	-4,03011
12	2	-111,711	-113,798	-4,03011
13	1	-111,623	-113,798	5,99369
13	2	-111,623	-87,7491	5,99369
14	1	-109,946	-87,7491	20,1865
14	2	-109,946	0	20,1865

Складемо розрахункову схему під час дії вітрового навантаження (рис. 4.9).

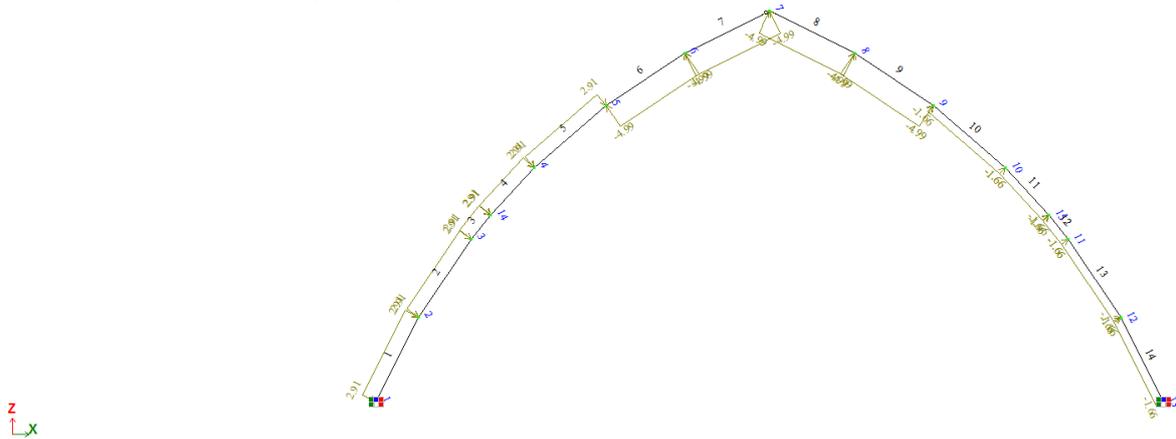
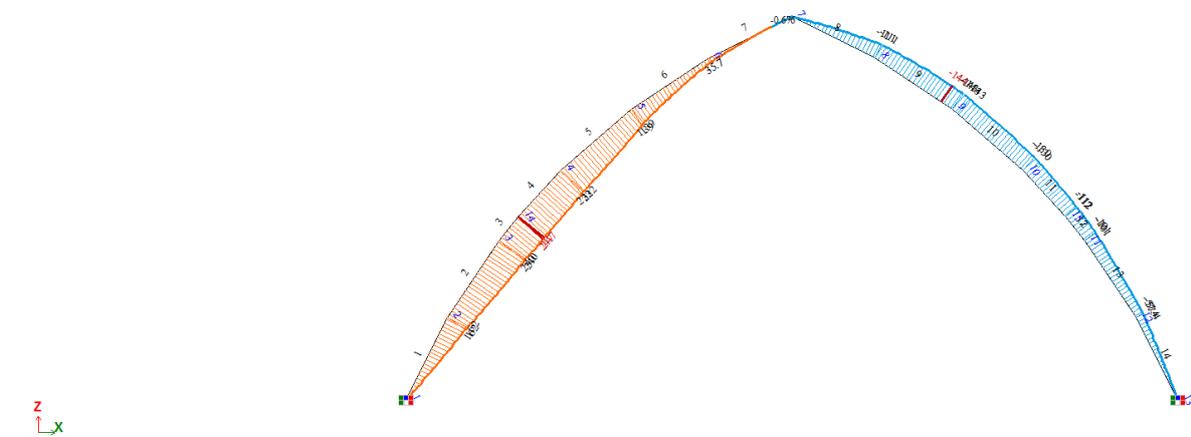


Рис. 4.9. Розрахункова схема стрілкової арки під час дії вітрового навантаження

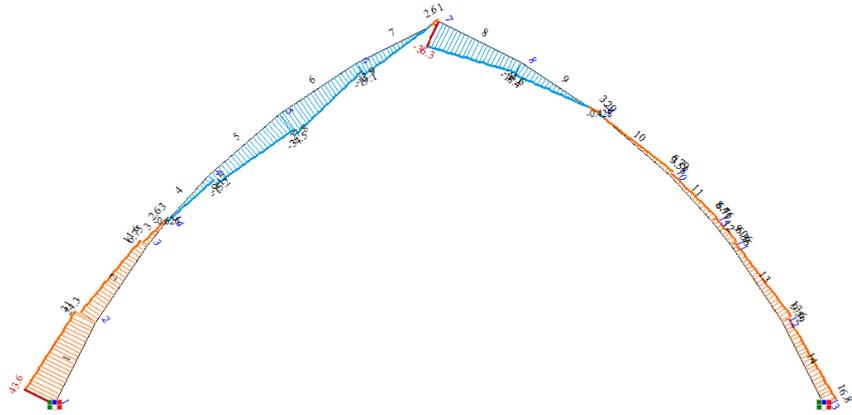
Вітрове  
Епогра  $M_u$   
Освітній вимірю - кН\*м



Мінімальне зусилля -144.457, Максимальне зусилля 246.71

Рис. 4.10. Епогра згинальних моментів  $M$  стрілкової арки під час дії вітрового навантаження

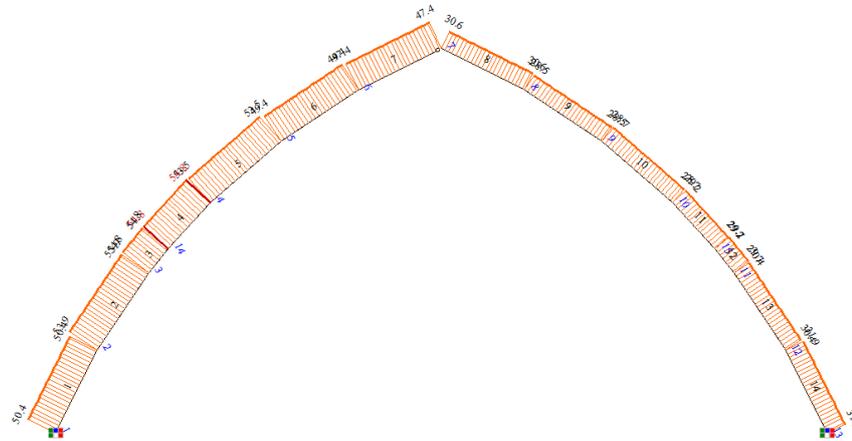
Вітрове  
Епора Qz  
Одиниці виміру - кН



Мінімальне зусилля -36.2733; Максимальне зусилля 43.6073

Рис. 4.11. Епюра поперечних сил Q у стрілочастій арці під час дії вітрового навантаження

Вітрове  
Епора N  
Одиниці виміру - кН



Максимальне зусилля 54.8289

Рис. 4.12. Епюра поздовжніх сил N у стрілочастій арці під час дії вітрового навантаження

Таблиця 4.3

Таблиця внутрішніх зусиль стрілої арки при дії вітрового навантаження

Номер елемента на схемі	Переріз	Поздовжня сила N, кН	Згинальний момент Mu, кН*м	Поперечна сила Qz, кН
1	1	50,4068	0	43,6072
1	2	50,4068	162,064	30,9577
2	1	53,9447	162,064	24,2734
2	2	53,9447	240,075	11,6263
3	1	54,7693	240,075	6,747
3	2	54,7693	246,709	2,62949

Закінчення табл. 4.3

Номер елемента на схемі	Переріз	Поздовжня сила N, кН	Згинальний момент Mu, кН*м	Поперечна сила Qz, кН
4	1	54,8288	246,709	-0,625837
4	2	54,8288	232,315	-9,17414
5	1	53,4781	232,315	-15,1808
5	2	53,4781	138,723	-27,8417
6	1	49,4249	138,723	-34,5289
6	2	49,4249	35,7465	-12,8593
7	1	47,3803	35,7465	-19,0602
7	2	47,3803	0	2,61344
8	1	30,5936	0	-36,2733
8	2	30,5936	-110,57	-14,5996
9	1	28,4808	-110,57	-18,3836
9	2	28,4808	-143,378	3,28592
10	1	28,6666	-143,378	-0,427832
10	2	28,6666	-129,528	6,79456
11	1	29,2421	-129,528	3,58296
11	2	29,2421	-111,84	8,45932
12	1	29,6926	-111,84	6,70882
12	2	29,6926	-100,686	9,05765
13	1	30,3847	-100,686	6,36123
13	2	30,3847	-57,362	13,5757
14	1	31,8684	-57,362	9,58808
14	2	31,8684	0	16,8039

За результатами розрахунку складаємо таблиці сполучення зусиль (табл. 4.4 – 4.6).

Таблиця 4.4

## Максимальні згинальні моменти, кНм (знак «+» з нижньої крайки арки)

№ вузла	Завантаження			M <sub>макс</sub> , кНм	N відповідне, кН	Пояснення
	1. Власна вага	2. Сніг	3. Вітер			
1	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>-202,97</b>	<b>1</b>
2	15,15	-58,86	162,06	<b>177,21</b>	<b>-121,25</b>	<b>1+3</b>
3	59,91	-48,87	240,08	<b>299,99</b>	<b>-93,65</b>	<b>1+3</b>
14	76,57	-29,92	246,71	<b>323,28</b>	<b>-84,99</b>	<b>1+3</b>
4	105,38	20,22	232,32	<b>337,70</b>	<b>-68,74</b>	<b>1+3</b>
5	125,90	90,25	138,72	<b>331,97</b>	<b>-139,20</b>	<b>1+(2+3)*0.9</b>
6	97,29	103,85	35,75	<b>222,93</b>	<b>-108,38</b>	<b>1+(2+3)*0.9</b>
7	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>-72,72</b>	<b>1</b>
8	97,29	9,76	-110,57	<b>107,05</b>	<b>-167,47</b>	<b>1+2</b>
9	125,90	-30,43	-143,38	<b>125,90</b>	<b>-102,06</b>	<b>1</b>
10	105,38	-83,17	-129,53	<b>105,38</b>	<b>-123,57</b>	<b>1</b>
15	76,57	-108,10	-111,84	<b>-121,38</b>	<b>-213,64</b>	<b>1+(2+3)*0.9</b>
11	59,91	-113,80	-100,69	<b>-133,13</b>	<b>-221,62</b>	<b>1+(2+3)*0.9</b>
12	15,15	-87,75	-57,36	<b>-115,45</b>	<b>-246,97</b>	<b>1+(2+3)*0.9</b>
13	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>	<b>-202,97</b>	<b>1</b>

Таблиця 4.5

## Максимальні поперечні сили (кН)

№ вузла	Завантаження			Q <sub>макс</sub> , кН	Пояснення
	1. Власна вага	2. Сніг	3. Вітер		
1	10,41	-13,54	43,61	<b>54,02</b>	<b>1+3</b>
2	18,94	-13,54	30,96	<b>49,90</b>	<b>1+3</b>
3	14,95	13,40	11,63	<b>37,48</b>	<b>1+(2+3)*0.9</b>
14	16,88	20,69	2,63	<b>37,87</b>	<b>1+(2+3)*0.9</b>
4	16,39	26,00	-15,18	<b>42,39</b>	<b>1+2</b>
5	-6,96	18,40	-34,53	<b>-41,49</b>	<b>1+3</b>
6	-19,47	-12,14	-19,06	<b>-47,55</b>	<b>1+(2+3)*0.9</b>
7	-36,27	-45,01	-36,27	<b>-109,42</b>	<b>1+(2+3)*0.9</b>
8	19,74	-10,42	-18,38	<b>19,74</b>	<b>1</b>
9	6,96	-18,40	3,29	<b>-11,44</b>	<b>1+2</b>
10	-16,39	-18,06	6,79	<b>-34,45</b>	<b>1+2</b>
15	-16,88	-10,65	8,46	<b>-27,53</b>	<b>1+2</b>
11	-14,95	5,99	9,06	<b>-14,95</b>	<b>1</b>
12	-18,94	20,19	13,58	<b>-18,94</b>	<b>1</b>
13	-10,41	20,19	16,80	<b>22,88</b>	<b>1+(2+3)*0.9</b>

## Максимальні поздовжні сили (кН)

№ вузла	Завантаження			N <sub>макс</sub> , кН	M відповідне, кНм	Пояснення
	1. Власна вага	2. Сніг	3. Вітер			
1	-202,97	-123,27	50,41	<b>-326,24</b>	<b>0,00</b>	<b>1+2</b>
2	-175,19	-123,99	53,94	<b>-299,18</b>	<b>-43,71</b>	<b>1+2</b>
3	-148,42	-123,99	54,77	<b>-272,41</b>	<b>11,04</b>	<b>1+2</b>
14	-139,82	-122,29	54,83	<b>-262,11</b>	<b>46,65</b>	<b>1+2</b>
4	-123,57	-114,33	54,83	<b>-237,90</b>	<b>125,60</b>	<b>1+2</b>
5	-102,06	-94,75	53,48	<b>-196,81</b>	<b>216,15</b>	<b>1+2</b>
6	-86,58	-73,64	49,42	<b>-160,22</b>	<b>201,14</b>	<b>1+2</b>
7	-72,72	-67,58	47,38	<b>-140,30</b>	<b>0,00</b>	<b>1+2</b>
8	-86,58	-80,89	30,59	<b>-167,47</b>	<b>107,05</b>	<b>1+2</b>
9	-102,06	-94,75	28,67	<b>-196,81</b>	<b>95,47</b>	<b>1+2</b>
10	-123,57	-106,52	29,24	<b>-230,09</b>	<b>22,21</b>	<b>1+2</b>
15	-139,82	-111,71	29,69	<b>-251,53</b>	<b>-31,53</b>	<b>1+2</b>
11	-148,42	-111,71	30,38	<b>-260,13</b>	<b>-53,89</b>	<b>1+2</b>
12	-175,19	-111,62	31,87	<b>-286,81</b>	<b>-72,6</b>	<b>1+2</b>
13	-202,97	-109,95	31,87	<b>-312,92</b>	<b>0,00</b>	<b>1+2</b>

## 5. ПОПЕРЕДНІЙ ПІДБІР ПЕРЕРІЗУ АРКИ

## 5.1. Визначення параметрів дощок клеєного перерізу

Для того щоб підібрати переріз арки, треба спочатку задатися шириною і товщиною дощок, з яких буде складено переріз. Попередньо задатись шириною перерізу для елементів з клеєної деревини можна за табл. Д.5.1 дод. 5. Для склеювання перерізів стрілочастих арок прольотами до 36м включно зазвичай ефективніше використовувати товсті дошки. Використання тонких дощок можливе, склеювання тонких дощок дасть більш однорідний переріз, але воно є не ефективним через більші витрати матеріалу. Параметри дощок визначені сортаментом пиломатеріалів, який поставляє наша лісозаготівельна промисловість (див. табл. Д.5.2 дод. 5). Чорнові дошки, для щільного прилягання і рівномірного покриття клеєм, перед склеюванням обов'язково оброблюють за товщиною механічними рубанками. Клеєний переріз після закінчення твердіння клею теж підлягає обробці електрорубанком за шириною перерізу. Допуски на механічну обробку перерізів наведені в табл.Д.5.3 дод. 5.

Класи якості лісоматеріалів згідно з ДСТУ EN 1316 та ДСТУ ENV 1927-2 і рекомендовані співвідношення із класифікацією за сортами деревини (яка втратила чинність), приклад для соснових лісоматеріалів див. табл. Д.5.4 дод. 5.

**Приклад 5.1.** Визначити попередню висоту перерізу і розрахунковий опір деревини на згин, стиск та зминання вздовж волокон стрілкової аркової конструкції прольотом 36 м за даними прикладу 2.1. Радіус базової кривини арки  $R = 33,65$  м.

Матеріал арки – клеєна деревина вологістю до 9% із пиломатеріалів звичайної сосни, з'єднувальний клей марки ФРФ-50. Температура повітря до  $+35^{\circ}\text{C}$ . Клас експлуатації 2. Клас міцності деревини - GL 24h (сорт деревини – 2) (див. табл. Д.6.1-Д.6.2 дод. 6).

Для арок із клеєної деревини прольотом 36 м рекомендується застосовувати дошки шириною до 21 см. За сортаментом пиломатеріалів з хвойних порід обираємо тонку дошку шириною 20 см і завтовшки 25 мм. Припуск на механічну обробку для такої дошки становить 5 мм. Таким чином товщина клеєної дошки після обробки становить 20 мм.

Із практичного досвіду проектування висота перерізу стрілочастих арок повинна становити співвідношення біля  $1/30$  прольоту.

Таким чином можна отримати попередню висоту як:

$$\bar{h} = \frac{L}{30}. \quad (5.1)$$

Отримана висота є умовною, оскільки не враховує, що реальний переріз клеєний і складається із дощок. Кількість дощок, з яких складається клеєний переріз, становитиме:

$$n = \frac{\bar{h}}{t}, \quad (5.2)$$

де  $t$  – товщина шару (дощки з урахуванням припуску на обробку), призначена раніше.

Визначена, зазвичай дрібна кількість дощок, округлюється вгору до парного числа  $n$ .

Справжня висота перерізу з урахуванням округлення становитиме

$$h = n \cdot t \quad (5.3)$$

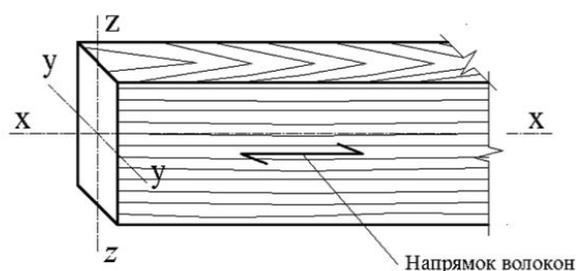


Рис.5.1. Прийнятий напрямок осей в елементі арки

Після цього визначаються геометричні характеристики отриманого перерізу:

площа:  $A = bh$ ;

$$\text{момент опору } W_y = \frac{bh^2}{6};$$

$$\text{момент інерції } I_y = \frac{bh^3}{12};$$

$$\text{радіус інерції (наближено) } i_y = 0,289h, i_z = 0,289b.$$

Момент інерції при крученні прямокутного перерізу:

$$I_{tor} = \beta \cdot h \cdot b^3. \quad (5.4)$$

Таблиця 5.1

**Значення коефіцієнтів  $\beta$  залежно від  $h/b$**

h/b	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00	6,00	8,00	1,00	>10
$\beta$	0,229	0,249	0,263	0,281	0,291	0,299	0,307	0,312	0,333

**Приклад 5.2.** Визначити попередню висоту перерізу стрілкової арки прольотом 36 м за даними прикладу 2.1. Ширину перерізу призначено  $b = 20$  см.

Орієнтовна висота перерізу становить

$$\bar{h} = L / 30 = 36 / 30 = 1,2 \text{ м.}$$

Кількість дощок, з яких складається клеєний переріз:  
 $\bar{n} = \bar{h} / t = 120 / 2 = 60$  – ціле парне число

Округлювати вгору до парного числа не потрібно, приймаємо  $n = 60$ , тоді справжня висота перерізу з урахуванням округлення співпадатиме із визначеною попередньо  $h = n \cdot t = 60 \cdot 2 = 120$  см.

Таблиця 5.2

**Геометричні характеристики отриманого перерізу**

Площа $A$	<b>2400</b>	см <sup>2</sup>
момент опору $W_y$	<b>48000</b>	см <sup>3</sup>
момент інерції $I_y$	<b>2880000</b>	см <sup>4</sup>
момент інерції $I_z$	<b>80000</b>	см <sup>4</sup>
радіус інерції $i_y$	<b>34,68</b>	см
радіус інерції $i_z$	<b>5,78</b>	см
Статичний момент $S_y$	<b>36000</b>	см

Момент інерції при крученні прямокутного перерізу при  $h/b = 120/20 = 6$ , матиме  $\beta = 0,299$ , а отже визначатиметься як:

$$I_{tor} = \beta \cdot h \cdot b^3 = 120 \cdot 20^3 \cdot 0,299 = 287040 \text{ см}^4.$$

### 4.3. Визначення розрахункового опору деревини

Розрахунковий опір деревини отримують шляхом перемноження базового розрахункового опору із табличних значень (див. табл. Д.6.2 дод.к 6) на коефіцієнти. При виготовленні конструкцій з клеєної деревини, сировиною для яких є місцева деревина, є певна непридатність цієї деревини до проєктування за ДБН В.2.6-161:2017, що можна вирішити за табл. Д.6.1 дод. 6, прийнявши відповідний клас деревини за певним сортом.

Розрахункові значення міцності деревини для клеєних дерев'яних елементів визначають за формулою 13.1 ДБН:

$$f_{(m,t,c,v),d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{(m,t,c,v),k}}{\gamma_M} k_h \cdot k_{\text{sys}}, \quad (5.5)$$

де  $f_{(m,t,c,v),g,k}$  – табличне характеристичне значення розрахункового опору деревини;

$k_{\text{mod}}$  – коефіцієнт перетворення, що враховує тривалість дії навантаження та температурно-вологісні умови експлуатації, який для суцільної і клеєної деревини визначається Додатком А до ДБН (табл. Д.6.3. дод. 6), тривалість та характеристики навантажень наведені у табл. Д.6.4 дод. 6;

$k_h$  – коефіцієнт висоти перерізу. Для елементів з клеєної деревини прямокутного перерізу за базову висоту **при роботі на згин або ширину при роботі на розтяг** приймають **600 мм**.

Для висоти при згині або ширині (максимальний розмір поперечного перерізу) при розтягу елементів з клеєної деревини менше ніж 600 мм характеристичні значення  $f_{m,k}$  і  $f_{t,0,k}$  можуть бути збільшені на коефіцієнт  $k_h$ :

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\}, \quad (5.6)$$

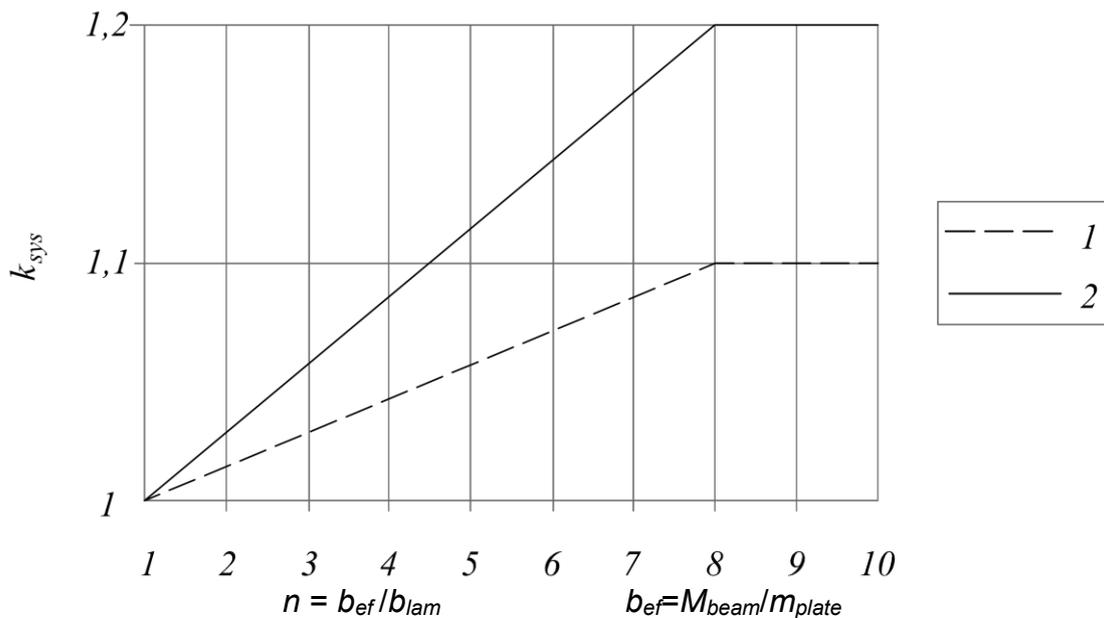
де  $h$  – висота перерізу елемента при згині або ширина перерізу при розтягу, мм.

$k_{\text{sys}}$  – коефіцієнт міцності системи, який застосовується, якщо кілька елементів конструкції мають однаковий проліт, або збірні елементи розкріплені з одного боку системою в'язей.

Якщо передбачена система в'язей забезпечує перерозподіл зусиль від одного елемента до інших, то коефіцієнт  $k_{\text{sys}}$  приймається рівним 1,1.

Для настилів з клеєної деревини або перекриттів  $k_{\text{sys}}$ , набуває значення за рис. 5.2:

$\gamma_M$  – коефіцієнт надійності за матеріалом, визначений у Таблиці 6.1 ДБН (див. табл. Д.6.5 дод. 6):



Число навантажених ламелей, 1 - ламелі з фіксацією цвяхами або шурупами;  
2 - ламелі склеєні

Рис. 5.2. (11.8 ДБН). Коефіцієнт міцності системи  $k_{sys}$  для ламінованих листів настилу з цільної або клеєної деревини

### Приклад 5.3

На арку діють три основних типи навантажень за тривалістю:

- Власна вага – постійне навантаження;
- Снігове – тимчасове навантаження середньої тривалості;
- Вітрове – тимчасове навантаження короткочасної дії.

Попередньо прийнято, що тимчасові навантаження (снігові, вітрові) чинять більшу дію на конструкцію арки, ніж власна вага, тому Клас навантаження за тривалістю приймемо за найкоротшою дією, що відповідатиме короткочасному вітровому навантаженню.

Відтоді коефіцієнт перетворення  $k_{mod}$  для класу дії короткочасного навантаження, з урахуванням температурно-вологісних умов 2 класу експлуатації дорівнюватиме **0,9**.

Оскільки попередньо задана висота перерізу при згині більше ніж 600 мм, то беремо коефіцієнт  $k_h = 1,0$ .

Оскільки враховуємо, що передбачена система в'язей забезпечує перерозподіл зусиль від одного елемента до інших, то коефіцієнт міцності системи  $k_{sys}$  беремо рівним **1,1**.

Коефіцієнт надійності за матеріалом  $\gamma_M$  для клеєної деревини беремо рівним **1,25**.

Розрахункові опори клеєної деревини для класу міцності GL 24h визначимо в табличному вигляді (табл. 5.3).

## Розрахункові міцності деревини GL24h

Міцність при згині $f_{m,d}$	$24 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1,1 / 1,25 = 19,01$
Міцність при розтягу $f_{t,0,d}$ $f_{t,90,d}$	$16,5 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1,1 / 1,25 = 13,07$ $0,4 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1,1 / 1,25 = 0,32$
Міцність при стиску $f_{c,0,d}$ $f_{c,90,d}$	$24 \cdot 0,9 \cdot 1,1 / 1,25 = 19,01$ $2,7 \cdot 0,9 \cdot 1,1 / 1,25 = 2,14$
Міцність при сколюванні $f_{v,d}$	$2,7 \cdot 0,9 \cdot 1,1 / 1,25 = 2,14$

## 6. УРАХУВАННЯ УМОВНИХ ПОЧАТКОВИХ ВІДХИЛЕНЬ

Визначаючи зусилля у аркових конструкціях, слід врахувати вплив на внутрішні зусилля початкових недосконалостей. Це виконується шляхом лінійного розрахунку другого порядку за п.8.4.4.2 ДБН. Для арок розрахунок плоских слід виконувати з урахуванням наявності початкових викривлень геометричних схем, які показані на рис. 6.1.

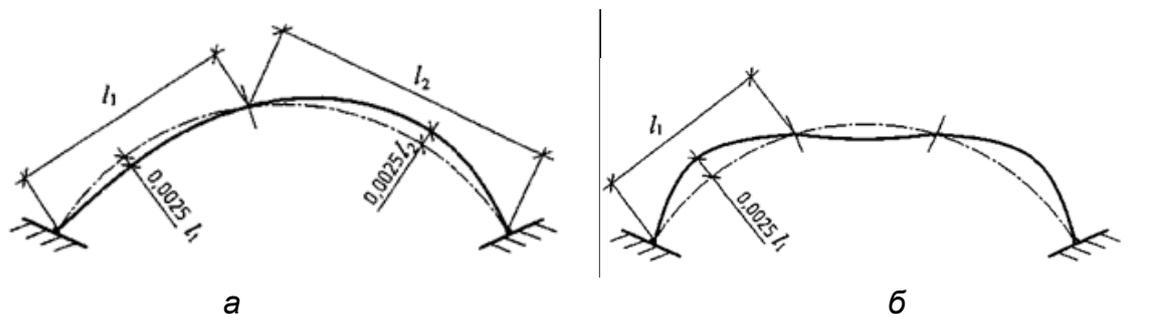


Рис. 6.1. Початкові викривлення геометричних схем арок відповідно від симетричного навантаження (б) і несиметричного (а)

Для неположистих стрілочних арок буде характерною як правило, кососиметрична форма втрати стійкості, тому початкові викривлення слід задавати за схемою а) рис. 5.1. При цьому на первинному етапі у межах навчального проєктування можна брати  $l_1 = l_2$ .

З метою спрощення, у рамках цих методичних рекомендацій, урахуємо ексцентриситет шляхом введення ексцентриситету для отримання додаткового згинального моменту від діючих поздовжніх зусиль у арці.

**Приклад 6.1.** Визначення додаткових зусиль із урахуванням початкових відхилень

Визначена раніше геометрична величина  $l_1 = l_2 = S_0 = 25,46$  м.

Тоді ексцентриситет початкового викривлення при очікуваній кососиметричній формі втрати стійкості  $e = 0,0025 S_0 = 0,0025 \cdot 25,46 = 0,064$  м.

Максимальні сполучення зусиль із поздовжніми силами або / та моментом із табл. 4.4:

Максимальні згинальні моменти  $M_{\max} = 331,97$  кНм,  $N_{\text{відповідне}} = -139,20$  кН.

Максимальні поздовжні сили  $N_{\max} = -196,81$  кН,  $M_{\text{відповідне}} = 216,15$  кН або  $N_{\max} = -326,24$  кН без моменту в опорі.

З додатковими зусиллями із урахуванням початкових відхилень:

Максимальні згинальні моменти:

$M_{\max} = 331,97 + 139,20 \cdot 0,064 = \mathbf{340,88}$  кНм,  $N_{\text{відповідне}} = \mathbf{-139,20}$  кН.

Максимальні поздовжні сили:

$N_{\max} = \mathbf{-196,81}$  кН,  $M_{\text{відповідне}} = 216,15 + 196,81 \cdot 0,064 = \mathbf{228,75}$  кНм або  $N_{\max} = \mathbf{-326,24}$  кН.

Остаточо обираємо розрахункову комбінацію:

$M_{\max} = \mathbf{340,88}$  кНм,  $N_{\text{відповідне}} = \mathbf{-139,20}$  кН.

## 7. ПЕРЕВІРКА ЗА ДОТИЧНИМИ НАПРУЖЕННЯМИ АБО ПЕРЕВІРКА НА СКОЛЮВАННЯ

Розрахунок елементів на зсув (сколювання) при згині перерізі арки проводять за формулою дотичних напружень:

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{V_d \cdot S_{br}}{I_{br} \cdot b_{ef} \cdot f_{v,d}} \leq 1,0, \quad (7.1)$$

де  $V_d = Q_{\max}$  – максимальне значення поперечної сили,

$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$  – розрахункова ширина перерізу елемента, де коефіцієнт впливу тріщин для суцільної та клеєної деревини  $k_{cr} = 0,67$ ;  $b$  – геометрична ширина перерізу елемента;

$I_{br} = I_y$  – момент інерції перерізу (брутто) відносно нейтральної осі;

$S_{br} = S_y = \frac{bh^2}{8}$  – статичний момент брутто перерізу арки відносно

нейтральної осі;

$f_{v,d}$  – розрахунковий опір сколюванню деревини при згині (див. вище).

**Якщо перевірка на сколювання не задовольняється, діють так:**

1. Збільшують переріз на **дві дошки** та обчислюють його нову висоту  $h$ .
2. Обчислюють момент інерції  $I_y$  та статичний момент  $S_y$ .

3. Перевіряють міцність на сколювання  $\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{V_d \cdot S_{br}}{I_{br} \cdot b_{ef} \cdot f_{v,d}} \leq 1,0$ .

**Приклад 7.1.** Перевірити на сколювання переріз стрілкової арки прольотом 36 м за даними прикладу 2.1. Раніше обчислений момент інерції

$I_y = 2880000$  см<sup>4</sup>.

Статичний момент бруто частини перерізу, що зсувається

$$S_y = \frac{bh^2}{8} = \frac{20 \cdot 120^2}{8} = 36000 \text{ см}^3.$$

Максимальна поперечна сила у арці, визначена за результатами статичного розрахунку і сполученням зусиль (табл. 3.5), становить  $Q_{\text{макс}} = 109,42 \text{ кН}$ .

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 20 = 13,40 \text{ см}.$$

Відтоді перевірка на сколювання вздовж волокон:

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{V_d \cdot S_{br}}{I_{br} \cdot b_{ef} \cdot f_{v,d}} = \frac{109,42 \cdot 10 \cdot 36000}{2880000 \cdot 13,40 \cdot 2,14} = 0,48 \leq 1,0.$$

**Отже перевірка перерізу арки за дотичними напруженнями задовольняється.**

## 8. ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ І СТІЙКОСТІ АРКИ У ПЛОЩИНІ КРИВИНИ

Міцність – це здатність конструкції опиратися руйнуванню під дією зовнішніх силових дій. Втрата стійкості – це раптовий перехід системи до нового стану рівноваги, що характеризується меншим значенням потенційної енергії. Стійкість є одним з головних критеріїв, що визначає переріз та абрис аркової конструкції.

Стійкість арки у площині кривини визначається як для позацентрового стиснутого елемента, або елемента, що працює на стиск зі згином. Суцільні елементи з цільної і клеєної деревини, що працюють на осьовий стиск зі згином розраховуються в залежності від **гнучкості в площині згину у-у, яка дорівнює:**

$$\lambda_y = \frac{l_0 \mu}{i_y}. \quad (8.1)$$

Для стріластої арки повна довжина абрису буде довжиною двох дуг, які складають її контур

$$l_0 = 2l_1 = \frac{2\pi R \varphi}{180^\circ}. \quad (8.2)$$

Для тришарнірних **стріластих арок** коефіцієнт розрахункової довжини може бути прийнятий залежно від кута переламу  $\psi$  у гребеневому шарнірі. Кут переламу  $\psi$  дорівнює двом кутам нахилу дотичної до абрису арки у гребеневому вузлі (рис. 8.1).

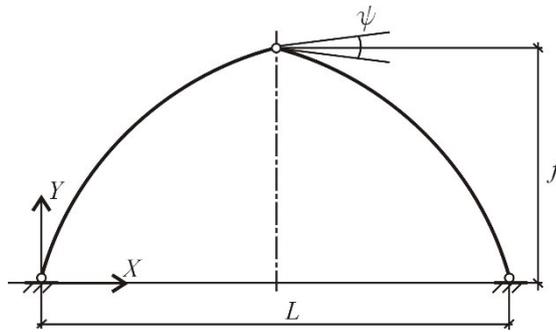


Рис. 8.1. До визначення коефіцієнта розрахункової довжини тришарнірних стрілочастих арок

Якщо  $\psi \leq 10^\circ$ , то коефіцієнт розрахункової довжини  $\mu = 0,58$ . Якщо  $\psi > 10^\circ$ , то коефіцієнт розрахункової довжини  $\mu = 0,5$  (п.10.13.7 ДСТУ).

Із площині гнучкість буде визначатися як

$$\lambda_z = \frac{l_m \mu}{i_z}, \quad (8.3)$$

де  $l_m$  – відстань між опорними перерізами елемента або між точками розкріплення

з площини,  $l_m = \frac{l}{s}$ ,  $s$  - кількість ділянок між точками розкріплення (опори та в'язі із площини), її можна встановити як  $s = n_r - 1$ , де  $n_r$  – кількість закріплень. Як пам'ятаємо,  $l$  – повна довжина дуги арки.

Коефіцієнт розрахункової довжини при розрахунку із площини  $\mu$  у резерв надійності може бути рівним 1,0.

Приведена гнучкість елемента з осями перерізу у-у та z-z:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad \text{та} \quad \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (8.4)$$

де  $\lambda_y, \lambda_z$  – гнучкості елемента відносно відповідних осей;

$E_{0,05}$  – п'ятивідсотковий квантиль модуля пружності вздовж волокон деревини;

$f_{c,0,k}$  – характеристичне значення міцності деревини при стиску вздовж волокон.

Відтоді коефіцієнти стійкості  $k_{c,y}$  та  $k_{c,z}$  – визначаються за формулами (8.5)(9.7 ДБН).

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad \text{та} \quad k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}, \quad (8.5)$$

в яких коефіцієнти  $k_y, k_z$  визначаються за формулами

$$k_y = 0,5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right),$$

$$k_z = 0,5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right); \quad (8.6)$$

$\beta_c$  – коефіцієнт, який береться як:  $\beta_c=0,2$  – для елементів з цільної деревини,  $\beta_c=0,1$  – для елементів з клеєної деревини та LVL.

Розрахунок елементів, що працюють на осьовий стиск зі згином слід виконувати:

при приведеній гнучкості в площині  $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$  за формулою:

$$\left[ \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,0; \quad (8.7)$$

при приведеній гнучкості в площині  $\lambda_{rel,y} > 0,3$  за формулою:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,0, \quad (8.8)$$

де  $\sigma_{c,0,d}$  – розрахункове напруження стиску вздовж волокон

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{net}}. \quad (8.9)$$

Розрахункові напруження при згині визначається з урахуванням деформованої схеми за формулою:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}}. \quad (8.10)$$

Впливом радіальних напружень у криволінійних елементах аркового типу можна зазвичай нехтувати, оскільки у них значне співвідношення радіуса кривини до товщини дошки перерізу, якщо  $r_{in}/t \geq 240$  (п.11.2.2 ДБН). Загалом згідно з положеннями ДБН, радіуси R ламелів для гнутих елементів в експлуатаційних класах 1 та 2 повинні складати не менше ніж  $230t$  та в експлуатаційному класі 3 –  $205t$ . Дозволяється R до  $150t$ , якщо товщина ламелів, мм

$$t \leq 13 + 0,4 \left[ \frac{R}{t} - 150 \right]. \quad (8.11)$$

**Якщо обчислена умова стійкості зі згином не задовольняється, роблять так:**

1. Збільшують переріз на **дві дошки** та обчислюють його нову висоту  $h$ .
2. Обчислюють радіуси інерції  $i_z$  та  $i_y$ .
3. Обчислюють нові гнучкості  $\lambda_y, \lambda_z$  елемента відносно відповідних осей та знаходять відповідні значення приведених гнучкостей.
4. Перераховують інші геометричні характеристики  $A, W_y, I_y$

5. Якщо висота перерізу потребує зміни коефіцієнта  $k_h$ , його знаходять та перераховують розрахунковий опір деревини (поділивши на старе значення  $k_h$  і помноживши на нове).

6. Обчислюють коефіцієнти  $k_y$  і  $k_z$ , а потім коефіцієнти стійкості  $k_{c,y}$  та  $k_{c,z}$  з урахуванням усіх випадків.

7. Знаходять розрахункове напруження стиску вздовж волокон

$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{net}}$  і розрахункові напруження при згині в площині

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}}.$$

8. Перевіряють відповідну умову на осьовий стиск зі згином. Якщо умова не задовольняється, переходять до п.1.

Для більшого перерізу міцність за дотичними напруженнями можна не перевіряти, якщо вона задовольнялася раніше.

### Приклад 8.1

Перевірити міцність і стійкість у площині кривини стрілкової арки за даними прикладів 2.1 та 5.1. Зусилля із додатковими зусиллями із урахуванням початкових відхилень становлять:

Максимальний згинальний момент за результатами статичного розрахунку  $M_{y,d} = 340,88$  кНм.

Відповідна йому поздовжня сила  $N_d = 139,20$  кН.

У цьому прикладі використовуємо сполучення, де максимальний згинальний момент і відповідна поздовжня сила, оскільки внесок від моменту у напружено-деформований стан більший, ніж від поздовжньої сили. В реальному проектуванні пересвідчуються у відповідності перерізу для обох сполучень.

Визначимо необхідність урахування впливу радіальних напружень у криволінійних елементах аркового типу. Товщина дошки 2 см, радіус кривини  $R = 33,65$  м. Співвідношення радіуса кривини до товщини дошки перерізу  $r_{in}/t = 3365/2 = 1682,5 > 240$ . Отже, впливом радіальних напружень у арці можна знехтувати.

Радіус інерції в площині  $i_y = 34,68$  см. Із площини  $i_z = 5,78$  см.

Повна довжина абрису арки:

$$l_0 = 2l_1 = \frac{2\pi R\varphi}{180^\circ} = \frac{3,14 \cdot 33,65 \cdot 44,45}{180} = 52,21 \text{ м.}$$

Кут переламу у гребеневому вузлі арки

$$\psi = 2\alpha_{(6)} = 2 \cdot 26,48 = 52,96^\circ.$$

Отже коефіцієнт розрахункової довжини  $\mu = 0,5$ .

$$\text{Гнучкість арки тоді у площині: } \lambda_y = \frac{l_0 \mu}{i_y} = \frac{52,21 \cdot 0,5}{34,68 \cdot 0,01} = 75,30.$$

Беремо емпірично, кількість закріплень арки із площини поділивши проліт арки на 4 частини  $n_r = 5$

Тоді кількість ділянок на які розбито арку по довжині:  $s = n_r - 1 = 5 - 1 = 4$ .

Довжина ділянки між точками розкріплення  $l_m = \frac{l}{s} = 52,21 / 4 = 13,05$  м.

Коефіцієнт розрахункової довжини елемента арки із площини беремо згідно з табл. 9.2. ДБН (див. нижче) таким, що дорівнює 1.0 у резерв надійності.

Відтоді гнучкість арки із площини:

$$\lambda_z = \frac{l_m \mu}{i_z} = \frac{13,05 \cdot 1,0}{5,78 \cdot 0,01} = 225,78.$$

Для обраного класу міцності GL 24h п'ятивідсотковий квантиль модуля пружності вздовж волокон клеєної деревини  $E_{0,05} = 9400$  МПа.

Характеристичне значення міцності деревини при стиску вздовж волокон  $f_{c,0,k} = 24$  МПа.

Тоді приведена гнучкість елемента відносно осей у-у та z-z:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{75,30}{3,14} \sqrt{\frac{24}{9400}} = 1,21;$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{225,78}{3,14} \sqrt{\frac{24}{9400}} = 3,63.$$

Для елементів з клеєної деревини коефіцієнт  $\beta_c = 0,1$ . Коефіцієнти  $k_y$ ,  $k_z$  будуть:

$$\begin{aligned} k_y &= 0,5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right) = \\ &= 0,5 (1 + 0,1 (1,21 - 0,3) + 1,21^2) = 1,28 \\ k_z &= 0,5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right) = \\ &= 0,5 (1 + 0,1 (3,63 - 0,3) + 3,63^2) = 7,25 \end{aligned}$$

Відтоді коефіцієнти стійкості  $k_{c,y}$  та  $k_{c,x}$  будуть:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,28 + \sqrt{1,28^2 - 1,21^2}} = 0,59.$$

$$\text{та } k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{7,25 + \sqrt{7,25^2 - 3,63^2}} = 0,07.$$

Приведена гнучкість у площині дії моменту  $\lambda_{rel,y} = 1,21 > 0,3$ . Відтоді застосовуємо перевірку елемента на стійкість зі згином за формулою (8.8).

Для цього обчислимо розрахункове напруження стиску вздовж волокон

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{net}} = \frac{139,20 \cdot 10}{2400} = 0,58 \text{ МПа}.$$

Розрахункові напруження при згині з урахуванням схеми, деформованої від початкових глобальних відхилень:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{y,d}} = \frac{340,88 \cdot 1000}{48000} = 7,10 \text{ МПа}.$$

Перевіримо переріз на стійкість із згином:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,58}{0,59 \cdot 19,01} + \frac{7,10}{19,01} = 0,43 \leq 1,0.$$

**Висновок: умова стійкості арки у площині кривини з урахуванням згину задовільняється.**

## 9. ПЕРЕВІРКА СТІЙКОСТІ АРКИ ІЗ ПЛОЩИНІ КРИВИНИ

Стійкість арки має бути забезпечена у двох площинах. Для забезпечення стійкості у площині кривини арки потрібно також перевірити стійкість **із площини**, - так звану стійкість **плоскої форми деформування**. Тобто, умовно кажучи, пересвідчитись, що арка деформуватиметься під навантаженням у плоскій схемі, як ми її і запроєктували, а не випнеться кудись убік.

Перевірка на стійкість плоскої форми деформування стиснуто-зігнутих елементів здійснюється за формулою

$$\left[ \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0, \quad (9.1)$$

де  $\sigma_{m,d}$  – розрахункове напруження від згину;

$f_{m,d}$  – розрахункове значення міцності на згин;

$f_{c,0,d}$  – розрахункове значення міцності на стиск вздовж волокон (див. 8);

$k_{c,z}$  – коефіцієнт поздовжнього згину відносно вісі z (див. 8);

$k_{crit}$  – коефіцієнт, що враховує втрату стійкості плоскої форми деформування. Для елементів з початковим викривленням з площини дії моменту  $M$ ;

$k_{crit}$  можна визначити на основі виразу (9.2).

Коефіцієнт  $k_{crit}$  можна взяти як 1,0 для елемента, в якому бокові переміщення стиснутої грані виключені по всій довжині, а на опорах не припускається кручення.

$$k_{crit} = \begin{cases} 1,0 & \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}} & \lambda_{rel,m} > 1,4 \end{cases} \quad (9.2)$$

Відносна гнучкість при згині:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (9.3)$$

де  $\sigma_{m,crit}$  – критичне напруження від згину, визначене у відповідності до класичної теорії стійкості, враховуючи п'ятивідсоткові квантили модуля пружності і зсуву.

Критичне напруження від згину можна визначити так:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} \cdot W_y} \quad (9.4)$$

де  $E_{0,05}$  – п'ятивідсотковий квантиль модуля пружності деревини вздовж волокон;

$G_{0,05}$  – п'ятивідсоткове значення модуля зсуву деревини вздовж волокон;

$I_z$  – момент інерції перерізу з площини згину;

$I_{tor} = I_k$  – крутильний момент інерції перерізу;

$W_y$  – момент опору перерізу в площині згину;

$l_{ef}$  – розрахункова довжина елемента, що залежить від умов закріплення та конфігурації навантаження (див. табл. Д.7.1 дод. 7).

Для різних комбінацій навантажень у арці можуть виникати згинальні моменти, що розтягують, як верхні так і нижні волокна поясу.

Якщо умова  $\left[ \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0$  не задовольняється,

діють так:

1. Додають **попарно** в'язі, що рівномірно розкріплюють переріз арки із площини (тобто збільшують кількість ділянок розкріплення **s** на дві)

2. Обчислюють нову розрахункову довжину між ділянками розкріплення  $l_{ef} = l_m$ .

3. Обчислюють нову відносну гнучкість відносно осі z:

$$\lambda_z = \frac{l_m \mu}{i_z} \quad \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

4. Обчислюють нове значення коефіцієнту поздовжнього згину відносно осі z:

$$k_z = 0,5 \left( 1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

5. Обчислюють критичне напруження від згину

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} \cdot W_y}$$

6. Обчислюють відносну гнучкість при згині  $\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$

7. Перевіряють умову  $\left[ \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0$ . Якщо умова

не задовольняється, переходять до п. 1.

### Приклад 9.1

Перевірити стійкість **плоскої форми деформування** арки із площини кривини за даними попередніх прикладів.

Крок прогонів 3 м. По нижній крайці арка закріплена із площини у опорах, брусом – в'яззю у гребеновому вузлі. Розрахункова довжина між точками розкріплення в'язями по довжині арки обчислена в попередньому прикладі  $l_{ef} = l_m = 13,05$  м.

Крутильний момент інерції перерізу  $I_{tor} = 287040$  см<sup>4</sup>;

Момент інерції із площини перерізу  $I_z = 80000$  см<sup>4</sup>;

П'ятивідсотковий квантиль модуля пружності деревини вздовж волокон  $E_{0,05} = 9400$  МПа;

П'ятивідсоткове значення модуля зсуву деревини вздовж волокон  $G_{0,05} = 350$  МПа;

Момент опору  $W_y = 48000$  см<sup>3</sup>.

Тоді критичне напруження від згину:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} \cdot W_y} =$$

$$= \frac{3,14 \sqrt{9400 \cdot 80000 \cdot 10^{-8} \cdot 350 \cdot 287040 \cdot 10^{-8}}}{13,05 \cdot 48000 \cdot 10^{-6}} = 13,78 \text{ МПа.}$$

Відносна гнучкість при згині:  $\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{13,78}} = 1,32.$

На опорах не припускається кручення, але бокові переміщення стиснутої грані не виключені по всій довжині, оскільки дощатий настил кріпиться до прогонів, які розкріплюють арку, а не до самої арки.

Варіант стиснутих волокон нижньої грані є найгіршим, оскільки в'язі йдуть більш розріджено, ніж прогони.

Оскільки  $0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$ , то коефіцієнт, що враховує втрату стійкості плоскої форми деформування

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 1,32 = 0,57.$$

Розрахункове напруження від згину у площини арки  $\sigma_{m,d} = 7,10$  МПа, як було обчислено вище. Розрахункове значення міцності на згин  $f_{m,d} = 19,01$  МПа.

Розрахункове значення міцності на стиск  $f_{c,0,d} = 19,01$  МПа, коефіцієнт поздовжнього згину по вісі z —  $k_{c,z} = 0,07$ .

Напруження осьового стиску  $\sigma_{c,0,d} = 0,58$  МПа.

Перевіримо арку на стійкість плоскої форми деформування

$$\left[ \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \left[ \frac{7,10}{0,57 \cdot 19,01} \right]^2 + \frac{0,58}{0,07 \cdot 19,01} =$$

$$= 0,429 + 0,435 = 0,864 \leq 1,0,$$

**Отже стійкість плоскої форми деформування арки забезпечена.**

Довжина ділянки між точками розкріплення більша за крок прогонів, а отже перевіряти сполучення, в яких розтягнута верхня крайка, не треба, окрім того значення зусиль у таких сполученнях менші, аніж застосовані під час перевірки нижньої крайки.

**У ці методичні вказівки з умов скороченого обсягу не включена перевірка вібрацій, прогинів, а також системи в'язей арки, розрахунки прогонів, настилу і системи фахверка будівлі. Також не наводиться розрахунок з урахуванням повзучості деревини арки.**

## 10. РОЗРАХУНОК ВУЗЛІВ АРКИ

### 10.1. Розрахунок опорного вузла

Особливістю шарнірних опорних вузлів арок з клеєної деревини є потреба урахування зминання елементів від опорних реакцій і сприйняття зусиль розпору. Якщо аркова конструкція виконує у будівлі функцію покриття і спирається на колони, розпір може бути сприйнятий безпосередньо колонами (при невеликій висоті і невеликому прольоті арки), пілонами, рамами, сусідніми будівлями або затяжкою.

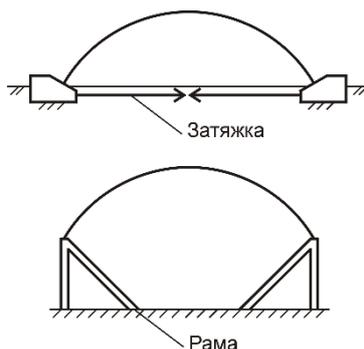


Рис. 10.1. Сприйняття розпору арки

Затяжка, зазвичай, виконується з прокатних сталевих елементів (тяжів з круглої сталі, швелерів тощо) або канатів, сплетених зі сталевий проволочки. Якщо великі прольоти, рекомендується застосовувати затяжки з фасонного прокату, що мають значну жорсткість (швелери, двотаври) а також робити підвіски по довжині арки, які б зменшували гнучкість затяжки. Окрім того, якщо затяжку улаштовують складеного перерізу з листового або фасонного прокату, в ній встановлюють сполучні елементи з кроком не більше ніж 80 радіусів інерції складеного перерізу згідно з ДБН В.2.6-198.

З метою запобігання провисання затяжки, а також зменшення деформативності арки як системи, затяжку обов'язково попередньо напружують спеціальними пристроями натягу.

Коли арка є самостійною конструкцією, вона спирається безпосередньо на фундамент. При цьому розпірне зусилля також може бути сприйняте у опорі затяжкою. В такому разі затяжку прокладають як правило нижче підлоги будівлі у спеціальних залізобетонних жолобах з можливістю проведення періодичного огляду.

Оскільки такий варіант достатньо дорогий і технологічний, частіше розпірне зусилля сприймають за рахунок самої конструкції фундаменту. Якщо прольоти до 30 м, обпирання арок на фундаменти чи несучі конструкції будівлі здійснюють лобовим упором частини торцевої поверхні, центрованої по осі арки і ортогональної до неї безпосередньо в поверхню фундаменту через сталевий опорний елемент.

Насамперед для того, щоб арка не проковзувала металевим опорним елементом по бетону фундаменту, має бути витримана вимога

$$Q \leq N_a v, \quad (10.1)$$

де  $v$  – коефіцієнт тертя. Поперечні сили, які виникають у арці, сприймаються силами тертя сталевієї плити з бетоном. Якщо вимога не виконується, до плити слід застосувати спеціальні упори, закладні у бетон, наприклад, зі швелера, або розраховувати анкерні болти на зріз.

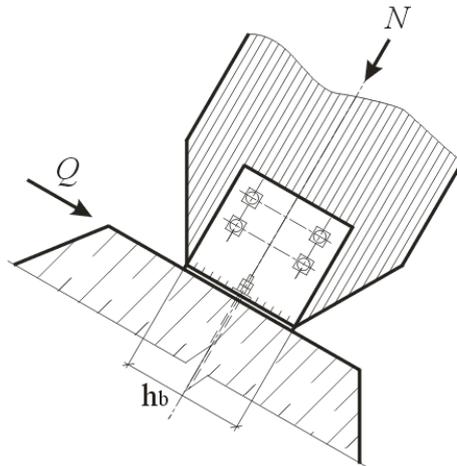


Рис. 10.2. Вузол зі сприйняттям розпірного зусилля фундаментом через опорну базу

Плиту, з якої виконується база, обирають за умови зминання під нею деревини:

$$A_{cl} = \frac{N_a}{f_{c,0,d}}, \quad (10.2)$$

де  $A_{cl}$  – площа зминання,  $N_a$  – розрахункова стискуюча сила,  $f_{c,0,d}$  – розрахунковий опір деревини стиску (зминанню) вздовж волокон.

Тоді потрібна висота бази може бути знайдена як  $h_b = A_{cl} / b$ , де  $b$  – ширина перерізу арки, прийнята раніше. Отримане значення висоти бази округлюють вгору до цілих чисел, і приймають не менш ніж  $h_b \geq 0,4h$ .

Опорна плита закріплюється на фундаменті за допомогою фундаментних анкерних болтів, розташованих, як правило, перпендикулярно до площини найбільшої жорсткості перерізу арки.

Для спрощення монтажу діаметри отворів у плиті беруть в 1,5 разу більшими від діаметрів болтів. Отвори розміщують у середині плити або на її краю, а після монтажу та прикінцевої вивірки перекривають шайбами з листової сталі завтовшки 16...20 мм (приблизно 0,5...0,6 від товщини опорної плити), які приварюють до плити.

Конструктивно найпростішими є бази, які складаються тільки з плити. У таких базах поздовжнє зусилля передається через фрезерований торець опори на стругану поверхню плити і за її допомогою розподіляється на поверхні

фундаменту, викликаючи зворотний опорний тиск. Фундаментних болтів, як правило, два, а їхні діаметри призначають конструктивно такими, що дорівнюють 20...36 мм для жорсткості вузла із площини.

Ширина бази із площини буде визначатися з умови міцності фундаменту під опорою.

Умова міцності фундаменту є неперевищення опорним тиском  $q = N/A_{pl}$  розрахункового опору бетону фундаменту  $f_{cd}$  відповідно до ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Клас бетону повинен бути не менше С12/15. Тоді мінімально необхідна ширина бази із площини з умови міцності бетону фундаменту

$$l_b = \frac{N}{f_{cd} \cdot h_b}. \quad (10.3)$$

У той же час, закріплюючи бази до фундаменту двома анкерними болтами, її мінімально необхідна ширина визначатиметься з конструктивних міркувань

$$l_b = 2d + 2d + t_{tr} + b + t_{tr} + 2d + 2d, \quad (10.4)$$

де  $t_{tr}$  – товщина траверси, що конструктивно призначається 10..20 мм, а  $d$  – діаметр отвору під болти. Траверси – це листові елементи, які прикріплюються безпосередньо до стрижня арки і до плити бази. Їхнє призначення полягає у збільшенні контуру стрижня, що сприяє рівномірному розподілу напружень під плитою, і створенні додаткових опор для плити, що працює на згин.

Товщина сталеві плити бази обирається з умови її міцності під час дії опорного зусилля.

У разі спрощеного підходу до розрахунку плити бази, її розглядають як консольну балку завширшки  $h_b$  із висотою перерізу, що дорівнює товщині плити.

Виліт умовної консолі

$$b_c = \frac{l_b}{2} - \frac{b}{2} - t_{tr} \quad (10.5)$$

Найбільший згинальний момент при цьому виникає у місці приєднання траверси:

$$M_c = q \cdot A_c \cdot C_c, \quad (10.6)$$

де напруження в бетоні під плитою  $q = \frac{N}{h_b \cdot l_b}$ ;

$A_c$  – площа умовної консолі,  $A_c = b_c \cdot h_b$ ;

$C_c = b_c / 2$  – відстань від опори умовної консолі до центру прикладення навантаження: .

Враховуючи, що момент опору перерізу умовної консольної балки дорівнює

$$W_{pl} = \frac{h_b \cdot t_{pl}^2}{6}, \text{ потрібна товщина плити}$$

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_c}{h_b \cdot R_y \cdot \gamma_c}} + 2 \text{ мм}, \quad (10.7)$$

де 2 мм – додаткова товщина плити, яка враховує стругання її поверхні;  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, який змінюється залежно від товщини плити і дорівнює 1,2, якщо  $t_{pl} \leq 40$  мм; 1,15, якщо  $40 < t_{pl} \leq 60$  мм; 1,1, якщо  $60 < t_{pl} \leq 80$  мм.

Прикінцево плиту беруть завтовшки не менше ніж 1 см.

$R_y$  – розрахунковий опір прокатної листової сталі на стиск, згин на розтяг (табл. Д.7.2 дод. 7).

Під час щільного приляганні торця клеєного елемента арки до плити бази (що досягається шляхом підгонки, обробки торця та фрезерування плити), болти, що кріплять елемент арки до траверс не сприймають опорне поздовжнє зусилля і призначаються конструктивно діаметром 12...24 мм.

Необхідна кількість нагелів у з'єднанні визначається під час дії максимальної припорної поперечної сили, яка діє впоперек волокон елемента арки.

Розрахункове значення несучої здатності поперечно навантаженого з'єднання з металевими нагелями, під дією зусиль впоперек волокон, має визначатися умов:

$$F_{v,ef,Rd} = n_{sp} \cdot r_{pr} \cdot n \cdot F_{v,Rd}, \quad (10.8)$$

де  $n_{sp}$  – кількість площин зсуву в з'єднанні;

$n$  – розрахункова фактична кількість кріпильних елементів у кожному ряду кріпильних елементів впоперек волокон;

$r_{pr}$  – кількість рядів поперечно навантажених кріплень;

$F_{v,Rd}$  – розрахункова несуча здатність поперечно навантаженого одного кріпильного елемента в площині зсуву під дією зусиль впоперек волокон, яка буде визначатись як:

$$F_{v,Rd} = \min \langle F_{v,Rd} \rangle, \quad (10.9)$$

де  $F_{v,Rd}$  – розрахункова несуча здатність, що визначається з виразу

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M}. \quad (10.10)$$

Відтоді розрахункова загальна кількість нагелів у з'єднанні визначається як:

$$n = \frac{F_{Ed}}{F_{v,ef,Rd}} = \frac{F_{Ed}}{\min \langle F_{v,Rd} \rangle} \quad (10.11)$$

де  $F_{Ed}$  – розрахункове зусилля, що діє на нагелі.

Для випадку із влаштуванням опорного вузла з металевими траверсами на нагелях, необхідні характерні перевірки (ДБН та ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1) (див. табл. Д.7.3 дод. 7).

Під час впливу на кріпильний елемент з'єднання зусилля зсуву, в ньому виникатиме розтяг (висмикування).

Для врахування ефекту висмикування кріпильного елемента у виразах з визначення характеристичної несучої здатності кріпильного елемента введено додатковий доданок.

$F_{ax,Rk}/4$ , де  $F_{ax,Rk}$  – характеристична осьова несуча здатність кріпильного елемента при висмикуванні. Дріб  $1/4$  - це орієнтовна частка внеску висмикування у процентному відношенні (для шпильок-нагелів 25%). Для гладких нагелів:

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} \\ f_{ax,k} \cdot d \cdot t + f_{head,k} \cdot d_h^2 \end{cases} \quad (10.12)$$

де  $f_{ax,k}$  – характеристичне значення міцності на висмикування;

$f_{head,k}$  – характеристичне значення міцності зони нарізки;

$d$  – діаметр нагеля;

$t_{pen}$  – розрахункова довжина заглиблення нагеля, або глибина зони різьблення;

$t$  – товщина елементів з'єднання;

$d_h$  – номінальний діаметр нарізної частини нагеля.

Для гладких нагелів з проникненням щонайменше  $12d$ , характеристичні значення міцності на висмикування та характеристичні значення міцності зони різьби слід визначати з наступних виразів:

$$f_{ax,k} = 20 \times 10^{-6} \cdot \rho_k^2, \quad (10.13)$$

$$f_{head,k} = 70 \times 10^{-6} \cdot \rho_k^2, \quad (10.14)$$

де:  $\rho_k$  - характеристичне значення густини деревини, кг/м<sup>3</sup>.

Якщо  $t/d < 1,0$ , то пластини вважаються тонкими і **кількість нагелів обчислюється із умов зминання металу траверси** за ДБН В.2.6.198:

$$F_{v,Rk} = R_{bp} d \sum t, \quad (10.15)$$

де  $\sum t$  – найменша сумарна товщина елементів, що зминаються у одному напрямку;

$R_{bp}$  – розрахунковий опір зминанню елементів (табл. Д.7.6 дод. 7).

Кількість єднальних нагелів округлюється до цілого парного числа з метою рівномірного розміщення по довжині траверси і приймається не менше двох.

Зварний шов, що поєднує траверси до плити також розраховують на максимальну приопорну поперечну силу.

**Приклад 10.1.** Розрахувати опорний вузол стрілчастої арки за даними прикладу 2.1.

Розрахункова максимальна стискуюча сила  $N_a$  за результатами статичного розрахунку у опорному вузлі 1 дорівнює  $N_a = -340,88$  кН, а максимальна приопорна поперечна сила  $Q = 54,02$  кН.

Перевіряємо вимогу, щоб арка не проковзувала металевим опорним елементом по бетону фундаменту. Коефіцієнт тертя «метал-бетон»  $\nu = 0,2..0,5$ , беремо 0,3.

$$N_a \nu = 340,88 \cdot 0,3 = 102,26 \text{кН} > Q = 54,02 \text{кН}.$$

Отже, сили тертя достатні для відсутності явища проковзування арки. Тому фундаментні болти беремо два, а їхній діаметр призначаємо конструктивно 20 мм. Сталь бази прийнято С275.

Необхідна площа зминання деревини під базою

$$A_{cl} = \frac{N_a}{f_{c,0,d}} = \frac{340,88 \cdot 10}{19,01} \approx 179 \text{см}^2.$$

Тоді потрібна висота бази  $h_b = A_{cl} / b = 179 / 20 = 8,95$  см.

Мінімальна висота бази з конструктивних міркувань  $h_b \geq 0,4h = 0,4 \cdot 120 = 48$  см  $> 8,95$  см.

Беремо  $h_b = 48$  см.

Ширина бази із площини буде визначатися з умови міцності фундаменту під опорою.

Для фундаменту використовуємо бетон С20/25. Міцність бетону С20/25 при осьовому стиску  $f_{cd} = 17$  МПа. Мінімально необхідна ширина бази із площини з

умови міцності бетону фундаменту  $l_b = \frac{N}{f_{cd} \cdot h_b} = \frac{340,88 \cdot 10}{17 \cdot 48} = 4,18$  см.

У той же час, під час закріплення бази до фундаменту двома анкерними болтами, її мінімально необхідна ширина із конструктивних міркувань

$$l_b = 2d + 2d + t_{tr} + b + t_{tr} + 2d + 2d = \\ = 2 \cdot 3 + 2 \cdot 3 + 1 + 20 + 1 + 2 \cdot 3 + 2 \cdot 3 = 46 \text{ см},$$

де  $t_{tr}$  - товщина траверси, що конструктивно призначена 10 мм, а  $d$  – діаметр отвору під анкерні болти,  $d = 1,5 \cdot 20 = 30$  мм.

Беремо ширину бази остаточно 46 см.

$$\text{Виліт умовної консолі плити } b_c = \frac{l_b}{2} - \frac{b}{2} - t_{tr} = \frac{46}{2} - \frac{20}{2} - 1 = 12 \text{ см}.$$

Найбільший згинальний момент при цьому виникає у місці приєднання траверси:

$$M_c = q \cdot A_c \cdot C_c = \frac{N \cdot b_c^2}{2 \cdot l_b} = \frac{340,88 \cdot 12^2}{2 \cdot 46} = 533,55 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

Розрахунковий опір прокатної листової сталі С275 на стиск, згин на розтяг  $R_y = 260$  МПа. Вважаючи що  $t_{pl} \leq 40$  мм; коефіцієнт умов роботи, який змінюється залежно від товщини плити  $\gamma_c$  дорівнює 1,2.

Потрібна товщина плити:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_c}{h_b \cdot R_y \cdot \gamma_c}} + 0,2 \text{ см} = \sqrt{\frac{6 \cdot 533,55 \cdot 10}{48 \cdot 260 \cdot 1,2}} + 0,2 \text{ см} =$$

$$= 1,462 + 0,2 = 1,662 \text{ см}.$$

Приймаємо  $t_{pl} = 1,8 \text{ см} = 18 \text{ мм}$ .

Розрахуємо тепер необхідну кількість нагелів, що кріплять арку між траверсами.

Беремо за нагелі сталеві шпильки класу міцності 6.6, діаметром  $d_b = 20 \text{ мм}$ , клас точності В із  $f_{u,k} = 600 \text{ МПа}$  та  $f_{y,k} = 360 \text{ МПа}$ . Матеріал елементів, що з'єднуються – сталь С275 товщиною 10 мм,  $R_u = 370 \text{ МПа}$  (див. вище). Розрахунковий опір елементів траверс на зминання тоді  $R_{bp} = 450 \text{ МПа}$  (див. вище).

Для шпильок з гладкою частиною діаметром  $d > 6 \text{ мм}$

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = 0,3 \cdot 600 \cdot 20^{2,6} = 434460 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Характеристичне значення густини деревини  $\rho_k = 380 \text{ кг/м}^3$ . Тоді характеристичні значення міцності на висмикування і зони різьблення:

$$f_{ax,k} = 20 \times 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 20 \cdot 10^{-6} \cdot 380^2 = 2,89 \text{ Н/мм}^2$$

$$f_{head,k} = 70 \times 10^{-6} \cdot \rho_k^2 = 70 \cdot 10^{-6} \cdot 380^2 = 10,11 \text{ Н/мм}^2.$$

Тоді характеристична осьова несуча здатність кріпильного елемента при висмикуванні  $F_{ax,Rk}$  для випадку, що розглядається, якщо  $d = d_h$ :

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} \cdot d \cdot t + f_{head,k} \cdot d_h^2 = 2,89 \cdot 20 \cdot 200 + 10,11 \cdot 20^2 =$$

$$= 11970,11 \text{ Н}.$$

Якщо  $k_{90} = 1,35 + 0,015d = 1,35 + 0,015 \cdot 20 = 1,65$  та

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d) \rho_k = 0,082(1 - 0,01 \cdot 20) \cdot 380 = 24,93 \text{ Н/мм}^2.$$

Характеристична міцність при зминанні для шпильок, шурупів (діаметром  $> 8 \text{ мм}$ ) або нагелів для деревини під час навантаження впоперек волокон становитиме:

$$f_{h,2,k} = f_{h,0,k} / \left( k_{90} \cdot (\sin 90)^2 + (\cos 90)^2 \right) = 24,93 / (1,65 \cdot 1^2 + 0) =$$

$$= 15,11 \text{ Н/мм}^2.$$

Таким чином, розрахункова несуча здатність поодинокого з'єднання становитиме:

1. На зминання основного елемента у нагельному гнізді:

$$F_{v,Rk} = 1,15\sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,2,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,15\sqrt{2 \cdot 434460 \cdot 15,11 \cdot 20} + 11970,11 / 4 = 18635,24 + 2992,53 = 21627,77 \text{ Н.}$$

2. На згин нагеля тип 1:

$$F_{v,Rk} = 0,5f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d = 0,5 \cdot 15,11 \cdot 200 \cdot 20 = 30220 \text{ Н.}$$

3. На згин нагеля тип 2:

$$F_{v,Rk} = 2,3\sqrt{M_{y,Rk}f_{h,2,k}d} + F_{ax,Rk} / 4 = 2,3\sqrt{434460 \cdot 15,11 \cdot 20} + 2992,53 = 26354,21 + 2992,53 = 29346,74 \text{ Н.}$$

Оскільки умова  $t/d = 10/20 = 0,5 \geq 1$  не задовольняється, пластини вважаються тонкими, і характеристична несуча здатність поодинокого з'єднання нагелів обчислюється із умов зминання металу траверси за ДБН В.2.6.198:

$$F_{v,Rk} = R_{bp}d \sum t = 450 \cdot 20 \cdot (10 + 10) = 180000 \text{ Н / мм}^2.$$

Розрахункова несуча здатність поодинокого з'єднання у випадку, що розглядається, буде:

$$F_{v,Rd} = k_{\text{mod}} \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = 0,9 \frac{F_{v,Rk}}{1,3} = 0,69 F_{v,Rk, \text{min}}.$$

Оскільки розглядається один варіант з'єднання, обираємо одразу найменше значення на зминання основного елемента у нагельному гнізді:

$$F_{v,Rd} = 0,69 \cdot 21627,77 = 14973,07 \text{ Н.}$$

Відтоді розрахункова загальна кількість нагелів у з'єднанні:

$$n = \frac{F_{Ed}}{\min \langle F_{v,Rd} \rangle} = \frac{54,02 \cdot 1000}{14973,07} = 3,61.$$

Округлюємо вгору до найближчого парного числа **4**.

Остаточо беремо **4 нагелі**.

*Для конструювання вузлу обчислимо відстані між нагелями:*

Кут нахилу навантаження вздовж волокон -  $0^\circ$  тоді  $\cos \alpha = 1$  та  $\sin \alpha = 0$ .

- Відстань між осями нагелів вздовж волокон деревини:

$$a_1 = (4 + |\cos \alpha|)d = (4 + 1)20 = 100 \text{ мм} = 10 \text{ см.}$$

- Відстань між нагелями впоперек волокон деревини:

$$a_2 = 4d = 4 \cdot 20 = 80 \text{ мм} = 8 \text{ см.}$$

- Відстань від нагелю до навантаженого торця:

$$a_{3,t} = \max(7d; 80 \text{ мм}) = \max(7 \cdot 20 = 140; 80) = 140 \text{ мм} = 14 \text{ см.}$$

- Відстань від нагелю до ненавантаженої кромки:

$$a_{4,c} = 3d = 3 \cdot 20 = 60 \text{ мм} = 6 \text{ см.}$$

- Відстань від нагелю до навантаженої кромки:

$$a_{4,t} = \max((2+2 \sin\alpha)d; 3d) = \max((2+0)*20; 3*20=60) = 60 \text{ мм} = 6 \text{ см.}$$

З'єднання елементів бази виконуємо напівавтоматичним зварюванням зварювальним дротом Св-08А, розрахунок швів ведемо за ДБН В.2.6-198.

Розрахункові характеристики зварних швів  $R_{wf} = 180$  МПа,  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$  МПа,  $R_{un} = 370$  МПа для листової сталі С275 для товщин до 10 мм;

$\beta_f = 0,7$ ;  $\beta_z = 1,0$ ; Оскільки  $R_{wf} \cdot \beta_f = 0,7 \cdot 180 = 126$  МПа  $<$   $R_{wz} \cdot \beta_z = 1,0 \cdot 166,5 = 165$  МПа, розрахунок ведемо тільки за металом шва.

Нехай катет зварного шва  $k_f = 5$  мм.

Знаходимо мінімально необхідну довжину однобічних кутових швів, що з'єднують траверсу з плитою:

$$l_w = \frac{Q}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 \text{ см} = \frac{54,02 \cdot 10}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 180 \cdot 1} + 1 \text{ см} =$$

$$= 5,29 \text{ см} < h_b = 48 \text{ см.}$$

отже довжина зварних швів достатня для сприйняття поперечного зусилля.

## 10.2. Розрахунок гребеневого вузла

У цьому прикладі гребневий вузол компонується шарнірним, зі сталевими накладками, які кріпляться на сталевих шпильках, що працюють як нагелі. Вузол розраховують із застосуванням розрахункової максимальної поздовжньої  $N_d$  та поперечної сили  $Q_d$  у вузлі. Висоту упорної ділянки приймають не менш ніж 0,4 висоти перерізу арки і перевіряють на достатність опорної площі на зминання **аналогічно опорній частині** за формулою:

$$\frac{N_d}{f_{c,0,d} \cdot A_{cl}} = \frac{N_d}{f_{c,0,d} \cdot b \cdot h_{cl}} \leq 1,0. \quad (10.16)$$

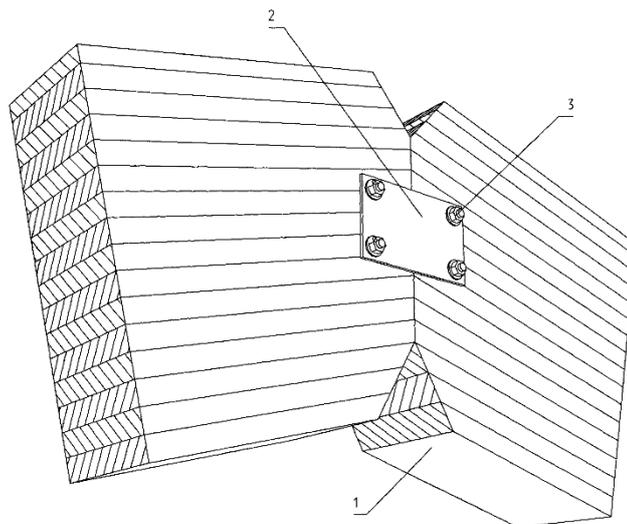


Рис. 10.3. Вигляд гребеневого шарнірного вузла арки зі сталевими накладками:

1 – елемент піварки, 2- сталева накладка, 3 – нагелі зі шпильок

Сталеві накладки розраховують на згин від моменту  $M_n = \frac{Q \cdot e_1}{2}$ , де  $e_1$  – відстань між крайніми нагелями зсередини, на міцність за нормальними напруженнями:

$$\frac{M_n}{W_n} \leq R_y \gamma_c. \quad (10.17)$$

Для двох накладок прямокутного перерізу момент опору  $W_n$  можна взяти таким, що дорівнює двом моментам опору поодинокій накладці

$$W_n = 2W_{n1} = 2 \frac{t_n h_n^2}{6} \quad (\text{бо накладок дві}).$$

Для дерев'яних накладок застосовують відповідні значення розрахункового опору  $f_{m,d}$ . Коефіцієнт умов роботи для накладок може бути взято  $\gamma_c = 0,8$ .

Також дві накладки розраховують на зріз у середньому перерізі

$$\frac{Q}{2t_n h_n} \leq R_s \gamma_c \quad \text{де } R_s = 0,58R_y - \text{розрахунковий опір сталі на зріз, а також на}$$

зріз у перерізі, ослабленому отворами під болти:

$$\tau = \frac{1,5Q}{2t_n (h_n - r_{pr} d)} \leq R_s \gamma_c. \quad (10.18)$$

Нагелі мають несучу здатність, обчислену аналогічно розрахункам у опорному вузлі.

### Приклад 10.2

Максимальна поздовжня сила у вузлі  $N_d = -140,30$  кН, поперечна сила  $Q_d = -109,42$  кН.

Висота перерізу 120 см. Призначаємо висоту упорної ділянки 0,4 від висоти арки  $h_{cl} = 0,4h = 0,4 \cdot 120 = 48$  см.

Перевіримо достатність опорної площі на зминання аналогічно опорній частині:

$$\frac{N_d}{f_{c,0,d} \cdot b \cdot h_{cl}} = \frac{140,3 \cdot 10}{19,01 \cdot 48 \cdot 20} = 0,08 < 1,0.$$

Призначимо сталеві накладки зі сталі С275 товщиною 10 мм аналогічно траверсам у опорній базі. Розрахункові опори з'єднань вже обчислені раніше. Відтоді розрахункова загальна кількість нагелів у з'єднанні:

$$n = \frac{F_{Ed}}{\min \langle F_{v,Rd} \rangle} = \frac{109,42 \cdot 1000}{14973,07} = 7,31. \quad \text{Округлюємо вгору до}$$

найближчого парного числа 8.

Остаточно беремо **8 нагелів**.

Таким чином, на кожну піварку приходиться по 8 нагелів. Розмістимо нагелі в **4 ряди по вертикалі** та в **2 по горизонталі**.

Мінімально необхідна висота накладки із конструктивних міркувань у разі розміщення нагелів (діаметром 2 см із отвором, який більше діаметру у 1.5 разу), у два ряди:

$$h_n = 2 \cdot 1,5d_o + a_2 \cdot (r_{pr} - 1) = 2 \cdot 1,5 \cdot (20+2) + 4 \cdot 20 \cdot (4-1) = 306 \text{ мм} = 30,6 \text{ см},$$

де  $n$  – кількість нагелів,  $r_{pr}$  – кількість поперечно навантажених рядів нагелів,  $d_o = 20+2\text{мм}$  – діаметр отвору під болт в накладці,  $a_2$  – мінімальний крок нагелів впоперек волокон деревини (див. попередній приклад).

Відстань від ближнього крайнього ряду нагелів від торця піварки:

$$a_{3,t} = \max(7d; 80\text{мм}) = \max(7 \cdot 20 = 140; 80) = 140 \text{ мм} = 14 \text{ см}.$$

Відстань між вертикальними рядами нагелів:

$$a_1 = (4 + |\cos\alpha|)d = (4+1)20 = 100 \text{ мм} = 10 \text{ см}.$$

Таким чином загальна довжина пластини накладок буде:

$$l_n = 2 \cdot 1,5d_o + 2a_{3,t} + 2a_1(n_{ep} - 1) = 2 \cdot 1,5 \cdot (20+2) + 2 \cdot 140 + 2 \cdot 100 \cdot (2-1) = 546 \text{ мм} = 54,6 \text{ см}.$$

Беремо пластину розмірами **32 x 55 см**.

Тоді ексцентриситет  $e_1 = 550 - 2 \cdot 1,5 \cdot (20+2) - 100 = 384 \text{ мм} = 38,4 \text{ см} = 0,384 \text{ м}$ .

$$\text{Момент у накладках } M_n = \frac{Q \cdot e_1}{2} = \frac{109,42 \cdot 0,384}{2} = 21,01 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Де для прямокутного перерізу елемента накладки момент опору з урахуванням послаблення накладки 2-ма отворами по горизонталі:

$$W_n = 2 \frac{t_n(h_n - 2d_o)^2}{6} = 2 \frac{1 \cdot (32 - 2 \cdot (2 + 0,2))^2}{6} = 253,92 \text{ см}^3$$

Перевіримо міцність за нормальними напруженнями:

$$\frac{M_n}{W_n} = \frac{21,01 \cdot 1000}{253,92} = 82,743 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 260 \cdot 0,8 = 208 \text{ МПа},$$

отже міцність накладок на згин забезпечено.

Міцність двох накладок на зріз:

$$\frac{Q}{2t_n h_n} = \frac{109,42 \cdot 10}{2 \cdot 1 \cdot 32} = 17,096 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 0,58 \cdot 260 \cdot 0,8 = 120,64 \text{ МПа}.$$

Отже зріз не відбувається.

У перерізі, ослабленому отворами під нагелі:

$$\tau = \frac{1,5Q}{2t_n(h_n - r_{pr}d_o)} = \frac{1,5 \cdot 109,42 \cdot 10}{2 \cdot 1 \cdot (32 - 4 \cdot 2,2)} = 35,37 \text{ МПа} < 120,64 \text{ МПа}.$$

**Таким чином, запроєктований гребеневий вузол арки відповідає усім вимогам і перевіркам.**

## 11. ГРАФІЧНА ЧАСТИНА

Графічна частина розрахунково-графічної роботи виконується на одному аркуші формату А3 (420x297мм), що має містити рамки (20 мм ліворуч, по 5мм зверху, знизу та праворуч). Товщина лінії рамки зазвичай приймається 0,8 – 2мм.

Графічна частина містить у собі такі креслення (див. дод. 9):

- схема розташування елементів каркасу будівлі;
- 2 розрізи по схемі елементів каркасу: поздовжній та поперечний;
- на поперечному розрізі повинно бути замарковано 2 вузли: гребеневий вузол стрілкової арки; опорний вузол стрілкової арки;
- на опорному вузлі замарковують поперечний розріз;
- основний надпис.

*Креслення виконують, як правило, у таких масштабах:*

- складальні (оглядові) креслення – 1:10; 1:20; 1:50;
- креслення схем розташування елементів – 1:50; 1:100; 1:200;
- фрагменти – 1:50; 1:100;
- виносні елементи – 1:2; 1:5; 1:10; 1:20.

Правила виконання ліній на кресленнях – згідно вимог СПДБ.

При цьому виконують суцільною прямою:

- товстою лінією – видимі контури на видах і розрізах;
- надтовою лінією – клеєні з'єднання та арматуру у конструкціях.

Під час викреслення поперечних перерізів дерев'яних елементів умовне графічне зображення повинно відповідати рис.11.1. У разі потреби зображення інших деревних матеріалів допускається користування додатковими графічними умовними зображеннями.



Рис. 11.1. Умовне графічне зображення суцільної деревини на розрізах

Графічні зображення розповсюджених з'єднань на кресленнях виконують відповідно до табл. Д.9.1 дод. 9.

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *ДБН В.2.6-161:2017*. Дерев'яні конструкції. Основні положення - К. "Укрархбудінформ" 2017. - 117с. – Чинний з 01.02.2018р.
2. *ДБН В.2.6-198:2014* Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2022. – 220с. – Чинний з 01.01.2015р.
3. *ДСТУ-Н Б.В.2.6-217:2016* Проектування будівельних конструкцій з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування - К.: "Укрархбудінформ" 2016. - 143с. – Чинний з 01.04.2017р.
4. *ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010* Єврокод 5 проектування дерев'яних конструкцій Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT) – К.: "Укрархбудінформ", 2013. – 243с. – Чинний з 01.07.2014р.
5. *ДБН В.1.2-2:2006* Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2007. – 68с. – Чинний з 01.01.2007р.
6. *ДБН В.1.2-14:2018* Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 35с. - Чинний з 01.01.2019р.
7. *ДСТУ Б А.2.4-39:2008* Система проектної документації для будівництва. Креслення будівельні. Правила виконання креслень дерев'яних конструкцій. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 10с. – Чинний з 01.01.2010р.
8. *ДСТУ 9243.4:2023* Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної документації – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2023. – 56с. – Чинний з 01.04.2024р.
9. *ДСТУ 9243.7:2023* Система проектної документації для будівництва. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2023. – 45с. – Чинний з 01.04.2024р.
10. *Михайловський Д.В.* Розрахунок елементів та вузлів дерев'яних конструкцій за ДБН В.2.6-161 «Дерев'яні конструкції. Основні положення»: Навчальний посібник / Уклад.: Д.В. Михайловський - К.: ІІНО КНУБА, 2018. – 115 с.
11. *HANDBOOK 2 Design of Timber Structures according to EC 5 // Leonardo da Vinci Pilot Project / Educational Materials for Designing and Testing of Timber Structures – TEMTIS – 2008. – 105р.*
12. *Клименко В.З.* Проектування дерев'яних конструкцій: Навч. посібник. – К.: ІЗМН, 1998. – 432 с.

Таблиця Д.1.1

## Визначення класів наслідків за т.1 ДБН В.1.2-14:2018

Клас наслідків (відповідальності) будівлі або споруди	Характеристики можливих наслідків від відмови будівлі або споруди				
	Можлива небезпека для здоров'я і життя людей, кількість осіб			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.	Припинення функціонування лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікацій, зв'язку, енергетики, та інженерних мереж, рівень
	які постійно перебувають на об'єкті	які періодично перебувають на об'єкті	які перебувають поза об'єктом		
СС3 значні наслідки	понад 400	понад 1000	понад 50 000	понад 50 000	загальнодержавний
СС2 середні наслідки	від 50 до 400 включно	від 100 до 1000 включно	від 100 до 50 000 включно	від 2 500 до 50 000 включно	регіональний, місцевий
СС1 незначні наслідки	до 50 включно	до 100 включно	до 100 включно	до 2 500 включно	Об'єктовий

Примітка 1. Вважається, що на об'єкті постійно перебувають люди, якщо вони перебувають там більше ніж вісім годин на добу і не менш ніж 150 днів на рік (загалом не менше 1200 год за рік). Особами, що періодично відвідують об'єкт, вважаються ті, що заповнюють його не більше восьми годин на добу протягом не більше ніж 150 днів на рік (загалом від 450 до 1200 год за рік). Можливою небезпекою для життєдіяльності людей є ймовірне порушення нормальних умов життєдіяльності більш ніж на три доби відповідно[3].

Примітка 2. Обсяг можливого економічного збитку визначається відповідно до Методики [1]

Примітка 3. Мінімальний розмір заробітної плати (м.р.з.п.) щорічно встановлюється [2].

Таблиця Д.1.2

## Коефіцієнти надійності за відповідальністю за т.5 ДБН В.1.2-14:2018

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення $\gamma_n$ , які використовуються в розрахункових випадках				
		усталених		перехідних		аварійних
		Перша група граничних станів	Друга група граничних станів	Перша група граничних станів	Друга група граничних станів	Перша група граничних станів
СС3	А	1,250	1,000	1,050	0,975	1,050
	Б	1,200		1,000		
	В	1,150		0,950		
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950	0,975
	Б	1,050		0,950		
	В	1,000		0,925		
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925	0,950
	Б	0,975		0,925		
	В	0,950		0,900		

**Примітка 1.** Якщо у нормах проектування певних типів будівель або споруд не наведено конкретних рекомендацій щодо розподілу конструкцій за категоріями відповідальності відповідно класів наслідків (відповідальності), дозволяється їх відносити до категорії Б.

**Примітка 2.** Для об'єктів нового будівництва, що споруджуються в охоронній зоні пам'яток культурної спадщини національного та місцевого значення, які за всіма характеристиками можливих наслідків їх відмови відносяться до класу наслідків (відповідальності) СС1, коефіцієнт надійності  $\gamma_n$ , що передбачений для вищих класів наслідків, не застосовується.

**Категорії елементів із цільної та клеєної деревини і сорти пиломатеріалів для них  
за т. 6.2 ДСТУ-Н Б В.2.6-217:2016**

Категорія елементів	Найменування елементів та зон їх поперечного перерізу	Сорт деревини
А	1. Розтягнуті елементи несучих конструкцій: - розтягнуті пояси і опорні розкоси наскрізних конструкцій;	1-й
	- розтягнута зона складених балок на піддатливих в'язях;	2-й
	- розтягнуті пояси комбінованих дерево-фанерних конструкцій двотаврового чи коробчастого перерізу.	1-й
	2. Стиснуті елементи несучих конструкцій: - стиснуті пояси і опорні розкоси наскрізних конструкцій;	2-й
	- стиснуті пояси комбінованих дерево-фанерних конструкцій.	2-й
	3. Елементи з клеєної деревини (балки, верхні пояси наскрізних конструкцій) заввишки більше 50 см: - розтягнута зона не менше ніж 0,15 висоти поперечного перерізу, але не менше двох дощок від нижньої кромки елемента	1-й
Б	1. Стиснуті конструкції (стояки, колони)	2-й
	2. Стиснуті елементи ґрат наскрізних конструкцій, крім згаданих вище	3-й
	3. Розтягнуті елементи ґрат наскрізних конструкцій, крім згаданих вище	2-й
Б	4. Елементи з клеєної деревини, що працюють на стиск зі згином (верхні пояси наскрізних конструкцій) заввишки більше 50 см: - стиснута не менше ніж 0,15 висоти від верхньої кромки та розтягнута зона в межах від 0,15 до 0,3 висоти поперечного перерізу, але не менше 2 дощок	2-й
	5. Елементи з клеєної деревини, що працюють на стиск зі згином (верхні пояси наскрізних конструкцій) заввишки до 50 см: - крайові зони не менше 0,15 висоти поперечного перерізу, але не менше 2 дощок	2-й
В	1. Середня по висоті поперечного перерізу зона елементів, що працюють на стиск зі згином	3-й
	2. Настили, обрешітка під покрівлю і невідповідальні елементи конструкцій, пошкодження яких не порушує цілності несучих конструкцій	3-й

**Коефіцієнти надійності за граничним значенням навантаження  $\gamma_{fm}$  при визначенні навантаження від власної ваги конструкцій за т. 5.1 ДБН В.1.2-2:2006**

Конструкції споруд та вид ґрунтів	$\gamma_{fm}$
<b>1 Конструкції</b>	
металеві, у яких зусилля від власної ваги: менші 50 %	1,05 (0,95)
дорівнюють або перевищують 50 %	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною понад 1600 кг/м <sup>3</sup> ), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною 1600 кг/м <sup>3</sup> і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані: у заводських умовах	1,20 (0,90)
на будівельному майданчику	1,30 (0,90)
Ґрунти: у природному заляганні	1,10 (0,90)
насіпні	1,15 (0,90)

Значення у дужках слід використовувати для перевірки стійкості конструкції на перекидання, а також в інших випадках, коли зменшення ваги конструкцій і ґрунтів може погіршити умови роботи конструкції.

Таблиця Д.3.2

**Коефіцієнти надійності за граничним значенням навантаження при визначенні навантаження від снігу за т. 8.1 ДБН В.1.2-2:2006**

$T$ , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300
$\gamma_{fm}$	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,0	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34

Таблиця Д.3.3

**Коефіцієнти надійності за граничним значенням навантаження при визначенні вітрового навантаження за т. 9.1 ДБН В.1.2-2:2006**

$T$ , років	5	10	15	25	40	<b>50</b>	70	100	150	200	300
$\gamma_{fm}$	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	<b>1,00</b>	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35

Таблиця Д.3.4

## Коефіцієнти висоти споруди (табл. 9.0.2 ДБН В.1.2-2:2006)

Тип місцевості	Висота (м)	$C_h$	Тип місцевості	Висота (м)	$C_h$
I - відкриті поверхні морів, озер, а також плоскі рівнини без перешкод, що піддаються дії вітру на ділянці довжиною не менш як 3 км	5	1.4	III - приміські і промислові зони, протяжні лісові масиви	5	0.9
	10	1.8		10	1.2
	20	1.95		20	1.55
	60	2.45		60	2.25
	80	2.65		80	2.45
	100	2.7		100	2.6
	150	2.95		150	2.9
	200	3.1		200	3.2
II - сільська місцевість з огорожами (парканами), невеликими спорудами, будинками і деревами	5	1.2	IV - міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15 м	5	0.6
	10	1.5		10	1
	20	1.85		20	1.4
	60	2.45		60	2.25
	80	2.6		80	2.5
	100	2.7		100	2.7
	150	3		150	3.1
	200	3.15		200	3.4

Проміжні значення коефіцієнта  $C_h$  слід визначати лінійною інтерполяцією.

При визначенні типу місцевості споруда вважається розташованою на місцевості даного типу для певного розрахункового напрямку вітру, якщо у цьому напрямку така місцевість є на відстані  $30Z$  при повній висоті споруди  $Z < 60$  м або 2 км — при більшій висоті.

У випадку, якщо споруда розташована на межі місцевостей різних типів або є сумніви відносно вибору типу місцевості, слід приймати тип місцевості, що має більше значення коефіцієнта  $C_h$ .

Таблиця Д.5.1

**Рекомендована ширина перерізів елементів дерев'яних конструкцій за т. 5.1  
ДСТУ-Н Б В.2.6-217:2016**

Вид конструкції	Прольот, висота, м	Ширина перерізу, см
Конструкції з клеєної деревини: балки, арки, рами гнучо клеєні, ферми сегментні	До 18	12
	21...24	14
	27...30	17
	До 36	21
	> 36	До 30 (складені по ширині)

Таблиця Д.5.2

**Пиломатеріали хвойних порід (додаток Е до ДБН В.2.6-161)**

Вид пиломатеріалу	Товщина, мм	Ширина, мм							
		75	100	125	150	175	200	225	250
Тонкі дошки	16	+	+	+	+	+			
	19	+	+	+	+	+			
	22	+	+	+	+	+	+	+	
	25	+	+	+	+	+	+	+	+
	32	+	+	+	+	+	+	+	+
Товсті дошки, бруски	40	+	+	+	+	+	+	+	+
	44	+	+	+	+	+	+	+	+
	50	+	+	+	+	+	+	+	+
	60	+	+	+	+	+	+	+	+
	75	+	+	+	+	+	+	+	+
	100		+	+	+	+	+	+	+
	125			+	+	+	+	+	+
	175					+	+	+	+
	200						+	+	+
	250								+

Таблиця Д.5.3

**Припуски на механічну обробку дощок і клеєних елементів**

Номінальна ширина дощок чи клеєного елемента, мм	Припуски на обробку, мм				
	Дощок з двох сторін при їх товщині за сортаментом, мм				Клеєного елемента з двох боків
	16, 19	20, 25, 32	40	50, 60	
До 100	3	3,5...4	4,5	5	До 10
До 175	3...3,5	4...4,5	5	5,5	До 15
Понад 175	4	5	5,5	6	До 20

Таблиця Д.5.4

**Класи якості лісоматеріалів згідно ДСТУ EN 1316 та ДСТУ ENV 1927-2 і  
рекомендовані співвідношення із класифікацією за сортами деревини**

<b>А</b>	<b>В</b>	<b>С</b>	<b>Д</b>
Найвищий - з нижньої частини колоди із чистою деревиною або незначними вадами, які не обмежують її використання	Середній - без особливих вимог до чистої деревини та із сучками у межах середньої кількості для кожної породи	Нижче середнього із незначними вадами, які не значно знижують властивості деревини	Гірше інших класів, але з яких ще можна отримати якісь пиломатеріали

Породи	групи діаметрів (за середнім обміром), см	клас якості А				клас якості В							клас якості С				клас якості Д	
		сортименти				сортименти							сортименти				сортименти	
		фан.сир	пиловник	тар.кряж	будліс	фан.сир	пиловник	тар.кряж	будліс	баланси	рудстійка	підтоварник	фан.сир	пиловник	тар.кряж	баланси	тех.сиров.	
		сортність за ГОСТ 9463-88				сортність за ГОСТ 9463-88							сортність за ГОСТ 9463-88				сортність за ТУУ 56.196	
Мінімальні довжини сортиментів, м:	не лімітується				не лімітується							не лімітується				не лімітується		
СОСНА	до 10 см										I, II	I, II	II				III	V
	10 см - 14 см										I, II	I, II	II				III	V
	15 см - 19 см		I	I	I		II	II	II		I, II		II		III	III	III	V
	20 см - 24 см	I	I	I	I	II	II	II	II		I, II		II		III	III	III	V
	25 см - 29 см	I	I	I	I	II	II	II	II						III	III		V
	30 см - 34 см	I	I	I		II	II	II							III	III		V
	35 см - 39 см	I	I	I		II	II	II							III	III		V
	40 см - 49 см	I	I	I		II	II	II							III	III		V
	50 см - 59 см	I	I	I		II	II	II							III	III		V
	60 см і більше	I	I	I		II	II	II							III	III		V

Таблиця Д.6.1

**Рекомендовані залежності між класами міцності та сортами суцільної деревини  
(т.Ж1 до ДБН В.2.6-161)**

№ п/п	Найменування елемента	Сорт деревини		
		1	2	3
1	Елементи пиломатеріалів	C30	C20, C24, C27	C14, C16, C18
2	Елементи з круглого лісу та бруса шириною перерізу більше 120 см	C27	C20	-
3	Клеєні багатощарові елементи	C27, C30, C35	C24	-

Таблиця Д.6.2

**Характеристичні значення міцності, жорсткості та густини для однорідної клеєної деревини (Таблиця Б.3 ДБН В.2.6-161) з орієнтовним експертним співвіднесенням сортів і доповненням**

Класи міцності клеєної деревини		Сорти деревини			
		2	1	1	1
		GL 24h	GL 28h	GL 32 h	GL 36 h
Значення міцності, Н/мм <sup>2</sup>					
Міцність при згині	$f_{m,k}$	24	28	32	36
Міцність при розтягу	$f_{t,0,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Міцність при стиску	$f_{c,0,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Міцність при сколюванні	$f_{v,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Значення жорсткості, Н/мм <sup>2</sup>					
Модулі пружності	$E_{0,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,mean}$	390	420	460	490
Модуль зсуву	$G_{,mean}$	720	780	850	910
	$G_{0,05}$	350	650	708	758
Значення густини, кг/м <sup>3</sup>					
Густина	$\rho_k$	380	410	430	450

Таблиця Д.6.3

**Перехідні коефіцієнти  $k_{mod}$  для суцільної та клеєної деревини за т. А1. ДБН В.2.6-161:2017**

Будівельний матеріал	Клас навантаження за тривалістю дії	Експлуатаційні класи		
		1	2	3
Суцільна деревина, клеєна деревина, балочна клеєна деревина, фанера, ортогональна клеєна деревина	постійне	0,60	0,60	0,50
	тривале	0,70	0,70	0,55
	середньої тривалості	0,80	0,80	0,65
	короткочасне	0,90	0,90	0,70
	миттєве	1,10	1,10	0,90

Таблиця Д.6.4

**Типи навантаження за тривалістю дії (приклади призначення, Табл. 5.1-5.2 ДБН В.2.6-161:2017)**

Клас навантаження за тривалістю дії	Приклади навантаження
Постійне	Власна вага конструкцій; вага різного роду засипок; вага постійних перегородок, стаціонарного обладнання, комунікацій; конструкції підвісних стель; тиск ґрунту. Більше 10 років.
Довготривале	Навантаження при зберіганні вантажів; навантаження від води в баках. Від 6 місяців до 10 років.
Середньої тривалості	Снігове; рівномірно розподілені корисні навантаження на перекриття та балкони; тимчасові навантаження в гаражах-стоянках та в зонах транспортного руху; впливи, пов'язані зі зміною вологості; вага нестационарного обладнання; вага тимчасових перегородок. Від 1 тижня до 6 місяців
Короткочасне	Тимчасові навантаження на сходи; тимчасові зосереджені навантаження; горизонтальні навантаження на перегородки та парапети; тимчасові навантаження по обслуговуванню покрівель і перебування людей; транспортні навантаження; впливи від транспортних засобів та механізмів; складування вантажів; вітрове навантаження. Менше одного тижня.
Миттєве	Випадкові дії. Менше однієї хвилини

Таблиця Д.6.5

**Коефіцієнт надійності за матеріалом за т.6.1 ДБН В.2.6-161:2017**

Основні комбінації	$\gamma_M$
Цільна деревина	1,3
Клеєна деревина	1,25
Клеєний шпон (LVL), фанера, OSB	1,2
ДСП, ДВП, МДФ	1,3
З'єднання	1,3
Металеві зубчаті пластини	1,25
Випадкові комбінації	1,0

Співвідношення розрахункової та геометричної довжин для елементів арки за т.  
9.2 ДБН В.2.6-161:2017

Тип елемента	Тип навантаження	$l_{ef}/l$
Шарнірне опирання кінців	Постійний момент	1,0
	Рівномірно розподілене навантаження	0,9
	Зосереджена сила всередині прольоту	0,8
Жорстке заземлення	Рівномірно розподілене навантаження	0,5
	Зосереджена сила у вільного кінця	0,8

Співвідношення між розрахунковою довжиною  $l_{ef}$  та прольотом  $l$  відповідає елементам з зазначеним типом обпирання, що обмежує кручення, і завантаженими в центрі ваги. Якщо навантаження прикладене біля стиснутого краю елемента, то  $l_{ef}$  слід збільшувати на  $2h$  чи зменшити на  $0,5h$  для навантаження розтягнутої зони елемента.

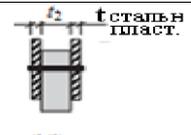
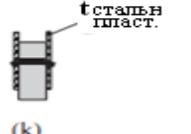
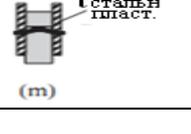
Таблиця Д.7.2

Нормативні і розрахункові опори при розтягу, стиску і згині листового, широкосмугового універсального і фасонного прокату за ДСТУ 8539:2015

Сталь	Товщина прокату, мм	Листового, широкосмугового універсального прокату	
		$R_y$	$R_u$
С275	Від 2 до 10	270	<b>370</b>
	Понад 10 до 20	260	360
С285	Від 2 до 3,9	280	380
	Від 4 до 10	270	380
	Понад 10 до 20	260	370
С345	Від 2 до 10	335	480
	Понад 10 до 20	315	460
	Понад 20 до 40	300	450
	Понад 40 до 60	280	440
	Понад 60 до 80	270	430
	Понад 80 до 160	260	420

Таблиця Д.7.3

Формули визначення несучої здатності нагельного з'єднання типу «сталь-деревина»

Схема	Тип перевірки	Формула визначення характеристичної несучої здатності поодинокого з'єднання
 (g/l)	Зминання деревини основного елемента у нагельному гнізді *	$F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
 (k)	Згин нагеля тип 1	$F_{v,Rk} = 0,5 f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d$
 (m)	Згин нагеля тип 2	$F_{v,Rk} = 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

\*для товстих пластин при  $t/d \geq 1,0$  зминається деревина у гнізді, якщо пластини тонкі, то окремо перевіряється зминання самої пластини (див. нижче).

У таблиці 7.3:

$t_2$  - товщина середнього дерев'яного елемента

$d$  - діаметр з'єднувального елемента

$F_{ax,Rk}$  - нормативна міцність елемента кріплення на висмикування.

$M_{y,Rk}$  - характеристичне значення несучої здатності сталевго нагеля на згин за межею текучості, що може бути прийнята за **табл. Д.7.4**

$f_{h,2,k}$  — характеристичне значення міцності деревини в отворі на зминання (**див. табл. Д.7.5**)

Таблиця Д.7.4

#### Несуча здатність сталевго нагеля на згин

Кріпильний елемент	$M_{y,Rk}$ , Н·мм
Шпильки, гвинти і шурупи з гладкою частиною діаметром $d > 6$ мм	$0,3f_{u,k}d^{2,6}$ , (12.31 ДБН)
Гладкі нагелі, гвинти і шурупи з гладкою частиною діаметром $d \leq 6$ мм	$0,3f_{u,k}d^{2,6}$ , (12.32 ДБН)
$d$ – діаметр нагеля, а для гвинтів $d$ – розрахунковий діаметр, який визначається таблиці 12.3 ДБН; $f_{u,k}$ – характеристична міцність при розтягу нагеля, Н/мм <sup>2</sup> .	

$f_{h,i,k}$  - характеристична міцність при зминанні елемента, що може бути прийнятий за т.12.6 ДБН:

Таблиця Д.7.5

#### Характеристична міцність при зминанні для шпильок, шурупів (діаметром > 8 мм) або нагелів

Умови	$f_{h,k}$ , Н/мм <sup>2</sup>
Для деревини та LVL: - навантажування вздовж волокон	$0,082(1-0,01d)\rho_k$ , (12.38 ДБН)
- навантажування під кутом до волокон	$f_{h,0,k} / (k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)$ (12.39 ДБН)
<b>Примітка.</b> Тут $d$ – діаметр кріпильного елемента; $\rho_k$ – характеристична густина прийнятого матеріалу; $t$ – товщина матеріалу плити; $\alpha$ – кут прикладення сили до кріпильних елементів по відношенню до волокон; $k_{90} = (1,35 + 0,015d)$ – для хвойних порід, $(1,3 + 0,015d)$ – для LVL.	

Таблиця Д.7.6

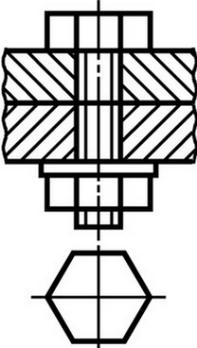
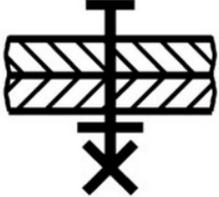
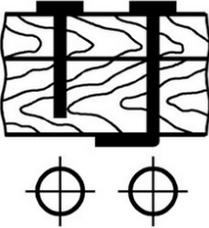
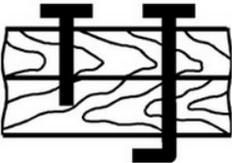
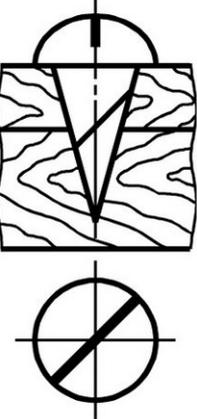
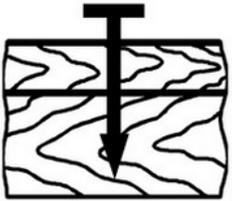
#### Розрахункові опори зминанню елементів, що поєднані болтами точності В і С, а також високоміцних без регульованого натягу

Розрахунковий тимчасовий опір, $R_u$ МПа	Розрахункові опори зминанню елементів $R_{br}$ , МПа
360	430
365	440
370	450
380	465
390	485
400	505
430	565

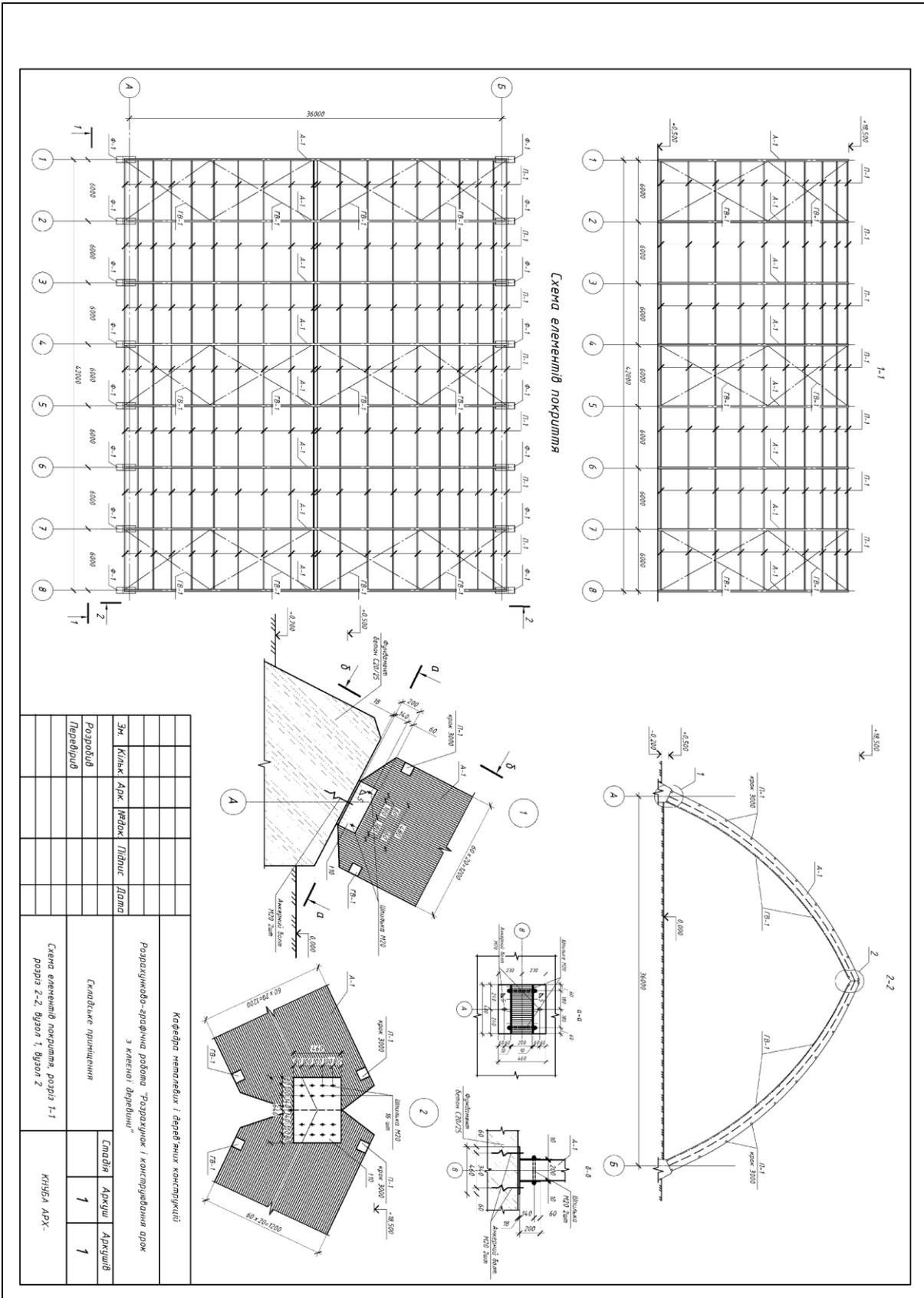
**Характеристичні навантаження для міст України (дод. Е ДБН В.1.2-2:2006)**

№	Місто	S <sub>0</sub> , кПа	W <sub>0</sub> , Па	W <sub>0</sub> , кПа
1	Київ	1,55	370	0,37
2	Севастополь	0,77	460	0,46
3	Вінниця	1,36	470	0,47
4	Луцьк	1,24	480	0,48
5	Дніпро	1,34	470	0,47
6	Донецьк	1,5	500	0,5
7	Житомир	1,46	460	0,46
8	Ужгород	1,34	370	0,37
9	Запоріжжя	1,11	460	0,46
10	Івано-Франківськ	1,41	500	0,5
11	Кропивницький	1,23	410	0,41
12	Луганськ	1,35	460	0,46
13	Львів	1,31	520	0,52
14	Миколаїв	0,87	470	0,47
15	Одеса	0,88	460	0,46
16	Полтава	1,45	470	0,47
17	Рівне	1,32	520	0,52
18	Суми	1,67	420	0,42
19	Тернопіль	1,39	520	0,52
20	Харків	1,6	430	0,43
21	Херсон	0,76	480	0,48
22	Хмельницький	1,34	500	0,5
23	Черкаси	1,52	420	0,42
24	Чернівці	1,32	500	0,5
25	Чернігів	1,72	410	0,41
26	Кривий Ріг	1,11	440	0,44
27	Бориспіль	1,57	380	0,38
28	Ізмаїл	1,1	500	0,5
29	Миргород	1,54	420	0,42
30	Ізюм	1,46	430	0,43
31	Канів	1,54	410	0,41
32	Конотоп	1,74	360	0,36
33	Мукачево	1,49	370	0,37
34	Бердичів	1,41	460	0,46
35	Павлоград	1,39	480	0,48

Графічні зображення з'єднань елементів

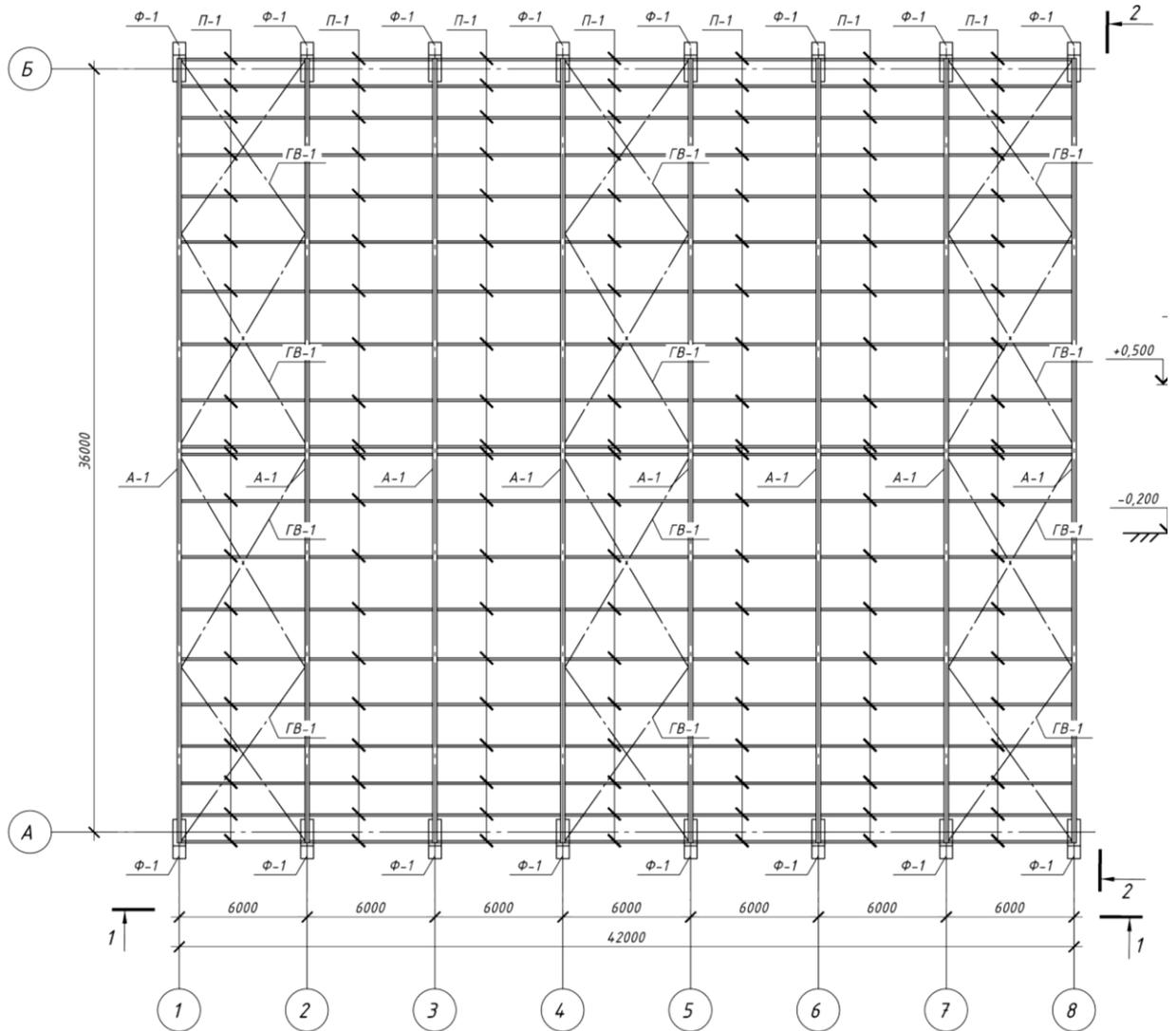
Найменування	Зображення	
	спрошене	умовне
1. Болтове з'єднання		
2. Цвяхове з'єднання		
3. Гвинтові з'єднання		

Приклад виконання креслення розрахунково-графічної роботи

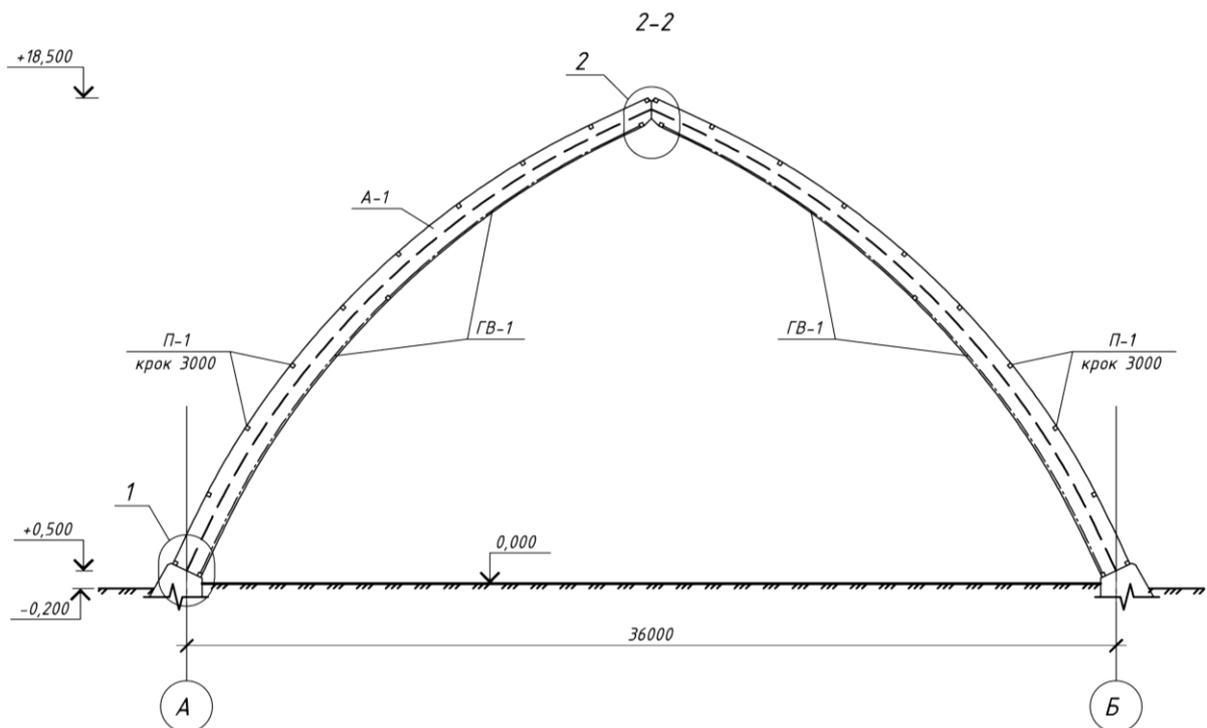
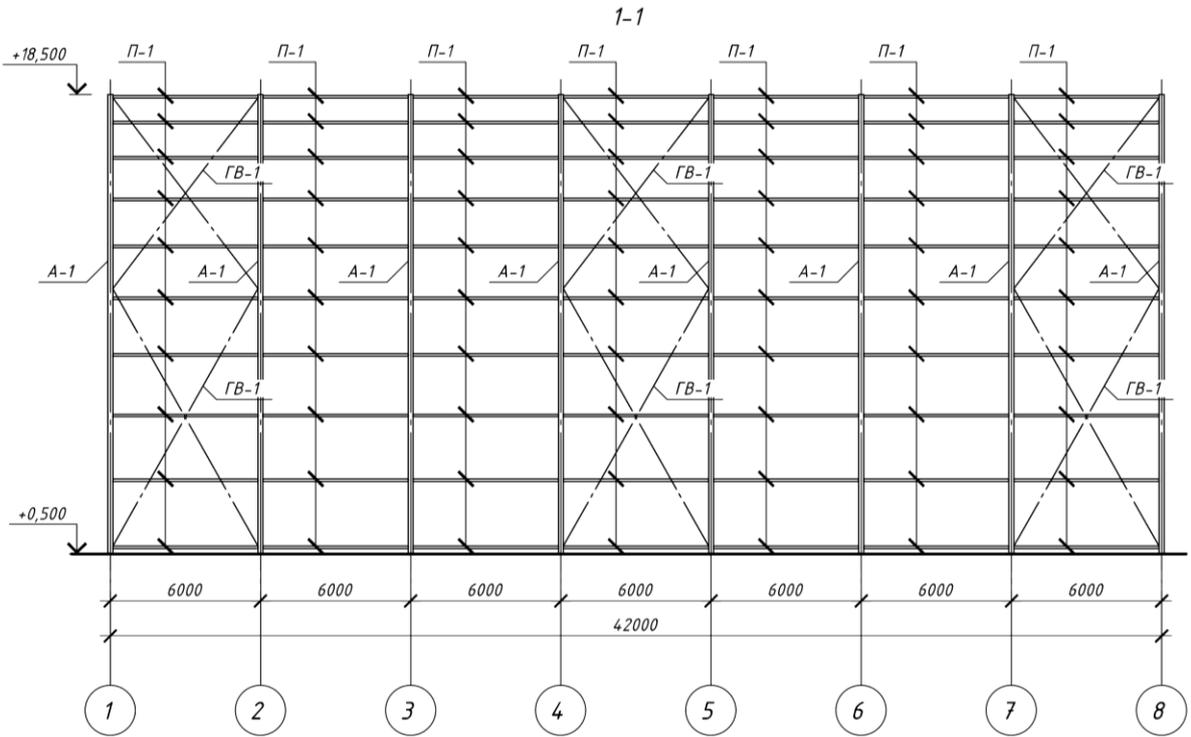


Приклад виконання креслення схеми елементів каркасу будівлі

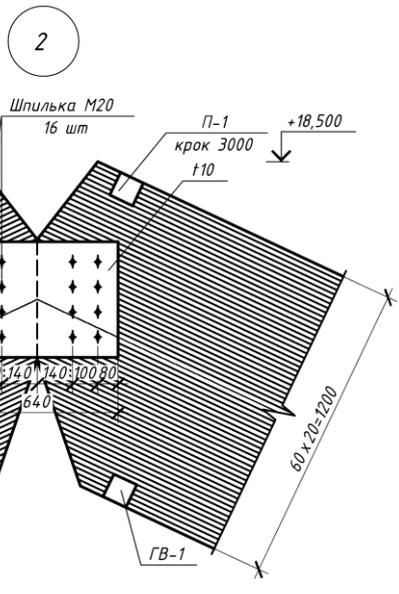
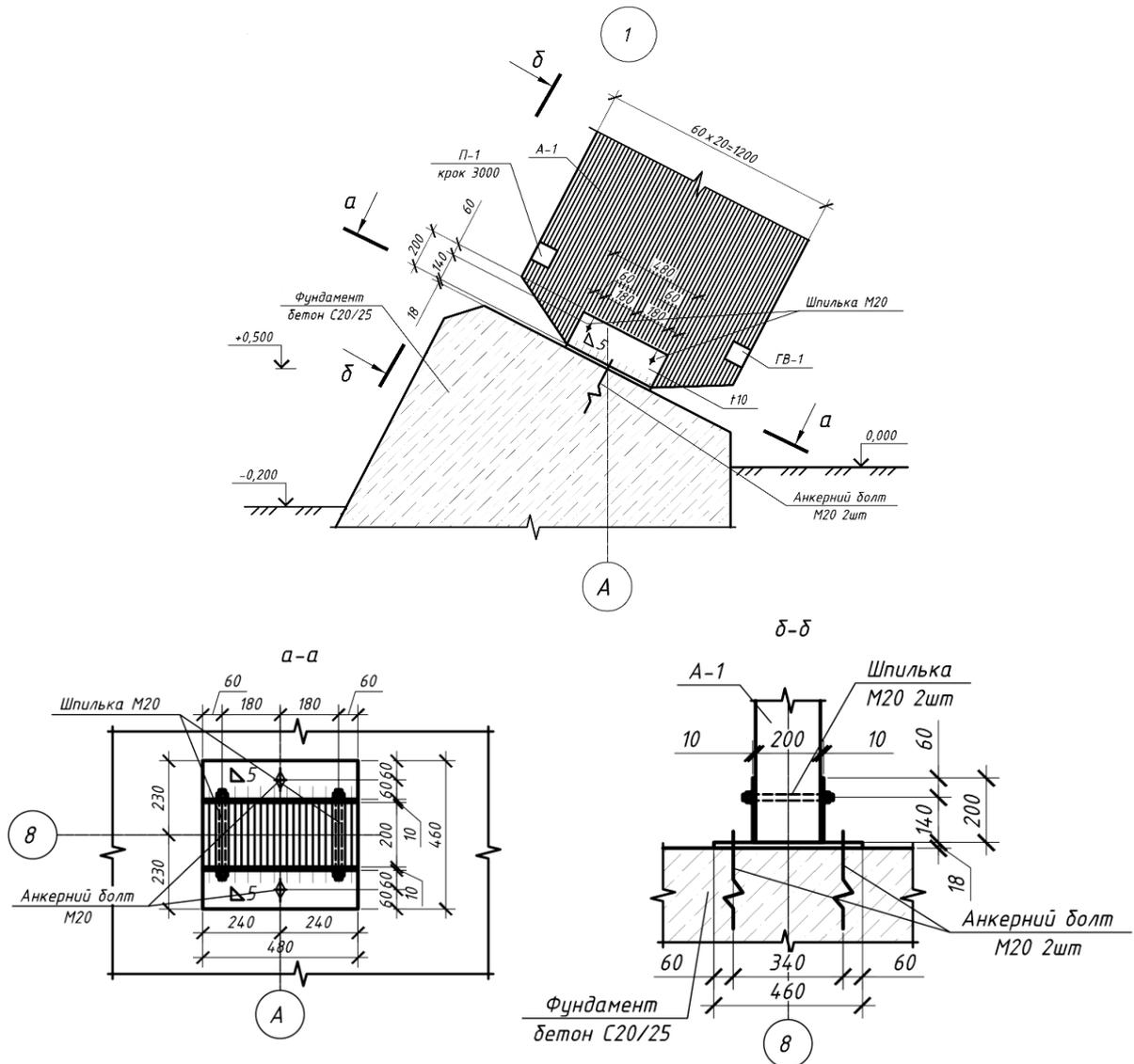
Схема елементів покриття



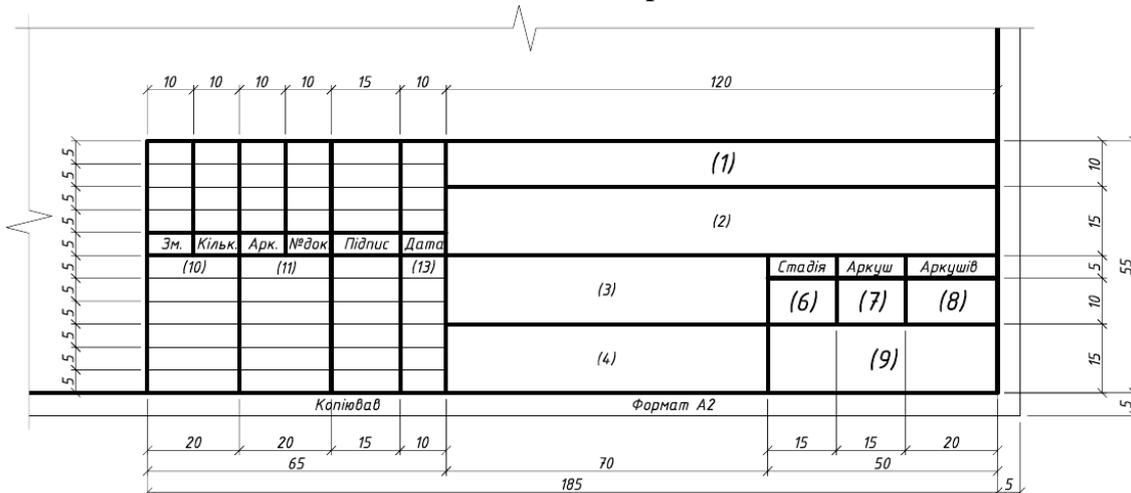
### Приклад виконання розрізів



Приклад виконання вузлів



## Основний надпис креслення



Основні графи, що заповнюються в основному надписі графічних додатків кваліфікаційної роботи, це:

- 1 — графа, в якій пишуть назву кафедри на якій виконується РГР;
- 2 — графа, в якій вказують тему роботи згідно виданого завдання;
- 3 — графа, де вказується назва об'єкту що розглянутий на аркуші (наприклад "Виставковий центр");
- 4 — графа, де вказується перелік об'єктів, що розташовано на аркуші графічних додатків (схеми, розрізи, вузли, відомості, специфікації тощо);
- 6 — графа, де вказують стадію проектування, що для РГР можна залишити порожньою;
- 7 — графа, де вказують номер поточного аркушу;
- 8 — графа, де вказують загальну кількість аркушів;
- 9 — графа, в якій вказують назву навчального закладу, де виконувалась робота, наприклад КНУБА, за можливістю там можна також показати емблему навчального закладу та назву групи, де вчиться здобувач;
- 10 — графи, де вказують посаду осіб, що відповідальні графічні додатки: виконавець/виконавці, консультант, керівник, керівник підрозділу (завідувач кафедри). Допускається використання скорочень замість повних назв. Посаду виконавця (здобувача) зазначають як "Виконав" або "Розробив". Посаду консультанта по розділу — "Перевірив";
- 11 — графи, де вказують прізвище та ініціали осіб, посади яких перелічені в графах (10), кожне прізвище повинно бути навпроти відповідної посади. Допускається відсутність ініціалів, якщо прізвище виконавців є унікальним та не влізає у комірку, в інших випадках прийнято використовувати звуження тексту;
- 12 — графи, де відповідальні особи (виконавець/ці) ставлять особисті підписи.
- 13 — графи, де вказується дата підписання основного надпису конкретною відповідальною особою. Дата може бути в форматі ДД.ММ.РР. (наприклад 01.01.22) У випадку коли дату складно розмістити в графі цілком, допускається формат дати ММ.РР або ММ.РРРР (наприклад 01.22 або 01.2022).

## **ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ**

### **ДЕРЕВ'ЯНІ ТРИШАРНІРНІ СТІЛЧАСТІ АРКИ З КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ**

Методичні вказівки  
до виконання розрахунково-графічної роботи  
«Конструкції будівель і споруд: Дерев'яні конструкції»  
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти  
спеціальності 191 «Архітектура і містобудування»,  
освітньої програми «Архітектура і містобудування»

Укладачі: **Білик** Артем Сергійович  
**Тонкачєв** Віталій Геннадійович  
**Нілова** Тетяна Олексіївна  
**Дауров** Михайло Костянтинівич  
**Глітін** Олександр Борисович

Комп'ютерне верстання *А. П. Селівестрової*

Ум. друк. арк. 4,18. Обл.-вид. арк. 4,5  
Електронний документ. Вид № 51/V-24.

Виконавець і виготовлювач  
Київський національний університет будівництва і архітектури

Проспект Повітряних Сил, 31, Київ, Україна, 03037  
Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб'єктів  
видавничої справи ДК № 808 від 13.02.2002 р