

**Центральноукраїнський національний технічний університет**

**Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва**

## **МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ**

**Методичні рекомендації до виконання курсової роботи  
"Сталевий каркас одноповерхової будівлі"  
для здобувачів освіти усіх форм навчання спеціальності  
192 – Будівництво та цивільна інженерія**

**Кропивницький 2025**

Центральноукраїнський національний технічний університет

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

## МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні рекомендації до виконання курсової роботи  
"Сталевий каркас одноповерхової будівлі"  
для здобувачів освіти усіх форм навчання спеціальності  
192 – Будівництво та цивільна інженерія

Затверджено  
на засіданні кафедри Будівельних,  
дорожніх машин і будівництва  
18 грудня 2024 року, протокол № 6

Кропивницький 2025

Металеві конструкції. Методичні рекомендації до виконання курсової роботи "Сталевий каркас одноповерхової будівлі" для здобувачів освіти усіх форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія. / [Уклад.: В.А. Пашинський]. – Кропивницький: ЦНТУ, 2025. - 64 с.

Pashynskiy, V.A. Metal structures. Methodological recommendations for completing the course project "Steel frame of a one-story building" for students of all forms of education in the specialty 192 - Construction and civil engineering. Kropyvnytskyi: CUNTU, 2025. 64 p.

Методичні рекомендації призначені для самостійного виконання курсової роботи здобувачами освітнього рівня "бакалавр". Наведені вказівки щодо змісту курсової роботи, рекомендації з розрахунків і конструювання основних елементів каркасу одноповерхової будівлі з посиланнями на нормативну та навчальну літературу, а також необхідні довідкові дані.

Methodological recommendations for independent completion of course project by applicants for the "bachelor" educational level. Instructions are provided on the content of the course project, recommendations on the calculations and design of the main elements of the frame of a one-story building with references to regulatory and educational literature, as well as necessary reference data.

Укладач – д.т.н., професор Пашинський В.А.

Рецензент – к.т.н., доцент Портнов Г.Д.

Відповідальний за випуск – завідувач кафедри будівельних,  
дорожніх машин і будівництва,  
професор Настоящий В.А.

© ЦНТУ, м. Кропивницький, пр. Університетський, 8

© Пашинський В.А.

## ЗМІСТ

ВСТУП .....	4
1. КОМПОНОВКА КАРКАСА І РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ...	5
1.1. Загальна компоновка каркаса та системи в'язей .....	5
1.2. Конструктивна схема поперечної рами .....	7
1.3. Навантаження на поперечну раму .....	9
1.4. Статичний розрахунок поперечної рами .....	13
1.5. Визначення загальних розрахункових параметрів та вибір сталі для конструкцій.....	15
2. ПРОЄКТУВАННЯ КОЛОНИ КАРКАСА .....	16
2.1. Визначення розрахункових зусиль в колоні .....	16
2.2. Підбір перерізу колони .....	18
2.3. Розрахунок і конструювання оголовка колони .....	21
2.4. Розрахунок і конструювання бази колони .....	23
3. ПРОЄКТУВАННЯ КРОКВЯНОЇ ФЕРМИ .....	27
3.1. Визначення зусиль у стержнях ферми .....	27
3.2. Підбір перерізів стержнів ферми .....	28
3.3. Розрахунок і конструювання проміжних вузлів ферми .....	34
3.4. Розрахунок і конструювання опорного вузла ферми .....	38
3.5. Розрахунок і конструювання монтажного стику ферми .....	40
4. ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ.....	45
5. ВИМОГИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ОФОРМЛЕННЯ КРЕСЛЕНЬ .	47
Рекомендована література .....	53
Додаток А. Середньомісячні температури повітря в січні .....	54
Додаток Б. Поширені типи покрівель .....	55
Додаток В. Довідкові дані для розрахунку металевих конструкцій .....	57
Таблиця В.1. Коефіцієнти висоти споруди для визначення вітрового навантаження .....	57
Таблиці В.2–В.4. Коефіцієнти стійкості при центральному стиску ..	58
Таблиця В.5. Розрахункові характеристики бетону для фундаментів	61
Таблиця В.6. Риски для отворів у прокатних кутниках .....	61
Таблиця В.7. Місце під ключ при постановці болтів .....	61

## ВСТУП

Навчальна дисципліна "Металеві конструкції" є однією з профільюючих дисциплін фахової підготовки інженерів-будівельників. Мета вивчення дисципліни полягає в отриманні компетентностей у галузі раціонального використання, конструктивних форм, методів розрахунку та конструювання несучих металевих конструкцій будівель і споруд різного призначення.

Курсова робота "Сталевий каркас одноповерхової будівлі" виконується з метою поглибленого вивчення конструктивних форм, роботи та методів розрахунку металевих конструкцій масового застосування, зокрема ферм та колон, каркасів виробничих і цивільних будівель, а також набуття умінь проєктування таких конструкцій.

Курсова робота виконується за індивідуальним завданням, яке містить вихідні дані для проєктування:

- призначення будівлі та район будівництва;
- розміри в плані, висота приміщення та крок колон каркасу;
- тип конструкції покрівлі;
- схему та тип перерізу стержнів кроквяної ферми;
- засоби транспортування конструкцій.

Усі інші рішення щодо вибору матеріалів для конструкцій і з'єднань, проєктування несучих конструкцій та основних вузлів приймаються здобувачем освіти в процесі проєктування.

Креслення курсової роботи виконуються на двох аркушах. На першому аркуші формату А 2 розміщують:

- загальну схему каркасу (план колон і поперечний переріз будівлі);
- схему в'язей по колонах і фермах;
- креслення колони на стадії КМ;
- монтажний вузол з'єднання ферми з колоною.

На другому аркуші формату А 1 або А 2 розміщують:

- креслення ферми на стадії КМД зі специфікацією сталі;
- монтажні (укрупнювальні) вузли ферми.

Зміст пояснювальної записки повинен відповідати змісту розділів 1...3 цих методичних вказівок. Креслення можна роздрукувати на аркушах формату А 3 (або склеїти два аркуші формату А 4) та підшити як додаток в кінці пояснювальної записки.

Оцінювання результатів виконання курсової роботи здійснюється за кредитно-трансферною системою (100-бальна оцінка, оцінка ЕКТС та традиційна чотирибальна оцінка) з урахуванням якості виконання розрахунків та креслень, а також результатів захисту курсової роботи.

# 1. КОМПОНОВКА КАРКАСУ ТА РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ

Каркас одноповерхової будівлі зазвичай складається з поперечних рам, об'єднаних системою в'язей, які забезпечують геометричну незмінність будівлі. Поперечна рама, яка складається з колон і ригелів, забезпечує несучу здатність і жорсткість будівлі у поперечному напрямку. Геометричну незмінність і жорсткість будівлі в поздовжньому напрямку забезпечують в'язі між колонами та фермами. Компонування конструктивної схеми каркаса полягає в розбивці сітки колон, визначенні габаритних розмірів поперечної рами, генеральних розмірів основних несучих конструкцій та в розробленні системи в'язей.

## 1.1. Загальна компоновка каркаса та системи в'язей

Першим етапом компонування каркасу є розбивка сітки колон, яка завершується розробленням плану, приклад якого наведений на рисунку 1.1. Габаритні розміри будівлі та місця розміщення несучих колон встановлюються технологічним завданням на проєктування. Вони можуть коригуватися з урахуванням конструктивних та економічних міркувань, а також вимог до уніфікації об'ємно-планувальних і конструктивних рішень будівель. Прольоти промислових будівель звичайно приймають кратними 6 м, а крок поперечних рам – рівним 6 або 12 м. При необхідності проліт і крок рам може бути кратним 3 м чи 4 м. Загальна довжина однопролітної будівлі, каркас якої проєктується в курсовій роботі, проліт і крок поперечних рам встановлюються в завданні.

Будівлі великих розмірів розділяють на температурні блоки поперечними та поздовжніми температурними швами згідно з вказівками пункту 17.2 ДБН В.2.6-198 [3]. Необхідну для цього середньомісячну температуру повітря в січні можна встановити за ДСТУ-Н Б В.1.1–27:2010 "Будівельна кліматологія", витяг з якого наведено в додатку А. Поперечний температурний шов передбачає встановлення парних колон та розрізання усіх поздовжніх елементів каркаса. З метою уніфікації огорожувальних конструкцій поперечні рами біля торців будівлі та біля температурних швів зазвичай зміщують від поперечної координатної осі усередину температурного блока на 500 мм.

Для кожного температурного блока розробляється окрема система в'язей згідно з вказівками пунктів 17.2.3, 17.5.1, 17.5.3...17.5.5 ДБН В.2.6-198 [3]. Для будівель без мостових кранів та без підкроквяних конструкцій слід передбачати:

- поперечні горизонтальні в'язі по верхніх чи нижніх поясах кроквяних ферм;
- вертикальні в'язі між фермами у місцях розташування поперечних в'язей;
- розпірки та розтяжки для розкріплення ферм, до яких безпосередньо не примикають поперечні горизонтальні в'язі;
- вертикальні в'язі по колонах.

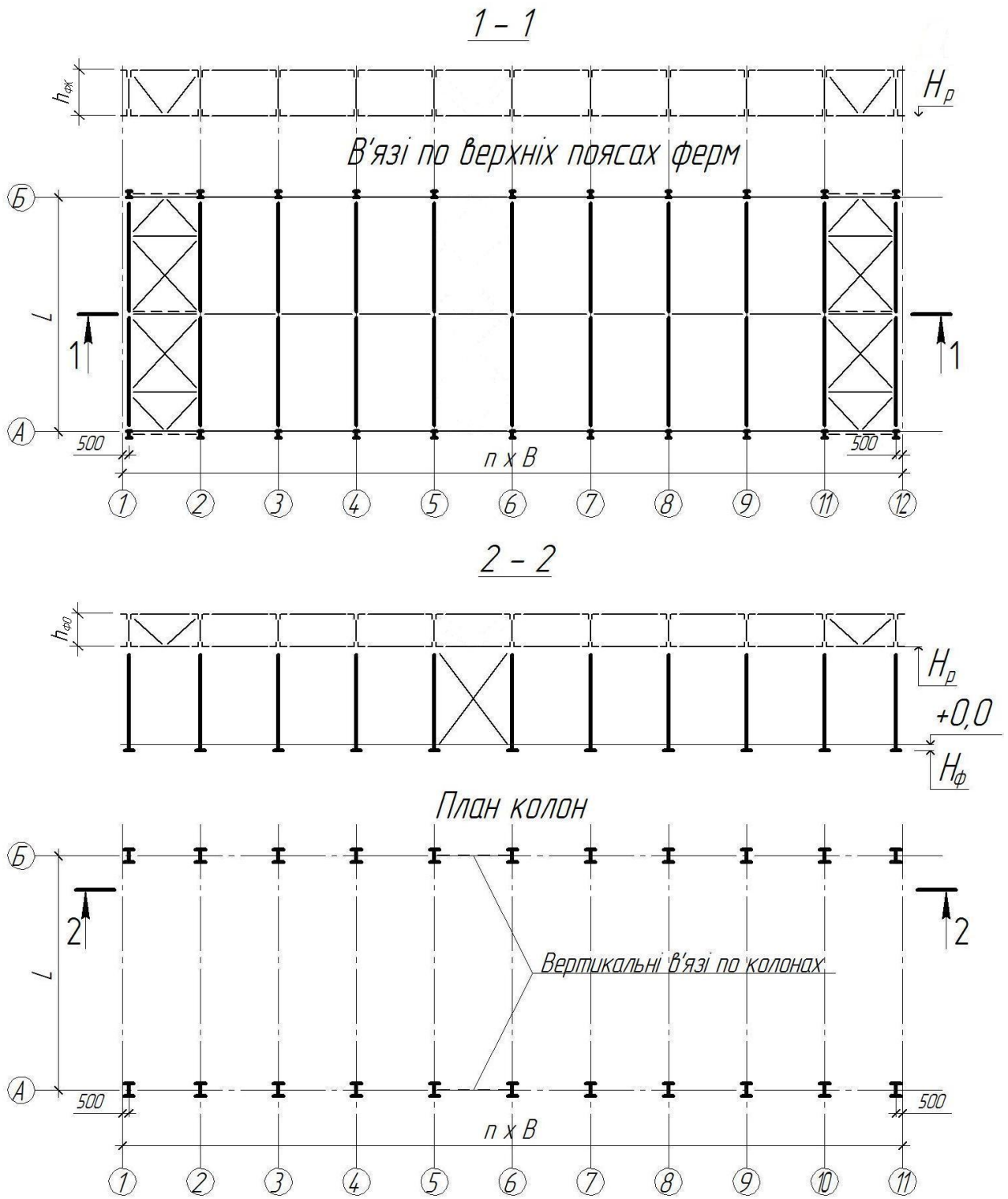


Рис. 1.1. Схема в'язей каркасу однопрілітної одноповерхової будівлі

При конструюванні системи в'язей слід керуватися такими принципами:

- поперечні горизонтальні в'язі по кроквяних фермах встановлюються в торцях температурного блока, а при довжині температурного блока понад 144 м – також у тих кроках, де встановлені вертикальні в'язі по колонах;
- в'язі прикріплюються до вузлів ферм, оголовоків та баз колон, при чому стержні в'язей центруються на центри відповідних вузлів;
- кути нахилу розкосів усіх в'язей повинні наближатися до 45°;
- по фермах із кутиків і таврів встановлюються в'язі з хрестовими решітками, виконані з парних (розпірки) та одиночних (розкоси і розтяжки) кутників;
- по фермах із круглих труб та замкнутих зварних профілів (прямокутних і квадратних труб) встановлюються в'язі з трикутними решітками, виконані з квадратних чи круглих труб;
- по колонах та по верхніх поясах ферм можуть встановлюватися додаткові розпірки чи розтяжки з метою зменшення розрахункової довжини колони чи верхнього поясу ферми із площини поперечної рами (функції цих елементів можуть виконувати прогони покрівлі та прогони фахверка);
- вертикальні в'язі по колонах при необхідності можуть бути порталними, але звичайно мають хрестову решітку з кількістю панелей, що залежить від співвідношення висоти й кроку колон.

Приклад розроблення схеми в'язей сталевого каркасу однопролітної одноповерхової будівлі наведено на рисунку 1.1. Рішення в'язей для інших схем каркасів можна знайти в літературі [6, 7].

## 1.2. Конструктивна схема поперечної рами

Поперечна рама каркасу одноповерхової будівлі складається з колон, жорстко закріплених у фундаменті, та шарнірно обпертого на них ригеля, виконаного у вигляді балки або ферми. Характерна схема поперечної рами зображена на рисунку 1.2.

Габаритні розміри елементів рами попередньо визначаються згідно з рисунком 1.2 у такій послідовності:

1. З урахуванням розмірів перерізу нижнього пояса ферми та конструкції підвісної стелі позначка ригеля  $H_p$  встановлюється на 100...300 мм більшою від заданої позначки низу покриття (як правило, з округленням до 100 мм у сторону збільшення).
2. З урахуванням типу покрівлі, прольоту  $L$  і висоти будівлі висота перерізу колони попередньо встановлюється рівною  $b = H_p / (20 \div 30)$ , при чому більшим розмірам і важчій покрівлі відповідає ширша колона. Висота перерізу узгоджується з прив'язкою зовнішньої грані колони до поздовжньої координатної осі, яка може бути рівною  $c = 0$  або  $c = 250$  мм.

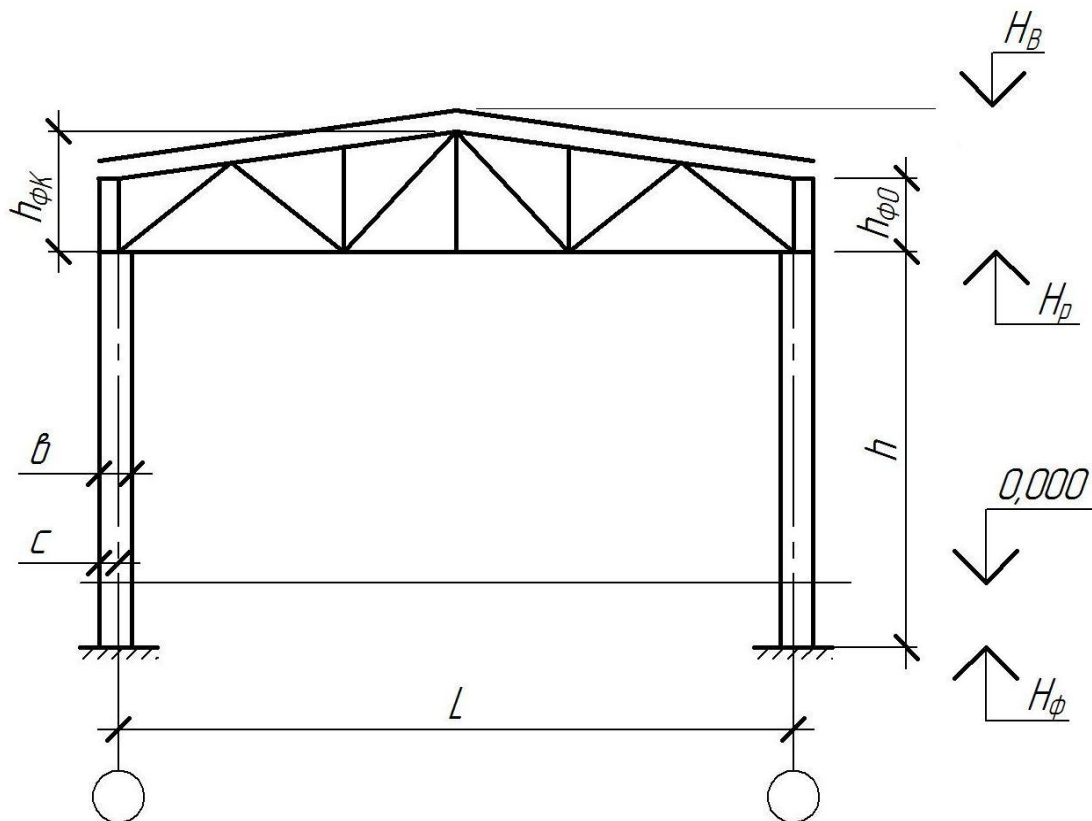


Рис. 1.2. Конструктивна схема поперечної рами

3. З умови розміщення траверс та анкерних болтів у базі колони заглиблення обрізу фундаменту приймається на 100...200 мм більшим за висоту перерізу колони  $b$  з округленням до 100 мм у сторону збільшення. Зазвичай це дає позначку обрізу фундаменту в межах від  $H_{\phi} = -200 \dots -600$  мм.
4. Повна висота колони дорівнює різниці між позначками ригеля та обрізу фундаменту:  $h = H_p - H_{\phi}$  (з урахуванням знаку  $H_{\phi}$ ).
5. Тип і габаритні розміри кроквяної ферми обираються залежно від типу покрівлі за рекомендаціями таблиці 1.1.

Таблиця 1.1. Рекомендації щодо вибору типу кроквяної ферми

Тип ферми та ухили покрівель	Типи покрівель за таблицею Б.1	Висота ферми
Трикутна $i = 0,20 \dots 0,40$	4, 6, 7, 9	$h_{\phi K} = i \times L/2$ $h_{\phi 0} = 0$
Трапецієвидна з великим ухилом пояса $i = 0,20 \dots 0,35$	4, 6, 7, 9	$h_{\phi 0} \approx 500$ мм $h_{\phi K} = h_{\phi 0} + i \times L/2$
Трапецієвидна з малим ухилом пояса $i = 0,07 \dots 0,14$	2, 3, 5, 6, 8	$h_{\phi K} = L/(7 \div 9)$ $h_{\phi 0} = h_{\phi K} - i \times L/2$
З паралельними поясами $i = 0,015 \dots 0,030$	1, 3, 5, 8	$h_{\phi K} = h_{\phi 0} = L/(7 \div 9)$

6. Схема решіток ферми розробляється з урахуванням конструкції покрівлі, яка визначає необхідний крок вузлів верхнього поясу ферми, оптимального для даного типу ферми кута нахилу розкосів, зручності конструювання вузлів та поділу ферми на відправні марки. При виконанні курсової роботи схема ферми приймається згідно з завданням на проектування.
7. З урахуванням конструкції покрівлі, вибраної за рекомендаціями таблиці Б.1, та схеми кроквяної ферми визначається позначка конька будівлі  $H_K$  та позначка парапету  $H_{II}$  (при його наявності):

$$H_K = H_P + h_{\phi K} + h_{II}; \quad H_{II} = H_P + h_{\phi O} + h_{II},$$

де  $h_{\phi K}$  і  $h_{\phi O}$  – висоти ферми в коньку й на опорі;

$h_{II}$  – орієнтовна товщина конструкцій покрівлі з урахуванням прогонів, панелей чи плит, утеплювальних та ізоляційних шарів;

$H_P$  – позначка ригеля рами (нижнього поясу кроквяної ферми).

Більше з обчислених значень  $H_K$  і  $H_{II}$  вважається позначкою найвищої точки будівлі  $H_B$ .

### 1.3. Визначення загальних розрахункових параметрів та вибір сталі для конструкцій

Перед початком проектування несучих конструкцій каркасу необхідно визначити коефіцієнти відповідальності та групи конструкцій для вибору відповідного класу сталі. Необхідні розрахункові параметри для кроквяної ферми та колони визначаються й фіксуються в таблиці 1.2 в такому порядку:

- за таблицею 1 ДБН В.1.2-14:2018 [1] визначають клас відповідальності будівлі (СС1, СС2 чи СС3);
- за таблицею А.1 ДБН В.2.6-198 [3] визначають категорії відповідальності конструкцій за призначенням та за напруженим станом;
- за таблицею 5 ДБН В.1.2-14-2018 [1] визначають коефіцієнт надійності за відповідальністю  $\gamma_n$  для розрахунку за граничним станом першої групи в усталеній розрахунковій ситуації;
- за таблицею 2 ДБН В.1.2-14-2018 [1] встановлюють розрахунковий строк експлуатації несучих конструкцій каркасу  $T_{ef}$ ;
- за таблицею А.2 ДБН В.2.6-198 [3] встановлюють бали, що відповідають визначеним показникам і характеристикам конструкцій, обчислюють суму балів та визначають групу конструкцій за пунктом А.1 ДБН В.2.6-198 [3];
- вибирають клас міцності сталі за таблицею Г.1 ДБН В.2.6-198, враховуючи визначену групу конструкцій та бажані показники міцності (як правило, слід обирати сталь з найменшою міцністю, яку можна використати в конструкції).

Таблиця 1.2 – Результати класифікації несучих конструкцій каркасу

Чинники класифікації	Позначення	Кроквяна ферма		Колона каркасу	
		показник	бали	показник	бали
Клас відповідальності будівлі	$S_1$				
Категорія конструкції за призначенням	$S_2$				
Категорія за напруженим станом	$S_3$				
Наявність напружень розтягу від розрахункового навантаження	$S_4$				
Несприятливий вплив зварних з'єднань	$S_5$				
Сума балів	–	–		–	
Група конструкцій	–				
Клас міцності сталі	–				
Коефіцієнт відповідальності $\gamma_n$	–				
Термін експлуатації $T_{ef}$ , роки	–				

Розрахункові параметри та класи міцності сталі, визначені в таблиці 1.2, використовуються при проектуванні колони каркаса та кроквяної ферми.

#### 1.4. Навантаження на поперечну раму

На поперечну раму одноповерхової будівлі можуть діяти навантаження від маси несучих та огорожувальних конструкцій стін, покрівлі та підвісної стелі, снігове та вітрове навантаження, технологічні навантаження від вантажопідйомних механізмів, трубопроводів та іншого обладнання, прикріпленого до конструкцій каркасу. При виконанні курсової роботи враховуються навантаження від маси покрівлі, снігу та вітру.

**Снігове навантаження** на покрівлю визначається за вказівками розділу 8 ДБН В.1.2-2:2006 [2]. Розрахунки виконуються в такому порядку:

1. Для заданого району будівництва за додатком Е або за картою 8.1 ДБН [2] визначається характеристичне значення снігового навантаження  $S_0$ .
2. За пунктом 8.6 ДБН [2] визначається коефіцієнт  $C$ , що враховує географічні параметри, конструктивні та експлуатаційні характеристики будівлі, з урахуванням наступних міркувань:
  - будівлі, що проектується в курсовій роботі, не характеризуються підвищеною тепловіддачею, тому згідно з пунктом 8.9 ДБН [2] коефіцієнт режиму експлуатації  $C_e=1$ ;
  - для виконання курсової роботи зазвичай задаються райони будівництва, розміщені на рівнинній місцевості, тому згідно з пунктом 8.10 ДБН [2] коефіцієнт географічної висоти  $C_{alt}=1$ ;

- перехід від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю забезпечується урахуванням коефіцієнта  $\mu$  за пунктом 8.7 і додатком Ж ДБН [2]. Зі схеми 1 цього додатка слідує, що навіть для покрівлі з азбоцементних хвилястих листів з ухилом 1:3, тобто  $18^\circ$ , слід використовувати варіант 1 з рівномірно розподіленим сніговим навантаженням при  $\mu=1$ .
- 3. За формулою (8.1) ДБН [2] з урахуванням отриманого в пункті 2 коефіцієнта  $C$  та коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_{fm}$ , що відповідає періоду повторюваності розрахункового значення  $T$ , обчислюється граничне розрахункове значення снігового навантаження  $S_m$  для розрахункового строку експлуатації  $T = T_{ef}$  з таблиці 1.2.
- 4. Граничне розрахункове значення снігового навантаження, рівномірно розподіленого уздовж ригеля рами, визначається як добуток  $S_m$  (Па) на крок поперечних рам  $B$  (м) та виражається в кН/м:  $q_c = B \times S_m / 1000$  кН/м.

**Вітрове навантаження** на поперечну раму визначається за вказівками розділу 9 ДБН В.1.2-2:2006 [2]. Розрахунки виконуються в такому порядку:

1. Для заданого географічного району за додатком Е або за картою 9.1 ДБН [2] визначається характеристичне значення вітрового навантаження  $W_0$ .
2. За пунктом 9.7 ДБН [2] визначається коефіцієнт  $C$ , що враховує географічні параметри, конструктивні та експлуатаційні характеристики будівлі, з урахуванням наступних міркувань:
  - аеродинамічні коефіцієнти  $C_{aer}$  для активного  $C_A$  і пасивного  $C_{\Pi}$  тиску вітру визначаються за схемою 1 додатка І ДБН [2], згідно з якою у більшості випадків з деяким запасом можна прийняти  $C_A=0,8$  і  $C_{\Pi}=0,6$ ;
  - для виконання курсової роботи задані райони будівництва, розміщені на рівнинній місцевості, тому згідно з пунктом 9.10 ДБН [2] коефіцієнт географічної висоти  $C_{alt}=1$ ;
  - коефіцієнт висоти споруди  $C_h$  визначається за пунктом 9.9 і таблицею 9.01 ДБН [2] з урахуванням типу місцевості та висоти конструкції над рівнем земної поверхні, що обумовлює зростання вітрового навантаження по висоті будівлі. Для статичного розрахунку поперечної рами задають постійне по висоті значення вітрового навантаження, яке визначається за схемою рисунка 1.3 з умови рівності двох моментів на рівні закріплення рами в фундаменті: від дії шуканого еквівалентного рівномірно розподіленого навантаження  $q_e$  та від дії фактичного вітрового навантаження нижче рівня нижнього пояса ригеля  $H_p$ . Визначені таким чином еквівалентні значення коефіцієнтів висоти споруди  $C_{he}$  для будівель різної висоти, розміщених на місцевості типу ІІ і ІІІ наведені в таблиці Г.1;

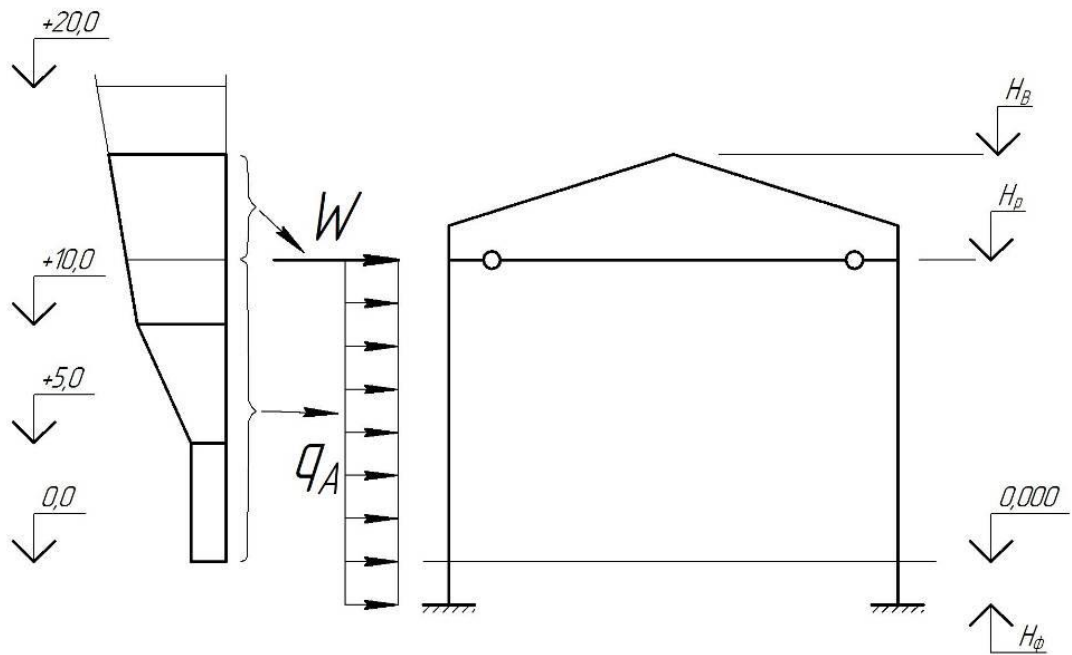


Рис. 1.3. Визначення еквівалентного вітрового навантаження на раму

- вважаємо, що виражені особливості мікрорельєфу в зоні площадки будівництва відсутні, тому коефіцієнт рельєфу за пунктом 9.11 ДБН [2] дорівнює  $C_{rel} = 1$ ;
  - коефіцієнт напрямку вітру за пунктом 9.12 дорівнює  $C_{dir} = 1$ ;
  - період власних коливань будівель, що проєктуються в курсовій роботі, не перевищує 0,25 сек., тому згідно з пунктом 9.13 ДБН [2] коефіцієнт динамічності  $C_d = 1$ .
3. За формулою (9.1) ДБН [2] з урахуванням визначеного в пункті 1 характеристичного значення  $W_0$ , системи коефіцієнтів  $C$  з пункту 2, коефіцієнта відповідальності  $\gamma_n$  з таблиці 1.2 та кроку поперечних рам  $B$  обчислюють граничні розрахункові значення вітрового навантаження для періоду повторюваності, рівного терміну експлуатації будівлі  $T = T_{ef}$ :

$q_A = \gamma_{fm} W_0 B C_A C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$  – активна складова вітрового тиску,  
що діє з навітряного боку будівлі;

$q_{II} = \gamma_{fm} W_0 B C_{II} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$  – пасивна складова вітрового тиску,  
що діє з підвітряного боку будівлі;

$W = \gamma_{fm} W_0 B (C_A + C_{\bar{i}}) \times C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d \frac{(C_{hD} + C_{hA})}{2}$  – сумарне вітрове

навантаження на конструкції, розташовані вище нижнього поясу ферми. Окрім позначених вище величин, до наведених формул входять коефіцієнти висоти споруди на рівні низу ригеля  $C_{hP}$  та найвищої точки будівлі  $C_{hB}$ , визначені інтерполяцією по таблиці 9.01 ДБН [2], або за таблицею Г.1.

**Постійне навантаження** від маси покрівлі визначається за вказівками розділу 5 ДБН В.1.2-2:2006 [2]. Для цього за вказаним в завданні типом покрівлі та рекомендаціями таблиці В.1 (додаток В) в таблиці 1.3 формується перелік конструкцій покрівлі з їх характеристиками. Характеристичне значення навантаження від кожного шару  $Q_0$  визначається за таблицею В.1, або обчислюється за його товщиною та густиною згідно з даними таблиці В.2. Навантаження від ваги кроквяної ферми з в'язями при прольотах 12...36 м можна орієнтовно обчислити за формулами:

$$Q_{0\phi} = 0,001 q L + 40 \text{ Па} \text{ – для ферм з квадратних труб};$$

$$Q_{0\phi} = 0,002 q L + 80 \text{ Па} \text{ – для ферм з кутиків і таврів},$$

де  $q$  – сумарне навантаження на ферму від ваги покрівлі та снігу в Па;

$L$  – проліт ферми в метрах.

Таблиця 1.3 – Постійне навантаження від маси покрівлі

Склад покрівлі	$Q_0$ (Па)	$\gamma_{fm}$	$Q_m$ (Па)
Гравійна захисна посипка			
Гідроізоляція з _____			
Утеплювач з _____ $\rho =$ ___ кг/м <sup>3</sup> товщиною ___ мм			
. . . інші шари покрівлі . . .			
Настил (плита покриття) з _____			
Прогони покрівлі			
Кроквяна ферма з в'язями			
У с ь о г о			

Експлуатаційне розрахункове значення постійного навантаження від ваги покрівлі  $Q_e$  дорівнює сумі характеристичних значень  $Q_0$  з таблиці 1.3. Граничне розрахункове значення навантаження від ваги кожного шару покрівлі дорівнює добутковому характеристичного значення на коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_{fm}$ , визначений за таблицею 5.1 ДБН [2]. Сума граничних значень для усіх шарів є граничним розрахунковим значенням постійного навантаження від ваги покрівлі  $Q_m$ . Середньозважений по конструкції покрівлі коефіцієнт надійності за постійним навантаженням визначається діленням сумарного граничного розрахункового значення на експлуатаційне:  $\gamma_{fm} = Q_m / Q_e$  і записується в останньому рядку таблиці 1.3.

Граничне розрахункове значення рівномірно розподіленого постійного навантаження на ригель поперечної рами визначається як добуток  $Q_m$  (Па) на крок поперечних рам  $B$  (м) і виражається в кН/м:  $q_{\text{пост}} = B \times Q_m / 1000$  кН/м.

## 1.5. Статичний розрахунок поперечної рами

Розрахункова схема поперечної рами одноповерхової однопролітної будівлі, зображена на рисунку 1.4, розробляється відповідно до конструктивної схеми з рисунка 1.2. Проліт рами звичайно приймають рівним відстані між геометричними осями колон з урахуванням ширини їх перерізу, встановленого в підрозділі 1.2, та прив'язки до координатних осей. Висота рами дорівнює відстані від обрізу фундаменту до нижнього поясу кроквяної ферми, тобто повній висоті колони  $h$ . Ексцентриситети обпирання ригеля визначаються конструкцією опорного вузла ферми й можуть змінюватися в межах від  $e = 0$  при обпиранні ферми зверху по геометричній осі колони до половини ширини колони  $e = b/2$  при обпиранні ферми збоку колони. При виконанні курсової роботи з метою спрощення можна завжди приймати  $e = 0$ .

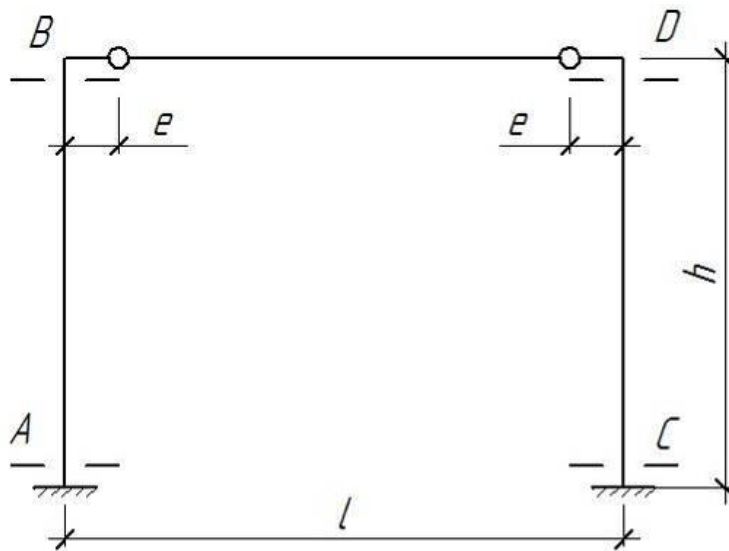
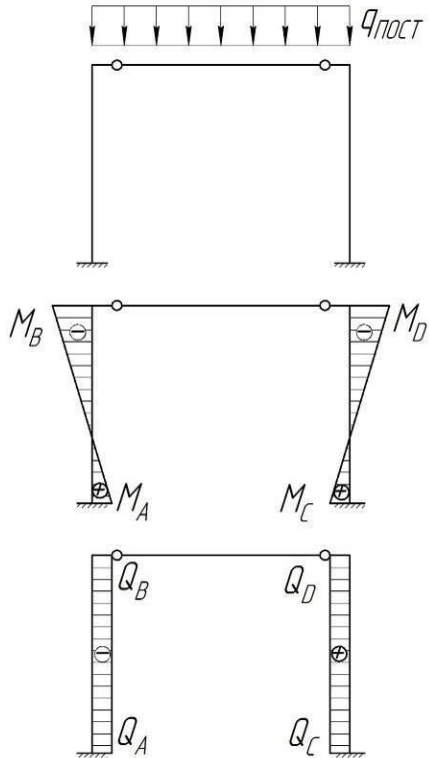
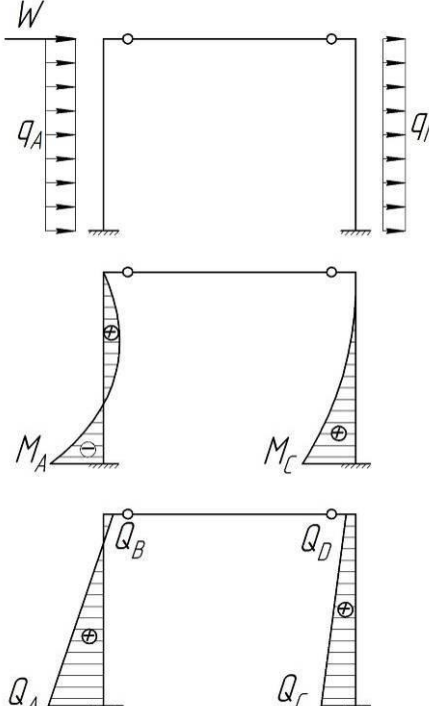


Рис. 1.4. Розрахункова схема поперечної рами

При шарнірному обпиранні ригеля рама, зображена на рисунку 1.4, є один раз статично невизначеною. Завданням статичного розрахунку є визначення внутрішніх зусиль в характерних перерізах конструкції від кожного з навантажень, що діють на будівлю. Як правило, статичні розрахунки рамних систем виконують за допомогою спеціалізованих програмних комплексів (SCAD, ЛИРА тощо). У зв'язку з простотою розрахункової схеми при виконанні курсової роботи можна також скористатися формулами з таблиці 1.4.

Результатами розрахунків за формулами таблиці 1.4 є значення згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил у лівій колоні, які заносяться до таблиці 2.1. В таблиці 1.4 наведені формули для визначення зусиль в обох колонах від дії вітрового навантаження зліва. При заповненні таблиці 2.1 слід урахувати, що в силу симетрії внутрішні зусилля в лівій колоні від дії вітру справа дорівнюють зусиллям у правій колоні від дії вітру зліва.

Таблиця 1.4. Формули для статичного розрахунку поперечної рами

Види навантажень	Схеми прикладення навантажень та епюри внутрішніх зусиль	Розрахункові формули (наведені абсолютні значення зусиль)
Постійне		$M_B = M_D = \frac{q_{\text{пост}} \times l \times e}{2}$ $M_A = M_C = \frac{M_B}{2}$ $Q_A = Q_B = Q_C = Q_D = \frac{M_A + M_B}{h}$
Снігове	Як постійне навантаження із заміною $q_{\text{пост}}$ на $q_c$	Як постійне навантаження із заміною $q_{\text{пост}}$ на $q_c$
Вітрове (зліва)		$M_A = \frac{h^2}{16}(5q_A + 3q_{\text{п}}) + \frac{Wh}{2}$ $M_C = \frac{h^2}{16}(3q_A + 5q_{\text{п}}) + \frac{Wh}{2}$ $M_B = M_D = 0$ $Q_A = \frac{h}{16}(13q_A + 3q_{\text{п}}) + \frac{W}{2}$ $Q_C = \frac{h}{16}(13q_{\text{п}} + 3q_A) + \frac{W}{2}$ $Q_B = Q_D = \frac{3h}{16}(q_A + q_{\text{п}}) + \frac{W}{2}$

## 2. ПРОЄКТУВАННЯ КОЛОНИ КАРКАСА

### 2.1. Визначення розрахункових зусиль в колоні

Для проєктування колони визначаються розрахункові зусилля в таблиці 2.1 за результатами статичного розрахунку, виконаного в підрозділі 1.5. При розрахунку колони будівлі без мостових кранів слід розглянути два розрахункові перерізи згідно зі схемою рами, наведеною на рисунку 1.4: переріз А на рівні закріплення колони в фундаменті та переріз В на рівні обпирання ригеля. Якщо ригель обпирається по осі перерізу колони ( $e=0$  на рисунку 1.4), переріз В розглядати не потрібно, оскільки при тій же поздовжній силі згинальні моменти у ньому завжди будуть меншими, ніж у перерізі А.

Таблиця 2.1. Розрахункові зусилля в перерізі А лівої колони поперечної рами

Навантаження та сполучення	N, кН	M, кН×м	N <sub>f</sub> , кН	C <sub>f</sub> /ψ
Постійне			–	–
Сніг				
Вітер зліва				
Для перевірки колони				
Для анкерних болтів				

До перших трьох рядків таблиці 2.1 заносяться зусилля в перерізі А лівої колони від дії окремих навантажень, отримані в результаті статичного розрахунку поперечної рами. Якщо ексцентриситет обпирання ригеля вважається рівним нулю, то постійне та снігове навантаження викликають лише поздовжню силу, а вітрове – лише згинальний момент. Тому усі зусилля в таблицю 2.1 можна занести зі знаком "плюс", не враховуючи фактичний напрямок їх дії.

Спільну дію навантажень рекомендується враховувати за методикою, викладеною в ДСТУ Б В.2.6-210:2016 "Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються". Навантажувальні ефекти в основному сполученні постійного, снігового та вітрового навантажень визначаються за формулами:

$$N = N_p + \psi \times (N_s + N_w), \quad M = M_p + \psi \times (M_s + M_w) \quad (2.1)$$

де  $N_p, M_p$  – ефект від дії постійного навантаження;

$N_s, M_s$  – ефект від дії снігового навантаження;

$N_w, M_w$  – ефект від дії вітрового навантаження;

$\psi$  – коефіцієнт поєднання зусиль.

Коефіцієнт поєднання зусиль обчислюється за формулою, отриманою як частинний випадок загальної формули з ДСТУ Б В.2.6-210:2016:

$$\psi = \frac{C_s}{1,56 - 0,56 \cdot C_s} + \frac{C_w}{1,69 - 0,69 \cdot C_w} \quad (2.2)$$

Питомі значення (частки у складі сумарного навантажувального ефекту) снігового та вітрового навантажень дорівнюють:

$$C_s = \frac{N_{fs}}{N_{fs} + N_{fw}}, \quad C_w = \frac{N_{fw}}{N_{fs} + N_{fw}}, \quad (2.3)$$

де  $N_{fs}$  та  $N_{fw}$  – зусилля в поличці суцільної чи в гілці наскрізної колони від дії снігового та вітрового навантаження, які визначається через встановлену в підрозділі 1.2 ширину перерізу колони  $b$  та вказані у другому й третьому рядку таблиці 2.1 зусилля від дії снігу й вітру за формулами:

$$N_{fs} = \frac{N_s}{2} + \frac{M_s}{b}, \quad N_{fw} = \frac{N_w}{2} + \frac{M_w}{b}, \quad (2.4)$$

Послідовні обчислення за формулами (2.4), (2.3), (2.2) і (2.1) дають розрахункові значення поздовжньої сили та згинального моменту, необхідні для підбору перерізу колони. Результати цих обчислень заносять до таблиці 2.1.

Комбінація зусиль, призначена для розрахунку анкерних болтів, повинна виявити максимальний відрив однієї полички чи гілки колони від фундаменту. Ці зусилля визначаються без урахування снігового навантаження, яке розвантажує анкерні болти, за формулами:

$$N_{min} = N_s / \gamma_{fm}^2, \quad M_{max} = M_w, \quad (2.5)$$

де  $\gamma_{fm}$  – узагальнений коефіцієнт надійності за постійним навантаженням від ваги покрівлі з останнього рядка таблиці 1.3.

Формула (2.5) забезпечує урахування невідного значення постійного навантаження, яке притискує колону до фундаменту, з коефіцієнтом надійності, меншим за одиницю.

## 2.2. Підбір перерізу колони

Першим етапом підбору перерізу колони є визначення розрахункових довжин. Згідно з пунктами 13.3.1...13.3.3 ДБН В.2.6-198:2010 [3] розрахункова довжина в площині рами визначається за формулою  $l_{ef} = \mu h$ , у якій  $\mu = 2$  – коефіцієнт приведення довжини для колони з жорстким закріпленням у фундаменті та вільним верхнім кінцем згідно з таблицею 13.7 ДБН [3];  $h$  –

повна висота колони, визначена в підрозділі 1.2. Розрахункова довжина з площини рами спочатку приймається рівною висоті колони, а при необхідності зменшується в два чи три рази шляхом встановлення додаткових розпірок у вертикальних в'язях по колонах. Рішення про встановлення таких розпірок приймається за результатами перевірки стійкості колони з площини рами.

Таким чином, вихідними даними для підбору перерізу колони є її розрахункові довжини у площині та з площини рами, а також визначена в попередньому підрозділі розрахункова комбінація зусиль  $M$  і  $N$ .

Колони одноповерхових будівель можуть виконуватися суцільними або наскрізними. Переваги суцільних колон з прокатних двотаврів чи інших профілів полягають у конструктивній простоті та простоті їх виготовлення. Наскрізні колони з двох гілок, з'єднаних планками чи решітками, можуть бути меншими за витратами сталі, але є конструктивно й технологічно складнішими, ніж суцільні. Тому наскрізні перерізи звичайно використовують у високих колонах, які неможливо запроєктувати з прокатного двотавра, або які при дотриманні висоти перерізу з умов жорсткості підбираються з надмірними запасами стійкості. Порядок проєктування наскрізних позацентрово стиснутих колон детально розглянутий в [6, 7] на прикладі одноповерхових виробничих будівель з мостовими кранами.

В курсовій роботі рекомендується проєктувати колони суцільного перерізу, виконані з прокатного двотавра з паралельними гранями полиць. Тип двотавра (Б, Ш чи К) визначається у процесі підбору перерізу з умов забезпечення стійкості в площині та з площини поперечної рами. Невисокі колони будівель з легкими покрівлями можна також виконувати з гнутих замкнутих зварних профілів (прямокутних труб). Підбір перерізу суцільної колони виконується у порядку, описаному нижче.

1. Встановлюють вихідні дані для розрахунку:

- клас відповідальності будівлі (СС1, СС2, СС3), наведений в таблиці 1.2 згідно з вказівками ДБН В.1.2-14-2018 [1];
- коефіцієнт відповідальності  $\gamma_n$ , вказаний в таблиці 1.2 згідно з ДБН [1].
- коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c$  за таблицею 5.1 ДБН [3];
- розрахунковий опір сталі  $R_y$ , що відповідає класом міцності з таблиці 1.2.

Розрахунковий опір сталі визначається за формулою з таблиці 7.1 ДБН [3]  $R_y = R_{yn} / \gamma_m$ , у якій характеристичний опір  $R_{yn}$  дорівнює границі плинності сталі обраного класу міцності за ДСТУ 8539:2015 [4] чи іншим стандартом на сталь, а коефіцієнт надійності за матеріалом  $\gamma_m$  приймається за таблицею 7.2 ДБН [3]. Витяг з ДСТУ 8539:2015 наведений в додатку Б.

2. За наближеною формулою, рекомендованою [6, 7], визначають необхідну площу поперечного перерізу колони

$$A_H = \frac{\gamma_n N}{R_y} \left( 1,25 + 2,2 \frac{M}{N b} \right), \quad (2.6)$$

де  $M$  і  $N$  – розрахункова комбінація зусиль, визначених за формулою (2.1);

$b$  – габаритна висота перерізу (ширина) колони, попередньо вибрана при компоновці поперечної рами в підрозділі 1.2.

3. Виходячи з отриманої площі перерізу  $A_H$  та встановленої при компонованні поперечної рами габаритної висоти перерізу колони  $b$ , обирають тип і розмір профілю (прямокутна труба, двотавр типу Б, Ш або К). Габарит вибраного профілю (висота двотавра чи більший розмір прямокутної труби) має бути не меншим за  $0,8 \times b$ , інакше рама не матиме достатньої поперечної жорсткості. Із відповідного сортаменту [8] виписують позначення профілю та геометричні характеристики його поперечного перерізу:

- ширину  $b_f$  та товщину  $t_f$  полочки;
- площу поперечного перерізу  $A$ ;
- момент опору відносно осі більшої жорсткості  $W_x$ ;
- радіуси інерції відносно обох осей  $i_x$ ,  $i_y$ .

4. За методикою пункту 1 уточнюють розрахунковий опір сталі  $R_y$  з урахуванням товщини полочки вибраного профілю.

5. Згідно з вимогами пункту 10.2.2 ДБН [3] визначають розрахункові параметри, необхідні для перевірки стійкості колони в площині рами:

- гнучкість та умовна гнучкість колони в площині рами

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x}; \quad \overline{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (2.7)$$

- відносний ексцентриситет навантаження

$$m_x = \frac{e A}{W_c} = \frac{M A}{N W_x}; \quad (2.8)$$

- відношення площі полочки до площі стінки вибраного профілю

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{A - 2b_f t_f}; \quad (2.9)$$

- коефіцієнт впливу форми перерізу  $\eta$  за формулами з таблиці Ж.2 ДБН [3] з інтерполяцією по величині відношення  $A_f / A_w$ ;
- приведений відносний ексцентриситет  $m_{ef}$  за формулою (10.7) ДБН [3];
- коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску  $\varphi_e$  за таблицею Ж.3 ДБН [3] по інтерполяції залежно від приведенного відносного ексцентриситету  $m_{ef}$  та умовної гнучкості  $\overline{\lambda}_x$ .

6. Виконують перевірку стійкості колони у площині рами (у площині дії згинального моменту) за формулою (10.6) ДБН [3]. Якщо стійкість колони не відповідає вимогам ДБН [3] (гранична нерівність (10.6) з [3] не задовольняється чи задовольняється з надмірним запасом), або гнучкість колони в площині поперечної рами  $\lambda_x$  за (2.7) перевищує встановлене пунктом 13.4.1 [3] значення 200, слід змінити переріз колони й повторити розрахунки за пунктами 3...6.

7. Визначають гнучкість та умовну гнучкість колони з площини рами

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}; \quad \overline{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (2.10)$$

Розрахункова довжина колони з площини рами спочатку приймається рівною висоті колони:  $l_y=h$ . Якщо отримане за (2.10) значення гнучкості  $\lambda_y$  перевищує встановлену пунктом 13.4.1 [3] величину 200, в системі в'язей по колонах встановлюють додаткову поздовжню розпірку, яка зменшує розрахункову довжину з площини рами  $l_y$  у 2 чи в 3 рази, та повторюють розрахунки за пунктом 7.

8. Визначають розрахункові параметри, необхідні для перевірки стійкості колони з площини рами (за згинально-крутильною формою втрати стійкості):

- коефіцієнт стійкості при центральному стиску відносно осі  $y - \varphi_y$  залежно від умовної гнучкості  $\overline{\lambda}_y$  за таблицями Г.2...Г.4 для типу кривої стійкості, що відповідає вказівкам таблиці 8.1 ДБН [3] (тип "a" для прямокутної труби і тип "b" для двотавра);
- розрахункове значення згинального моменту  $M_x$ , яке згідно з пунктом 10.2.6 ДБН [3] приймається рівним значенню згинального моменту в опорному перерізі колони (переріз А за рисунком 1.4);
- коефіцієнт  $c$  за пунктом 10.2.5 ДБН [3].

9. Виконують перевірку стійкості колони з площини рами (за згинально-крутильною формою втрати стійкості): для двотаврового перерізу – за формулою (10.8) ДБН [3]. Якщо стійкість не забезпечена, рекомендується зменшити розрахункову довжину колони з площини рами  $l_y$  за рахунок встановлення додаткової поздовжньої розпірки в системі в'язей по колонах і повторити розрахунки за пунктами 7...9.

Згідно з пунктом 10.1.2 ДБН [3], перевірка міцності позацентрово стиснутих стержнів при значенні відносного приведенного ексцентриситету  $m_{ef} \leq 20$  не виконується. При використанні прокатних двотаврів місцева стійкість полицок і стінки колони завжди забезпечується за рахунок відповідної компоновки перерізів прокатних профілів у сортаменті.

### 2.3. Розрахунок і конструювання оголовка колони

При шарнірному з'єднанні ригель опирається на колону зверху. Оголовок колони складається з опорної плити, вертикальних і горизонтальних ребер, які підтримують плиту в місці установки опорного фланця кроквяної ферми і передають навантаження на стержень колони. Схеми конструкцій оголовків колон з прокатного двотавра та з прямокутної труби наведені на рисунку 2.1.

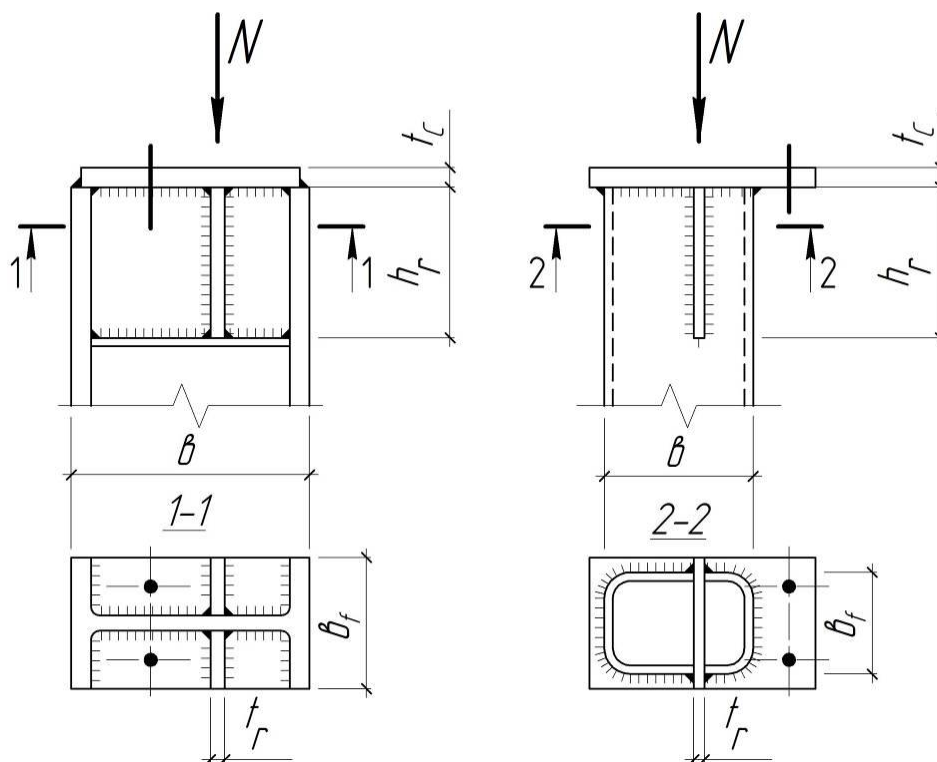


Рис. 2.1. Схеми конструкції оголовків колон

У випадку двотаврової колони на оголовку приварюються два вертикальні ребра з обох боків стінки. У колонах з прямокутних труб вертикальне ребро встановлюється в прорізи стінки, приварюючись по усій висоті ребра. До вертикальних ребер можна також прикріпляти елементи вертикальних в'язей по колонах, для чого вони повинні виступати поза межі перерізу колони на 100...150 мм. Типові конструкції вузлів обпирання кроквяних ферм на колони наведені в підручниках [6, 7].

Проектування оголовка колони здійснюють у такому порядку:

1. Виходячи з висоти вертикального ребра  $h_r=(0,5\div 0,8)\times b$  та найбільшої поздовжньої сили в колоні  $N\times\gamma_n$  (опорної реакції ферми), з формул (16.2), (16.3) ДБН [3] визначають катети чотирьох кутових зварних швів, якими ребро прикріплюється до стінки колони. Якщо отриманий катет перевищує граничне значення  $1,2\times t_w$  (товщини стінки, до якої приварюється ребро), висоту ребра слід збільшити, визначивши її за довжиною чотирьох зварних швів найбільшого допустимого катета.

2. Товщина вертикального ребра визначається з умови сприйняття опорної реакції ферми та з умови забезпечення місцевої стійкості, але приймається не меншою за товщину стінки колони  $t_w$  :

$$t_r = \frac{1,2 N \gamma_n}{R_y b_r} ; \quad t_r \geq b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} ; \quad t_r \geq t_w, \quad (2.11)$$

де  $b_r$  – розрахункова ширина вертикального ребра, яка узгоджується з шириною полицки колони  $b_f$  та з шириною опорного фланця ферми;  
1,2 – коефіцієнт, що враховує можливу нерівномірність передачі навантаження від кроквяної ферми унаслідок перекосу деталей.

3. Товщина опорної плити, яка накриває колону зверху, приймається конструктивно в межах 10...30 мм. Для забезпечення жорсткості оголовка двотаврової колони вертикальні ребра підкріплюють знизу конструктивними горизонтальними ребрами, товщина яких приймається не меншою за 1/15 зв'язу робочої частини ребра (близько 1/30 ширини полицки колони). Усі зварні шви, окрім швів приварки вертикальних ребер, виконуються конструктивними з катетами, не меншими за вказані в таблиці 16.1 ДБН [3].

#### 2.4. Розрахунок і конструювання бази колони

Під колони суцільного перерізу проєктують бази з траверсами та додатковими ребрами, які можуть встановлюватися для забезпечення міцності опорної плити при згині. База може виконуватися з траверсами, привареними до опорної плити на заводі, як це показано на рисунку 2.2, або з фрезерованим торцем колони (фрезерування виконують разом з привареними траверсами), який встановлюється на простругану й попередньо вивірену опорну плиту. Схема найпростішої конструкції бази позацентрово стиснутої колони наведена на рисунку 2.2. Інші варіанти конструктивного рішення баз колон наведені в підручниках [6, 7].

Бази з привареними траверсами та бази з фрезерованим торцем колони розраховують і конструюють у такому порядку:

1. Попередньо приймають розміри опорної плити бази за конструктивними вимогами. Для забезпечення вільних зв'язів плити на консольній ділянці 1 в межах 40...140 мм її ширину  $B_{по}$  обирають на 100...300 мм більшою за ширину полицки колони. Довжина плити  $L_{по}$  обирається залежно від висоти перерізу колони  $b$  в межах  $(1,2 \div 2,0) \times b$ .

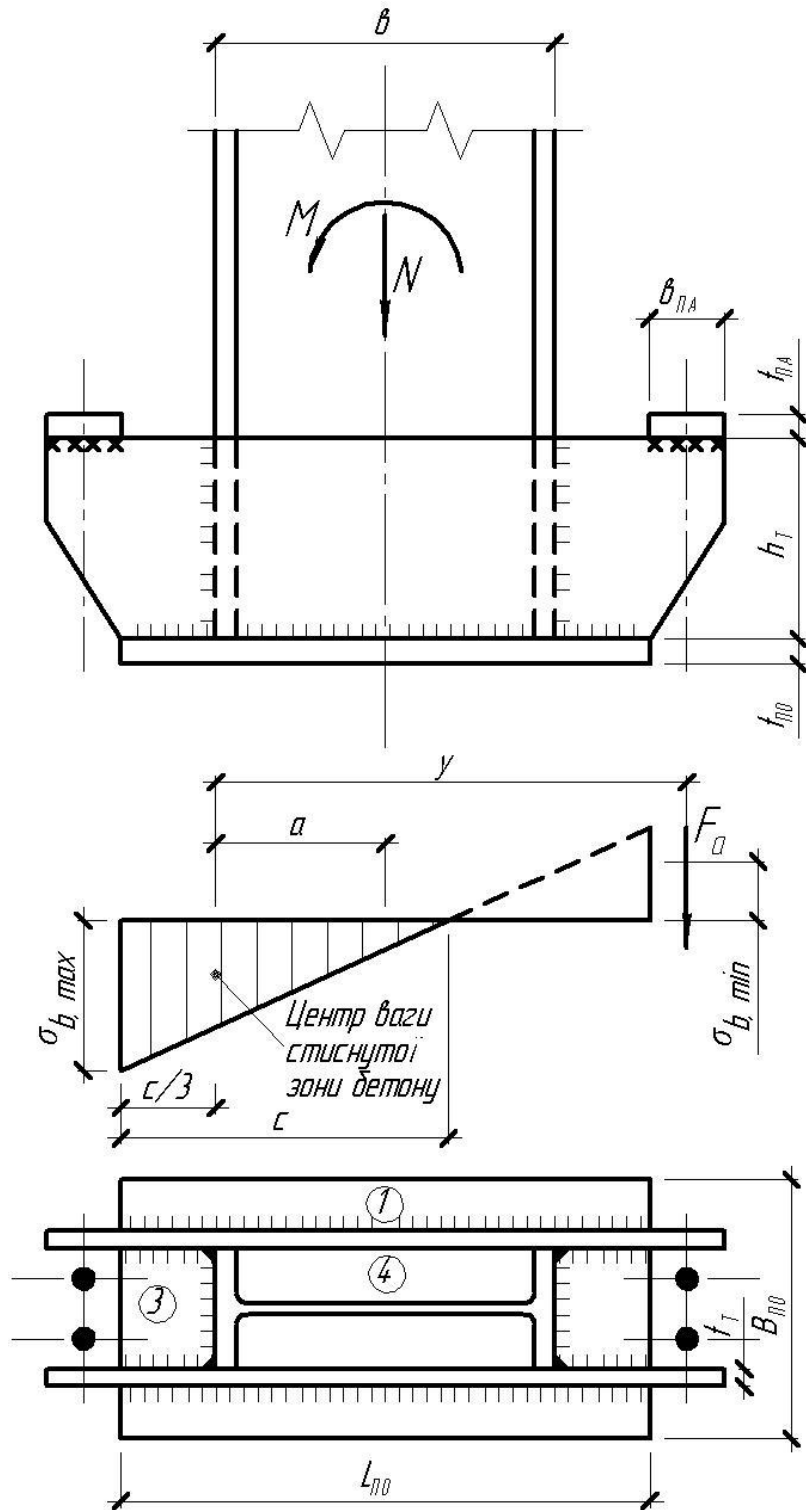


Рис. 2.2. Розрахункова схема бази колони

2. За розрахунковою комбінацією зусиль в перерізі колони А з таблиці 2.1, (як правило, ця комбінація зусиль враховується також при підборі поперечного перерізу колони за методикою підрозділу 2.2) визначають максимальні напруження в бетоні фундаменту під опорною плитою бази:

$$\sigma_{b,max} = \frac{N\gamma_n}{B_{пБ}L_{пБ}} + \frac{6M\gamma_n}{B_{пБ}L_{пБ}^2}. \quad (2.12)$$

3. За отриманим значенням  $\sigma_{b,max}$  обирають клас міцності бетону для фундаменту з урахуванням його розрахункового опору при стиску та ефекту обтискування бетону. Розрахункові опори бетону різних класів приймають за нормами проектування залізобетонних конструкцій, витяг з яких наведено в таблиці Г.5. При необхідності коригують розміри плити у бік збільшення чи зменшення й повторюють розрахунок за пунктом 2.

4. Висоту траверс бази встановлюють залежно від габариту колони (висоти двотавра підбраного перерізу)  $h_T = (0,5 \div 1,0) \times b$ , а їх товщину  $t_T$  приймають рівною (1/30...1/20) висоти.

5. Чотири зварні шви, якими траверси приварюються до стержня колони, перевіряють на спільну дію поздовжньої сили  $N$  і згинального моменту  $M$  з розрахункової комбінації зусиль в перерізі А з таблиці 2.1, врахованою при підборі перерізу колони. Виходячи з вказівок пунктів 16.18 і 16.19 ДБН [3], необхідний катет швів, кожен з яких має розрахункову довжину  $l_w = h_T - 2$  см, обчислюють за однією з формул:

$$k_f = \frac{\gamma_n}{4 \beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} \sqrt{\left(N + \frac{2M}{b}\right)^2 + \left(\frac{6M}{l_w}\right)^2} \quad \text{при } (\beta_f R_{wf}) / (0,45 \beta_z R_{un}) < 1 \quad (2.13)$$

$$k_f = \frac{\gamma_n}{4 \beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} \sqrt{\left(N + \frac{2M}{b}\right)^2 + \left(\frac{6M}{l_w}\right)^2} \quad \text{при } (\beta_f R_{wf}) / (0,45 \beta_z R_{un}) > 1$$

Величина катета шва (2.13) узгоджується з конструктивними вимогами таблиці 16.1 та пункту 16.1.5 ДБН [3] ( $k_f \leq 1,2 \times t_{min}$ ).

6. Визначають максимальне та мінімальне значення напружень в бетоні від дії комбінації зусиль, визначеної в таблиці 2.1 для розрахунку анкерних болтів (значення  $N$  і  $M$  підставляють за модулем):

$$\sigma_{b,max} = \frac{N_{min} \gamma_n}{B_{по} L_{по}} + \frac{6M_{max} \gamma_n}{B_{по} L_{по}^2}; \quad \sigma_{b,min} = \frac{N_{min} \gamma_n}{B_{по} L_{по}} - \frac{6M_{max} \gamma_n}{B_{по} L_{по}^2}. \quad (2.14)$$

При  $\sigma_{b,min} > 0$  бетон під усією опорною плитою працює на стиск. Зусилля відриву не виникають, тому анкерні болти встановлюються конструктивно діаметром 20...36 мм (залежно від габаритів колони). Якщо отримано  $\sigma_{b,min} < 0$ , під частиною опорної плити виникають напруження відриву згідно з рисунком 2.2, які сприймаються анкерними болтами.

7. Для визначення зусиль в анкерних болтах встановлюють довжину  $c$  та положення центра ваги стиснутої зони бетону  $a$  за формулами

$$c = \frac{L_{по} \times \sigma_{b,max}}{\sigma_{b,max} + \sigma_{b,min}}; \quad a = \frac{L_{по}}{2} - \frac{c}{3}. \quad (2.15)$$

Відстань від центру ваги стиснутої зони бетону до осі анкерних болтів призначають згідно з рисунком 2.2 такою, щоб осі анкерних болтів проходили на 50...100 мм від краю опорної плити:  $y = a + B_{fi} / 2 + (50...100)$ . Тоді зусилля в анкерних болтах дорівнює

$$F_a = \gamma_n (M_{max} - N_{min}) / y . \quad (2.16)$$

У формули пункту 7 значення  $\sigma_{b,max}$ ,  $\sigma_{b,min}$ ,  $N$  і  $M$  підставляють за модулем.

8. За таблицею Д.6 ДБН [3] вибирають марку сталі та розрахунковий опір анкерних (фундаментних) болтів і визначають необхідну площу перерізу болтів відповідно до вимог пункту 16.2.15 ДБН [3] за формулою:

$$A_{ba} = 1,05 \times F_a / R_{ba} . \quad (2.17)$$

За таблицею Г.8 з додатку Г вибирають діаметр одного або двох болтів, площа перерізу яких  $A_{bn}$  відповідає необхідній. Можливість установки двох болтів між траверсами бази перевіряється, виходячи з відстані між болтами, не меншої за 6 діаметрів болта (для болтів з відгином). Уточнивши за таблицею Д.6 ДБН [3] розрахунковий опір болтів відповідно до обраного їх діаметра, виконують перевірку міцності болтів за формулою

$$\frac{1,05 \times F_a}{A_{ba} R_{ba}} \leq 1 . \quad (2.18)$$

При необхідності зменшення діаметру болтів слід прийняти сталь з вищим розрахунковим опором і повторити перевірку міцності болтів за (2.18).

9. Ширину  $b_{пА}$  плит, які встановлюються на консолях траверс для кріплення анкерних болтів, назначають конструктивно, з урахуванням відстані від опорної плити бази до анкерних болтів та розміщення цих плит на траверсах. Товщину плит  $t_{пА}$  розраховують як висоту прямокутного перерізу балки на двох опорах (траверсах), навантаженої зусиллями в одному чи двох анкерних болтах та узгоджують із сортаментом листового прокату [8]. З прикладами таких розрахунків можна ознайомитися за підручниками та посібниками [6, 7]. Розрахунковий опір листової сталі, з якого виготовляються анкерні плити, слід визначити за методикою пункту 1 підрозділу 2.2 з урахуванням отриманої товщини прокату.

10. На кожній з ділянок опорної плити, які обпираються на одну, дві, три чи чотири сторони та позначені на рисунку 2.2 відповідними цифрами, визначається значення згинального моменту в плиті за формулами (М.1), (М.2) та вказівками таблиці М.2 з додатку М ДБН [3]. При виконанні курсової роботи в запас надійності допускається приймати реактивний тиск бетону фундаменту на плиту рівним найбільшим напруженням у бетоні (2.12).

11. Товщина опорної плити визначається за формулою (11.1) з пункту 11.2 ДБН [3] з урахуванням найбільшого значення згинального моменту в плиті з пункту 10. Якщо найбільше значення згинального моменту різко відрізняється від значень на інших ділянках, доцільно підкріпити плиту додатковими ребрами жорсткості та повторити визначення моменту за пунктом 10 для підкріпленої ділянки плити. Отриману за розрахунком товщину опорної плити розраховують узгоджують із сортаментом листового прокату [8]. Слід також звернути увагу, що при розрахунку товщини опорної плити за формулою (11.1) ДБН [3] враховується окремий коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c$  з таблиці 5.1 ДБН [3]. Розрахунковий опір сталі слід уточнити з урахуванням великої товщини плити за методикою пункту 1 з підрозділу 2.2.

Можливі варіанти конструктивних рішень баз колон різного поперечного перерізу наведені в літературі [6, 7].

### 3. ПРОЄКТУВАННЯ КРОКВЯНОЇ ФЕРМИ

#### 3.1. Визначення зусиль у стержнях ферми

При проєктуванні ферми необхідно враховувати загальні параметри з таблиці 1.2 (клас відповідальності будівлі, категорія за призначенням та коефіцієнт відповідальності  $\gamma_n$  для розрахунку ферми за граничним станом першої групи в усталеній розрахунковій ситуації).

Кроквяна ферма розраховується як шарнірно-стержнева система, в стержнях якої діють поздовжні зусилля стиску та розтягу. Статичний розрахунок ферми можна виконати як за допомогою поширених програмних комплексів для проєктування будівельних конструкцій (SCAD, ЛИРА тощо), так і вручну із застосуванням відомих методів будівельної механіки. При виконанні курсової роботи з метою зменшення обсягу розрахунків, які не мають безпосереднього відношення до методів проєктування сталевих конструкцій, можна скористатися зусиллями в стержнях від одиничного навантаження на вузли, наведеними на схемі ферми в завданні на проєктування. Ці зусилля для половини ферми (в силу симетрії конструкції і навантаження) заносять до таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Розрахункові зусилля в стержнях ферми

Елементи ферми	Стержні ферми	Довжина стержнів, мм	Одиничні зусилля, (кН)	Розрахункові зусилля, (кН)
Верхній пояс	1–2			
	2–3			
	...			
Нижній пояс				
	...			
Розкоси				
	...			
Стійки				
	...			

Фактичні значення зосереджених навантажень на вузли ферми обчислюють множенням суми визначених у підрозділі 1.4 рівномірно розподілених погонних навантажень від маси покрівлі та від снігу  $q_{пост} + q_c$  на крок вузлів верхнього поясу ферми. Зусилля в усіх стержнях ферми від сумарної дії постійного та снігового навантаження отримують, перемноживши ці зосереджені навантаження на зусилля від одиничного навантаження. Визначені зусилля в усіх стержнях ферми заносять до таблиці 3.1.

Геометричні довжини усіх стержнів вимірюють на кресленні ферми між центрами вузлів, або обчислюють з урахуванням ухилу поясів за теоремою Піфагора та заносять до таблиці 3.1 з точністю до 1 мм.

### 3.2. Підбір перерізів стержнів ферми

Найпоширенішими типами перерізів стержнів кроквяних ферм є парні кутики, прокатні таври (для поясів ферм), а також гнуті зварні замкнуті профілі (прямокутні та квадратні труби). Тип поперечного перерізу стержнів обирають з урахуванням відповідності наявного сортаменту зусиллям у стержнях, матеріально-технічних і технологічних можливостей виробника, забезпечення корозійної стійкості та мінімальної металоємності ферми. При виконанні курсової роботи тип перерізу стержнів ферми визначається завданням.

Розрахункові зусилля в стержнях ферми отримані в таблиці 3.1. Розрахункові довжини стиснутих елементів ферм визначають за пунктом 13.1.1 і таблицею 13.1 ДБН [3] для перевірок стійкості у площині  $l_x$  та з площини ферми  $l_y$ . Розрахункова довжина верхнього поясу із площини ферми  $l_y$  визначається системою в'язів і звичайно буває рівною панелі пояса (відстані між вузлами), або удвічі більшою. Розрахункові довжини розтягнутих стержнів, необхідні для перевірки їх гнучкості в площині ферми, дорівнюють відстані між вузлами, до яких примикає стержень.

При виборі типу перерізу конкретного стержня враховують такі вимоги:

- забезпечення приблизно однакової гнучкості стиснутих стержнів у площині та з площини ферми (для економії металу);
- збільшення ширини поясів із площини ферми (для забезпечення жорсткості ферми при транспортуванні та монтажі);
- зручність конструктивних рішень вузлів (відсутність взаємного перетину розкосів у стержнях ферм із прямокутних і квадратних труб, можливість приварки елементів решітки безпосередньо до стінки таврового пояса);
- достатні розміри для прикріплення в'язів, прогонів та панелей покриття.

З метою забезпечення викладених вимог рекомендується обирати типи перерізів стержнів, вказані в таблиці 3.2.

Клас міцності сталі для стержнів і фасонки ферми вибирають з таблиці Г.1 ДБН [3] залежно від групи конструкцій, визначеної в таблиці 1.2 за вказівками пункту А.1 ДБН [3]. При визначенні групи конструкцій слід урахувати наявність значних напружень розтягу та несприятливий вплив зварних з'єднань. При великих прольотах і навантаженнях на ферму доцільно проектувати елементи решітки із сталі звичайної міцності, а пояси та опорний розкіс – із сталі підвищеної міцності. Розрахунковий опір  $R_y$  фасонного прокату з обраної сталі визначають за методикою, описаною в пункті 1 з підрозділу 2.2.

Таблиця 3.2 – Рекомендовані типи перерізів стержнів кроквяних ферм

Елементи ферми	Розрахункові довжини		Рекомендовані типи перерізів
	$l_x=$	$l_y=$	
Верхній пояс	$l$	$l$	
	$l$	$2 \times l$	
Опорний розкіс	$l$	$l$	
	$l/2$	$l$	
Стиснуті розкоси та стійки	$0,8 \times l$	$l$	
	$0,4 \times l$	$l$	
	$0,9 \times l$	$0,9 \times l$	
Нижній пояс	$l$	—	
Розтягнуті розкоси та стійки	$l$	—	
Центральна стійка	$0,8 \times l$	$l$	

Коефіцієнти умов роботи, згідно з таблицею 5.1 ДБН [3], приймають рівними  $\gamma_c=0,8$  – для стиснутих елементів решітки (крім опорних) із парних кутиків при гнучкості  $\lambda > 60$ ;  $\gamma_c=1$  – для усіх інших елементів ферм.

Товщина фасонки ферм із кутників вибирається залежно від зусилля в опорному розкосі за таблицею 3.3, запозиченою з [6].

Таблиця 3.3 – Рекомендовані товщини фасонки ферм із парних кутників

Найбільше зусилля в елементах ґратки, кН	до 150	160–250	260–400	410–600	610–1000	1010–1400
Товщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16

У фермах із поясами з прокатних таврів товщину фасонки приймають рівною товщині стінки таврового перерізу пояса з округленням до найближчої товщини за сортаментом листової сталі. При різних товщинах стінок верхнього та нижнього пояса відповідно приймають різні товщини фасонки.

Підбір перерізів стержнів ферми розпочинають з верхнього та нижнього поясу, оскільки в фермах з тавровими поясами їх переріз визначає товщину фасонки і таким чином впливає на розрахунок стиснутих стержнів решітки. При прольотах ферм до 24 м перерізи поясів можна не змінювати по довжині, підбравши їх за найбільшим розрахунковим зусиллям. Розрахунки з підбору перерізу стержнів ведуть в табличній формі за зразком таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Підбір перерізів стержнів ферми

Елементи ферми	Стержні ферми	N кН	Переріз	Характеристики			Довжини			Гнучкості				$\varphi$	$\gamma_c$	$R_y$ кН/см <sup>2</sup>	Пере-вірка	$n_{np}$
				A см <sup>2</sup>	$i_x$ см	$i_y$ см	l см	$l_x$ см	$l_y$ см	$\lambda_x$	$\lambda_y$	$\bar{\lambda}$	$\lambda_u$					
Верхній пояс	1–2																	
	2–3																	
	• • •																	
Нижній пояс																		
	• • •																	
Розкоси																		
	• • •																	
Стійки																		
	• • •																	

**Перерізи розтягнутих стержнів** підбирають у такому порядку:

1. Визначають необхідну площу поперечного перерізу стержня з формули (8.1) ДБН [3]

$$A_f = \frac{\gamma_n N}{R_y \gamma_c} . \quad (3.1)$$

2. За сортаментом, що відповідає обраному за таблицею 3.2 типові перерізу стержня, вибирають переріз і визначають його геометричні характеристики: площу поперечного перерізу  $A$  та радіус інерції для розрахунку в площині ферми  $i_x$ . Сортаменти квадратних і прямокутних труб, прокатних таврів та перерізів з двох кутиків наведені в [8].
3. За встановленим вище значеннями розрахункової довжини перевіряють гнучкість стержня в площині ферми

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \leq \lambda_u . \quad (3.2)$$

Якщо гнучкість стержня (3.2) перевищує значення  $\lambda_u=400$ , встановлене пунктом 13.4.12 ДБН [3], слід збільшити переріз і повторити перевірку.

4. З урахуванням товщини полицки вибраного профілю згідно з пунктом 7.1 і таблицями 7.1, 7.2 ДБН [3] уточнюють розрахунковий опір сталі  $R_y$  і виконують перевірку міцності стержня за формулою (8.1) ДБН [3]. При необхідності коригують переріз і повторюють перевірки за пунктами 2...4. Переріз стержня повинен бути підібраний таким чином, щоб у межах чинного сортаменту його не можна було зменшити (з умов забезпечення міцності чи гнучкості).

**Перерізи стиснутих стержнів** підбирають у такому порядку:

1. Визначають необхідну площу поперечного перерізу стержня з формули (8.3) ДБН [3]

$$A_H = \frac{\gamma_n N}{\varphi R_y \gamma_c} , \quad (3.3)$$

у якій коефіцієнт стійкості орієнтовно приймають  $\varphi=0,6\div 0,9$  для поясів та опорного розкошу, або  $\varphi=0,4\div 0,7$  для інших елементів ґратки.

2. За сортаментом з [8], що відповідає обраному за таблицею 3.2 типові перерізу стержня, вибирають переріз і визначають його площу  $A$  та радіуси інерції для розрахунку в площині ферми  $i_x$  і з площини ферми  $i_y$ .
3. Згідно з пунктом 7.1 і таблицями 7.1, 7.2 ДБН [3] уточнюють розрахунковий опір сталі  $R_y$  з урахуванням товщини полицки вибраного перерізу.

4. За встановленими вище значеннями розрахункової довжини обчислюють гнучкості стержня в площині та з площини ферми

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}; \quad \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} . \quad (3.4)$$

5. За більшою гнучкістю (3.4) визначають умовну гнучкість стержня

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (3.5)$$

та коефіцієнт стійкості  $\varphi$  за таблицями Г.2...Г.4 залежно від типу кривої стійкості. Елементи з гнутих зварних замкнутих профілів розраховуються за кривою стійкості типу *a*, елементи з парних кутиків і таврів – за кривою типу *c*, а центральні стійки з двох кутників хрестового перерізу – за кривою типу *b*. Тип кривої стійкості для інших типів поперечного перерізу слід визначати за таблицею 8.1 ДБН [3].

6. Виконують перевірку стійкості стержня за формулою (8.3) ДБН [3].
7. Якщо стійкість не забезпечується чи забезпечується з надмірним запасом, або більша гнучкість стержня за (3.4) перевищує вказане в пункті 13.4.12 ДБН [3] значення 200, необхідно відповідним чином змінити переріз і повторити перевірки за пунктами 2...6. Переріз стержня має бути таким, щоб у межах чинного сортаменту його не можна було зменшити (з умов стійкості або граничної гнучкості).

У стержнях із двох кутиків для забезпечення спільної роботи профілів ставлять прокладки відповідно до пункту 8.2.6 ДБН [3]. Відстань між прокладками не повинна бути більшою за  $40 \times i_{np}$  для стиснутих стержнів і  $80 \times i_{np}$  – для розтягнутих. Тут  $i_{np}$  – радіус інерції одного кутика відносно осі, паралельній площині прокладки, а для хрестових перерізів – відносно осі найменшої жорсткості. Необхідну кількість прокладок у кожному стержні визначають за формулами:

$$n_{np} = l_y / (40 i_{np}) - 1 \quad \text{– для стиснутих стержнів};$$

$$n_{np} = l_y / (80 i_{np}) - 1 \quad \text{– для розтягнутих стержнів}. \quad (3.6)$$

З урахуванням ширини фасонки і самих прокладок округлення в формулах (3.6) можна здійснювати в меншу сторону. Незалежно від результатів розрахунку за формулою (3.6), в межах довжини стиснутого стержня встановлюють не менше двох прокладок. Визначені таким чином кількості прокладок заносять до останнього стовпця таблиці 3.4. При конструюванні ферми прямокутні прокладки шириною 60 мм (уздовж стержня) розміщують на рівних відстанях, випускають на 10...20 мм за межі ширини кутових профілів і приварюють з обох боків конструктивними швами мінімального катета.

При підборі перерізів стержнів ферми з квадратних і прямокутних труб слід урахувати такі особливості:

- ширину елементів ґратки в напрямку з площини ферми приймають в межах  $0,6 \div 0,85$  ширини пояса;
- товщину стінок профілів приймають не меншою за 3 мм;
- при виборі типу перерізу (квадратна чи прямокутна труба) слід урахувати як рекомендації таблиці 3.2, так і необхідність розміщення торців елементів решітки в межах площини пояса без їх взаємного перетину.

Для перевірки виконання останньої вимоги слід накреслити ескізи вузлів у досить крупному масштабі та при необхідності змінити переріз пояса, стійки чи розкосу з виконанням необхідних перевірок міцності, стійкості та гнучкості.

Завершальним етапом підбору перерізів стержнів ферми є їх уніфікація з метою зменшення кількості типорозмірів для спрощення процесу виготовлення ферми. При цьому можна збільшити переріз стержня, який використовується лише один раз, до найближчого більшого. Інколи доцільно змінити тип перерізу (наприклад, перейти від нерівнобічних кутиків на рівнобічні, які вже є в конструкції, або навпаки) з повторенням відповідних перевірок міцності, стійкості та гнучкості. Відмітимо також, що в кроквяних фермах зазвичай не застосовують кутники, менші за  $\perp 40 \times 4$ , хоча в легких конструкціях невеликого прольоту перерізи деяких стержнів можуть бути меншими.

### 3.3. Розрахунок і конструювання проміжних вузлів ферми

*Розрахунок проміжних вузлів* ферм з решітками з парних кутиків полягає у визначенні довжини швів, якими елементи решітки приварюються до поясів ферми. Кріплення кожного кутика здійснюється фланговими швами вздовж обушка та вздовж пера. Оскільки на обушок передається більша частина зусилля в стержні, шов біля обушка проварюють приблизно удвічі більшим катетом, ніж шов біля пера. Для розрахунку цих швів необхідно:

1. Проаналізувавши перерізи стержнів, вибрати 2...3 катети швів, якими може бути зварена вся ферма. Катети швів повинні відповідати вказівкам пункту 16.1.5 ДБН В.2.6-198:2014 [3] щодо максимально можливого катета кутового шва (наведені нижче в пункті 3) та відрізнятися не менше, ніж на 2 мм.
2. З формул (16.2) і (16.3) ДБН [3] визначити несучі здатності одного погонного сантиметра кожного з обраних швів по металу шва і по межі сплавлення з основним металом

$$N_{wf} = 1 \times \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c; \quad N_{wz} = 1 \times \beta_z k_z R_{wz} \gamma_c \quad (3.7)$$

і вибрати менше значення  $N_w = \min(N_{wf}; N_{wz})$  в якості розрахункового.

3. Для кожного стержня решітки вибрати шви максимально можливого катета для приварки обушка  $k_{fo}$  і пера  $k_{fn}$ , виходячи з товщини фасонки  $t_{\phi}$  і кутика  $t_k$  та конструктивних обмежень пункту 16.1.5 і рисунка 16.1,а ДБН [3]:  $k_{fo} \leq 1,2 \times t_{\phi}$ ;  $k_{fo} \leq 1,2 \times t_k$ ;  $k_{fn} \leq 0,9 \times t_k$ ;  $k_{fn} \leq 1,2 \times t_{\phi}$ .

4. Визначити необхідну довжину шва біля обушка та біля пера за формулами

$$l_{wi} = \frac{\alpha_i N \gamma_n}{2 N_{wo}} + k_{fo}; \quad l_{wi} = \frac{\alpha_i N \gamma_n}{2 N_{wn}} + k_{fn}, \quad (3.8)$$




де  $N$  – розрахункове зусилля в стержні;

$\alpha_o$  і  $\alpha_n$  – коефіцієнти розподілу зусилля між пером і обушком з таблиці 3.5;

$k_{fo}$  і  $k_{fn}$  – катети швів, прийнятих для приварювання стержня з боку обушка та з боку пера кутників;

$N_{wo}$  і  $N_{wn}$  – несучі здатності 1 см швів з катетами  $k_{fo}$  і  $k_{fn}$ , з пункту 2.

Таблиця 3.5 – Коефіцієнти розподілу зусиль між обушком і пером кутників

Тип перерізу			
Шов біля обушка $\alpha_o =$	0,65	0,7	0,75
Шов біля пера $\alpha_n =$	0,35	0,3	0,25

5. Довжину швів, обчислену за формулою (3.8), приймають не меншою за  $5 \times k_f$  і не меншою за  $k_f + 50$  мм (відповідно до пункту 16.1.5 ДБН [3]) з округленням до 5 мм у більшу сторону. Виходячи з цієї вимоги та умов розміщення кутика на фасонці, стержні з невеликими зусиллями можна приварювати уздовж пера та обушка швами найменшого катету, які відповідають перевірці за формулами (3.8).

6. Результати розрахунку довжини зварних швів заносяться до таблиці 3.6, у якій додатково розраховують також зварні шви для прикріплення крайніх панелей поясів з парних кутників (біля опори та в середині прольоту).

Таблиця 3.6 – Зварні шви прикріплення стержнів ґратки з парних кутників

Елементи ферми	Стержні ґратки	N кН	Переріз	Шви біля обушка			Шви біля пера		
				$k_{fo}$	$N_{wo}$	$l_{wo}$	$k_{fn}$	$N_{wn}$	$l_{wn}$
Розкоси	...								
Стійки	...								
Верхній пояс									
Нижній пояс									



З метою виконання вимог розрахунку та перелічених конструктивних вимог конструювання вузлів ферми здійснюють у такому порядку:

- наносять осі стержнів, що примикають до вузла;
- паралельно осям проводять лінії граней стержнів по ширині (обушок і перо) з урахуванням їх центрування за центрами ваги перерізів;
- визначають положення торців розкосів і стійок згідно із наведеними вище конструктивними вимогами (як правило, ближче до пояса доводять більш навантажений стиснутий розкіс, який треба приварити довгими швами);
- у фермах з поясами з прокатних таврів з метою зменшення габаритів вузла торці стержнів решіток, приварених до протилежних сторін пояса, можна розміщувати на різних відстанях від пояса за зразком вузлів з [6, 7];
- від торців стержнів решітки відкладають довжини флангових швів, якими прикріплюються обушки і пера кутників;
- за кінцями зварних швів визначають форму і розміри фасонки, яка повинна відходити від стержня під кутом, не меншим за  $15^\circ$ ;
- зварні шви проварюють на всю ширину фасонки, а на кресленні вузла вказують їх фактичну довжину, яка може бути більша за розраховану (вимушене збільшення довжини дозволяє зменшити катети деяких швів);
- на кресленні вузла позначають зварні шви, проставляють розміри фасонок та їх прив'язку до центру вузла, а також вказують відстані від центра вузла до торців елементів решітки, як це показано на зразках курсових робіт.

Приклади конструктивних рішень проміжних вузлів ферм з парних кутників і прокатних таврів наведені в літературі [6, 7].

**Проміжні вузли ферм із квадратних і прямокутних труб** виконують шляхом безпосереднього приварювання елементів решітки до поясів, як це показано в підручниках [6, 7] і на зразках курсової роботи. Стержні решітки приварюють кутовими зварними швами, або стиковими швами з повним проваром товщини стінки (технологічно складніший варіант, який вимагає обробки кромки). Розрахунок проміжних вузлів рекомендується проводити у такій послідовності:

1. Накреслити ескізи вузлів у досить крупному масштабі (1:10 чи 1:5). Якщо шви кріплення суміжних стержнів перетинаються, слід проаналізувати можливість зменшення габаритних розмірів поперечних перерізів елементів решітки, або збільшення габаритних розмірів поперечних перерізів пояса (з повторенням відповідних перевірок міцності чи стійкості цих стержнів). Допускається також зміщення точки перетину стержнів ґратки з осі пояса (розцентровка вузла) в межах 25% висоти перерізу пояса.

2. За ескізами вузлів виміряти довжини швів прикріплення стержнів решітки до пояса (по контуру примикання стержнів) та обчислити катети зварних швів, необхідних для їх приварювання. Розрахунок виконується за вказівками пункту 16.1.16 ДБН [3] по металу шва чи по металу межі сплавлення з основним металом:

$$k_f = \frac{\gamma_n N}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} \quad \text{при} \quad (\beta_f R_{wf}) / (0,45 \beta_z R_{un}) < 1 ;$$

$$k_f = \frac{\gamma_n N}{\beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} \quad \text{при} \quad (\beta_f R_{wf}) / (0,45 \beta_z R_{un}) > 1 ,$$
(3.9)

де  $N$  – розрахункове зусилля в стержні за таблицею 3.1 чи 3.4;

$l_w$  – виміряна за ескізом довжина шва по контуру примикання стержня.

3. Якщо обчислений за формулою (3.9) і округлений до найближчого більшого стандартного розміру (від 3 мм до 10 мм з інтервалом 1 мм) катет шва не перевищує  $1,2 \times t_{min}$  (меншої товщини стінок пояса чи стержня решітки, що з'єднуються), стержень може бути приварений кутовими зварними швами. Якщо отримано  $k_f > 1,2 \times t_{min}$ , слід перевірити можливість приварювання стержня стиковим швом з повним проваром стінки. Як виняток, можна також збільшити товщину стінки стержня, яка обмежує катет шва.
4. Розрахунок стикового шва виконується за формулою (16.1) ДБН [3], у якій товщина шва  $t$  дорівнює товщині стержня решітки, а його довжина  $l_w$  приймається за пунктом 2. Розрахунковий опір зварного шва при відсутності контролю фізичними методами визначається згідно з таблицею 7.3 ДБН [3]:  $R_{wy} = 0,85 \times R_y$ .
5. Результати розрахунків оформлюють у вигляді таблиці 3.7, у якій розраховують зварні шви для прикріплення елементів решітки до поясів та крайніх панелей поясів (біля опори й посередині прольоту) до фланців.

Таблиця 3.7. Зварні шви прикріплення стержнів ґратки з прямокутних труб

Елементи ферми	Стержні ґратки	N кН	Переріз	$l_w$	Кутові шви		Стикові шви		
					$k_f$ за (3.9)	$1,2 \times t_{min}$	$t$	$R_{wy}$	Перевірка за п. 4
Розкоси	• • •								
Стілки	• • •								
Верхній пояс									
Нижній пояс									

Конструювання проміжних вузлів ферм із гнутих зварних замкнутих профілів виконується паралельно з їх розрахунком. Порядок конструювання загалом такий же, як і при конструюванні проміжних вузлів ферм із парних кутиків і прокатних таврів. Специфічні конструктивні вимоги, які необхідно виконати при розрахунку та конструюванні, викладені вище при описі методики підбору стержнів та порядку розрахунку вузлів. Прикріплення усіх стержнів ґраток до поясів бажано виконувати за одним типом: або кутовими, або стиковими швами. З метою забезпечення корозійної стійкості зварні шви повинні забезпечувати герметизацію внутрішніх порожнин усіх профілів. Приклади рішень проміжних вузлів ферм із гнутозварних замкнутих профілів наведені в літературі [6, 7].

### 3.4. Розрахунок і конструювання опорного вузла ферми

У вузлах обпирання кровляних ферм на металеві колони опорна реакція передається через опорний фланець, приструганий нижній торець якого працює на зминання. При значній висоті ферми на опорі для кріплення стінового огороження влаштовують надопорну стійку із зварного двотавра, яка прикріплюється до торця ферми збоку. Зовнішня грань надопорної стійки повинна бути в одній площині із зовнішньою гранню колони. Приклади конструктивних рішень опорних вузлів ферм наведені в літературі [6, 7].

При проєктуванні опорного вузла необхідно враховувати конструктивні вимоги до вузлів ферм, викладені у попередньому підрозділі. Схема, що ілюструє порядок розрахунку та конструювання опорного вузла ферми, наведена на рисунку 3.2. Незалежно від типу перерізу стержнів ферми, при проєктуванні опорного вузла необхідно:

1. Розрахувати зварні шви кріплення нижнього поясу та опорного розкосу до опорного вузла (ці шви вже розраховані в таблицях 3.6 і 3.7).
2. Накреслити ескіз вузла, за яким встановити розміри фасонки, висоту опорного фланця ферми  $h_{\phi}$  та довжину швів його прикріплення до опорного вузла  $l_{w\phi}$ . При розробленні ескізу слід урахувати, що фасонка відходить від стержня під кутом не меншим за  $15^{\circ}$ , а також в'яснити місце встановлення конструктивних болтів, якими ферма кріпиться до оголовка колони (на нижньому торці надопорної стійки чи на площадці опорного вузла ферми). Відстані від елементів вузла до центрів отворів для болтів визначають з урахуванням місця під ключ, розміри якого наведені в таблиці Г.7.

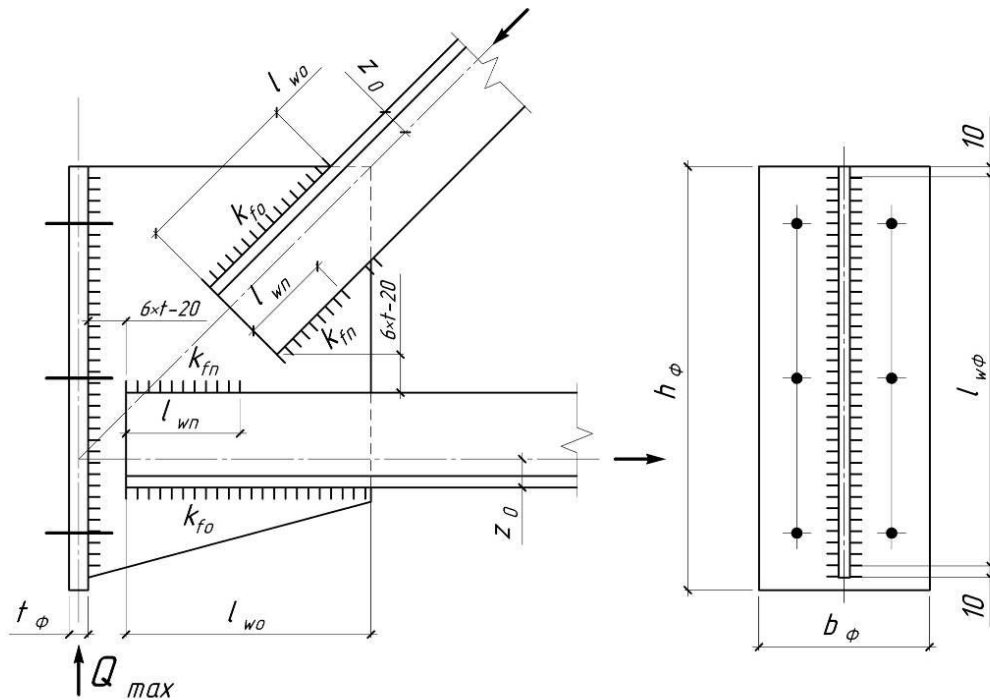


Рис. 3.2. Розрахункова схема опорного вузла ферми з парних кутників

3. При конструюванні ферм із парних кутників і прокатних таврів визначити навантаження на один сантиметр зварного шва, яким опорний фланець буде приварюватися до опорного вузла ферми, шляхом ділення опорної реакції ферми на довжину зварних швів з пункту 2. За визначеними у попередньому підрозділі величинами несучої здатності одного сантиметра зварних швів вибрати необхідний катет шва.
4. При конструюванні ферм із гнутих зварних замкнутих профілів за величиною опорної реакції ферми та довжиною зварних швів з пункту 2 за формулами (3.9) обчислити катет шва, яким опорний фланець буде приварюватися до опорного вузла ферми.
5. Із конструктивних умов встановити ширину опорного фланця  $b_\phi$ , врахувавши: габарити перерізів нижнього поясу та опорного розкосу, умови установки болтів для кріплення надопорної стійки та кріплення ферми до оголовка колони, а також ширину оголовка колони.
6. З умов роботи на стиск під дією опорної реакції ферми  $Q_{max}$  визначити необхідну товщину опорного фланця

$$t_\phi = \frac{k \gamma_n Q_{max}}{b_\phi R_y \gamma_c} \quad (3.10)$$

Коефіцієнт  $k$  враховує нерівномірність розподілу тиску під опорним фланцем унаслідок неточності його встановлення (перекосу). Для ферм з парних кутників і таврів приймають  $k=1,2$ , а для ферм із більш жорстких на скручування гнутих зварних замкнутих профілів  $k=1,5$ . Товщину опорного фланця приймають не меншою за товщину фасонки ферми.

7. Конструктивно визначити діаметр болтів, якими ферма прикріплюється до оголовка колони, та болтів, якими надпорна стійка прикріплюється до ферми. Як правило, встановлюють болти діаметром 16 чи 20 мм (у легких конструкціях можна ставити болти діаметром 12 мм), класу точності В або С та мінімального класу міцності.
8. На кресленні вузла позначають отвори для болтів і зварні шви, а також проставляють розміри за зразками креслень ферм.

### 3.5. Розрахунок і конструювання монтажного стику ферми

Укрупнювальний монтажний стик проектується з метою розділення ферми на відправні марки для полегшення транспортування. Перед установкою ферми в проєктне положення безпосередньо на будівельному майданчику відправні марки об'єднуються в завершену конструкцію ферми. Виходячи з такої технології виготовлення і монтажу, конструкція укрупнювального стику повинна забезпечувати ідентичність обох відправних марок, достатню міцність і можливість якісного складання вузлів в умовах будівельного майданчика.

Приклади можливих конструкцій укрупнювальних монтажних вузлів ферм наведені в підручниках [6, 7]. Монтажні стики ферм з парних кутиків зазвичай виконуються на вертикальних і горизонтальних накладках, які з'єднують фасонки та пояси ферми. Ці накладки можуть кріпитися за допомогою монтажного зварювання, або утворювати фрикційне з'єднання на високоміцних болтах. Якщо пояси ферми виконані з прокатних таврів, монтажні вузли можна також виконувати у вигляді фланцевих стиків. Монтажні стики ферм із гнутих зварних замкнутих профілів завжди виконуються на фланцях та високоміцних болтах. У фланцевому з'єднанні нижнього пояса зусилля передається високоміцними болтами, що працюють на розтяг. З'єднання верхнього поясу також виконується на високоміцних болтах, які призначаються конструктивно та забезпечують обтиск стику з метою захисту від щілинної корозії. Стискаюче зусилля у монтажному вузлі верхнього поясу передається за рахунок безпосереднього контакту фланців.

При виконанні курсової роботи достатньо розрахувати фланцевий стик нижнього пояса, або більш навантажений стик (верхнього чи нижнього пояса) при передачі зусиль через накладки. Розрахункове зусилля, яке передається через стик, дорівнює геометричній сумі проєкцій на горизонтальну ось зусиль у поясі  $N_{II}$  та в розкосі  $N_P$ , що примикає до укрупнювального вузла. Необхідні для цього розрахункові зусилля в елементах ферми визначені в таблиці 3.1.

**Монтажний стик на приварених накладках** у фермах з парних кутиків та в фермах з поясами із прокатних таврів проєктують згідно зі схемою, що наведена на рисунку 3.3 (з метою ілюстрації шляху передачі зусилля в стикі на рисунку зображена лише ліва половина вузла), у такому порядку:

1. Зусилля  $N$ , що передається через стик, розподіляють між горизонтальними та вертикальними накладками із 10% запасом:

$$N_{\bar{A}} = 0,75 N \gamma_n; \quad N_{\bar{A}} = 0,35 N \gamma_n. \quad (3.11)$$

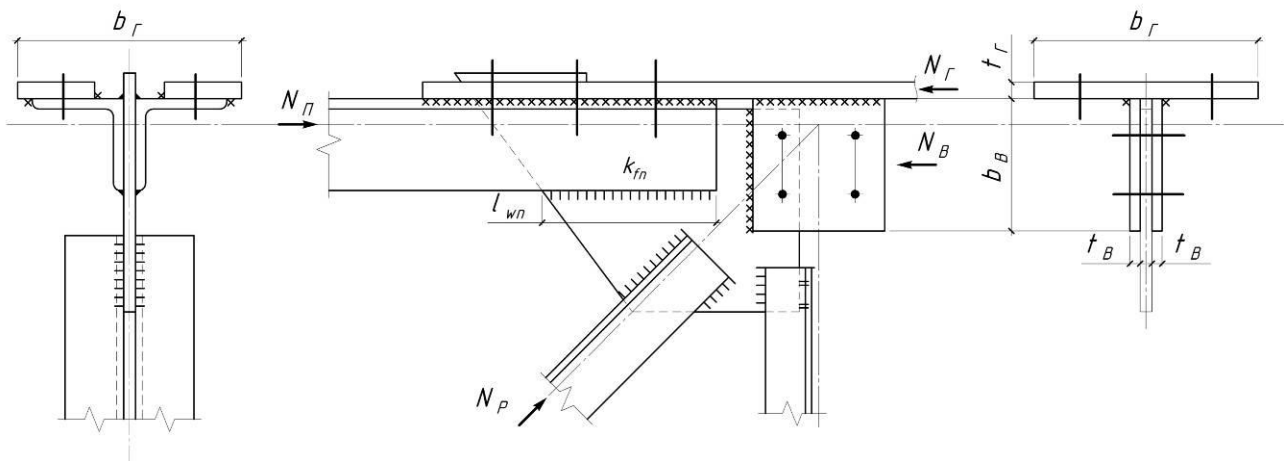


Рис. 3.3. Розрахункова схема монтажної стики на приварених накладках

2. Загальну ширину горизонтальних накладок (однієї чи двох, окремих для кожного кутика поясу)  $b_G$  визначають конструктивно за шириною пояса, а їх товщину обчислюють з умови міцності

$$t_G = \frac{N_G}{b_G R_y \gamma_c} \quad (3.12)$$

3. Сумарну довжину швів, необхідних для приварювання горизонтальної накладки (по одну сторону стики) визначають шляхом ділення зусилля  $N_G$  на несучу здатність одного сантиметра зварного шва, яка була визначена в підрозділі 3.3. Ці шви розподіляють по накладках з урахуванням контурів накладок, визначених у процесі конструювання вузла.

4. Висоту вертикальних накладок  $b_B$ , які ставляться з обох боків фасонки, визначають конструктивно з урахуванням загальної компоновки вузла, розміщення стержнів та монтажних болтів на вертикальних накладках для тимчасового складання вузла. Товщину вертикальних накладок обчислюють з умови міцності

$$t_B = \frac{N_B}{2 b_B R_y \gamma_c} \quad (3.13)$$

і також приймають не меншою за товщину фасонки. До вертикальних накладок додатково приварюють вертикальні поперечні ребра з отворами для кріплення вертикальних в'язей по фермах.

5. Катет зварних швів, якими вертикальні накладки приварюються до фасонки ферми, визначають за зусиллям  $N_B$ , довжиною двох швів, рівною висоті накладок  $b_B$ , та несучими здатностями одного сантиметра зварних швів, які були визначені в підрозділі 3.3.
6. Тимчасові болти, призначені для складання вузла перед зварюванням, встановлюють діаметром 16 мм чи 20 мм (у легких конструкціях можна ставити болти діаметром 12 мм), класу точності В або С та мінімального класу міцності. Ці болти ставлять на максимальних відстанях за таблицею 16.3 ДБН [3] з урахуванням рисок кутиків за таблицею Г.6 та місця під ключ за таблицею Г.7 додатка Г.

**Фрикційний монтажний стик на накладках** і високоміцних болтах проєктують таким же чином, як і попередній варіант стика на зварюванні, але замість розрахунку монтажного зварювання в пунктах 3 і 5 виконують розрахунок фрикційних з'єднань на високоміцних болтах згідно з вимогами пункту 16.3.2...16.3.4 ДБН [3]. У прикріпленні горизонтальних накладок звичайно наявна одна площина тертя, а вертикальних – дві площини тертя. При необхідності зменшення кількості високоміцних болтів можна встановити горизонтальні накладки не лише зверху, але й знизу пояса, що забезпечить наявність двох площин тертя. Оскільки укрупнювальні вузли складаються в умовах будівельного майданчика, коефіцієнт тертя у фрикційному з'єднанні вибирають за таблицею 16.5 ДБН [3] для одного з технологічно доступних способів обробки поверхонь (можливо, навіть без обробки). Високоміцні болти ставлять на мінімальних відстанях за таблицею 16.3 ДБН [3] з урахуванням загальних габаритів вузла, рисок кутиків за таблицею Г.6 та місця під ключ за таблицею Г.7 додатка Г.

**Фланцевий монтажний стик** у фермах із гнутих зварних замкнутих профілів та у фермах із поясами з прокатних таврів проєктують з урахуванням вимог пункту 17.12 ДБН [3] у такому порядку:

1. Розраховують вузол з'єднання розтягнутого нижнього поясу на зусилля  $N$ , визначене за описаним вище правилом (сума проєкцій на горизонтальну ось зусиль у поясі  $N_H$  та розкосі  $N_P$ , що примикає до вузла). Стик верхнього пояса виконується конструктивно, при чому зазвичай використовують фланці тієї ж товщини та мінімально можливу кількість високоміцних болтів того ж діаметра, що й у нижньому вузлі.
2. Креслять ескіз вузла в крупному масштабі, за яким можна визначити форму та розміри вузлової фасонки й розмістити високоміцні болти. Розрахункова схема фланцевого монтажного стика ферми із поясами з прокатних таврів (зображена лише ліва половина вузла) наведена на рисунку 3.4.

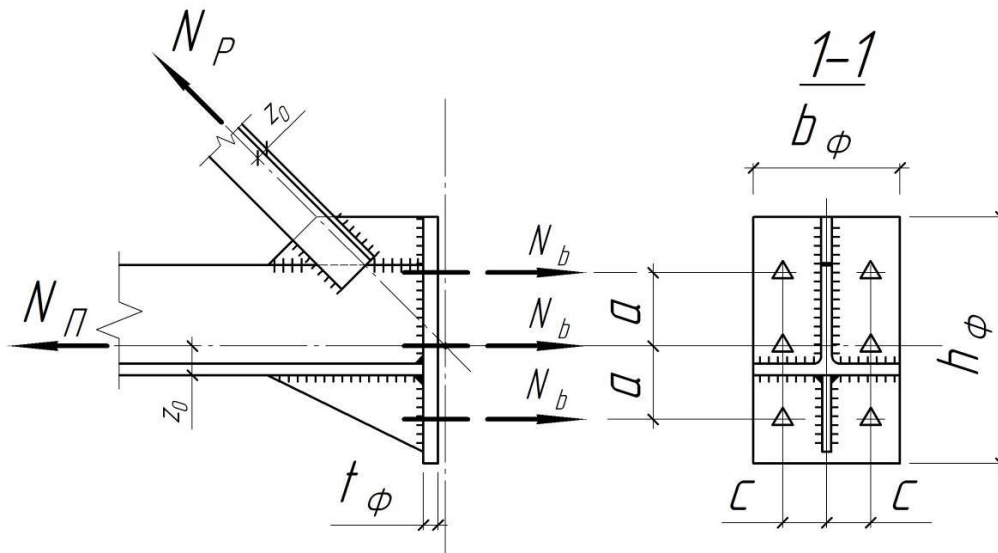


Рис. 3.4. Розрахункова схема фланцевого монтажної вузла ферми

3. Розраховують зварні шви прикріплення фланця на зусилля  $N$  з пункту 1. Для ферми з гнутих зварних замкнутих профілів цей розрахунок вже був виконаний в таблиці 3.7. Для ферми із поясами з прокатних таврів за діючим зусиллям  $N$ , сумарною довжиною шва, обчисленою за формулою  $l_w = 2 \times (h_\phi + b_\phi)$ , або виміряною на кресленні вузла по контуру прикріплення фланця, та несучими здатностями одного сантиметра зварних швів, які були визначені в підрозділі 3.3, вибирають необхідний катет кутового зварного шва. Недостача несучої здатності компенсується додатковими ребрами жорсткості, які підсилюють фланець при роботі на згин і передають на нього частину діючого зусилля  $N$ .
4. За таблицею Д.7 ДБН [3] вибирають діаметр високоміцних болтів і визначають їх розрахунковий опір при розтягу  $R_{bt}$ . Площу болта нетто  $A_{bn}$  можна визначити за таблицею Г.8 додатка Г. У випадку використання в легких конструкціях звичайних болтів високого класу міцності їх розрахунковий опір при розтягу визначають за таблицею Д.4 ДБН [3].
5. Згідно з формулами пункту 16.2.9 ДБН [3] обчислюють необхідну кількість болтів для сприйняття зусилля в стику  $N$  при розтягу:

$$n_b = \frac{\gamma_n N}{A_{bn} R_{bt} \gamma_c} \quad (3.14)$$

6. На ескізі стику здійснюють розміщення болтів таким чином, щоб відстані між болтами відповідали вимогам таблиці 16.3 ДБН [3] та розмірам місця під ключ з у таблиці Г.7, а самі болти розміщувалися симетрично відносно осі пояса. Розвинута нижня частина фланця (нижче пояса) на рисунку 3.4 забезпечує можливість симетричного розміщення болтів відносно осі пояса. При неможливості правильного розміщення болтів слід змінити діаметр болта й повторити розрахунки за пунктами 3 та 4.

7. Товщина фланця визначається з умов роботи на згин. У запас міцності товщину фланця можна розрахувати за схемою консольної балки при дії зусилля в болті  $N_b = N / n_b$ :

$$t_{\phi} = \sqrt{\frac{6 c N_b}{a R_y \gamma_c}}, \quad (3.15)$$

у якій  $R_y$  – розрахунковий опір сталі, визначений за раніше наведеними вказівками з урахуванням товщини фланця; розміри  $a$  і  $c$  позначені на рисунку 3.4. Згідно з вимогами пункту 17.12.1 ДБН [3], сталь для фланців слід обирати з урахуванням гарантії властивостей у напрямку поперек прокату.

*Креслення монтажних стиків* ферм виконують та оформляють за зразком ДСТУ Б А.2.4-43:2009 [5] та підручників [6, 7], де наведені приклади конструктивних рішень вузлів ферм різних типів.

#### 4. ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ

Пояснювальна записка містить розрахунки конструкцій та обґрунтування прийнятих технічних рішень і складається з таких структурних частин:

- титульний аркуш за зразком рисунка 4.1;
- завдання на проектування (бланк з підписом керівника проекту);
- зміст із переліком усіх розділів, підрозділів та креслень;
- вступ з короткою характеристикою запроєктованих конструкцій та основних технічних рішень, прийнятих у проєкті;
- основна частина, зміст якої відповідає змісту розділів 1...3 цих вказівок;
- перелік використаної літератури;
- креслення, роздруковані на аркушах формату А 3.

У пояснювальній записці наводять усі виконані розрахунки та вихідні дані до них з посиланнями на джерела їх визначення (пункти чи таблиці нормативних документів, збірники довідкових даних, результати попередніх розрахунків тощо). Розрахункові формули, конструктивні вимоги та обмеження також наводять із посиланням на джерело. Пояснення до розрахунків та обґрунтування технічних рішень роблять лаконічними, але досить повними. Обсяг і стиль написання пояснювальної записки повинен забезпечувати розуміння та можливість перевірки розрахунків фахівцем.

При оформленні пояснювальної записки слід дотримуватися вимог ДСТУ Б А.2.4-4:2009 "СПДБ. Основні вимоги до проєктної та робочої документації", а також наступних правил:

- пояснювальна записка виконується вручну або на комп'ютері, на одній стороні аркушів білого паперу формату А 4;
- комп'ютерний текст набирають шрифтом висотою 14 пунктів з міжрядковим інтервалом 1,0...1,5;
- кожен розділ пояснювальної записки розпочинають з нової сторінки;
- усі аркуші пояснювальної записки нумерують наскрізною нумерацією;
- розрахункові формули при виконанні розрахунків записують таким чином: символний вигляд, підстановка значень величин, результат обчислення;
- безпосередньо після формули надають перелік змінних та їх числових величин з посиланнями на джерело їх визначення;
- таблиці звичайно використовують для виконання однотипних розрахунків;
- якщо розрахунок виконується в табличній формі, перед таблицею записують розрахункові формули з необхідними поясненнями;
- схеми та ескізи, що ілюструють розрахунок, виконують вручну олівцем, або в системах комп'ютерної графіки;
- кожний рисунок і кожна таблиця повинні мати номер та змістовну назву;
- усі рисунки, таблиці та формули нумерують в межах розділу пояснювальної записки, або наскрізною нумерацією;
- титульний аркуш пояснювальної записки виконують за зразком рисунка 4.1.

Міністерство освіти і науки України  
Центральноукраїнський національний технічний університет  
Факультет будівництва, транспорту та енергетики  
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

**КУРСОВА РОБОТА**  
з дисципліни "Металеві конструкції" на тему:  
**"Проектування сталевого каркасу одноповерхової будівлі"**

**Виконав:** студент групи БІ-\_\_  
спеціальності "Будівництво та цивільна інженерія"  
Ім'я ПРІЗВИЩЕ

**Керівник проектування** – д.т.н., професор  
Віктор ПАШИНСЬКИЙ

Оцінка за національною шкалою \_\_\_\_\_

Оцінка за 100-бальною шкалою \_\_\_\_\_

Оцінка за шкалою ЄКТС \_\_\_\_\_

Члени комісії:

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

(підпис)

(ім'я та прізвище)

Кропивницький – 202\_

Рис. 4.1. Зразок оформлення титульного аркуша пояснювальної записки

## 5. ВИМОГИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ОФОРМЛЕННЯ КРЕСЛЕНЬ

Графічна частина курсової роботи складається з двох аркушів креслень, виконаних в AUTOCAD чи в іншій системі комп'ютерної графіки. Креслення розміщують на аркушах згідно з наступним переліком.

**На першому аркуші** формату А 2 розміщують такі креслення марки КМ (конструкції металеві), виконані відповідно до вимог ДСТУ Б А.2.4-43:2009 [5]:

- схему каркаса та в'язей (поперечний переріз у масштабі М 1:100, 1:200, план колон, в'язі по колонах, в'язі по верхніх чи нижніх поясах ферм, вертикальні в'язі по фермах у масштабі М 1:200, 1:300, 1:400);
- креслення колони каркаса (база та оголовок з вузлом обпирання ферми в трьох проекціях у масштабі М 1:4, 1:5, 1:10, 1:15, 1:20);
- розрахований укрупнювальний монтажний вузол верхнього чи нижнього пояса ферми у масштабі М 1:4, 1:5, 1:10, 1:15, 1:20;
- відомість елементів каркаса марки КМ за формою рисунка 5.1;
- технічні вимоги.

**На другому аркуші** формату А 2 або А 1 розміщують креслення кроквяної ферми марки КМД (конструкції металеві деталізовані), у такому складі:

- схему ферми із зазначенням її генеральних розмірів, довжин стержнів та зусиль у стержнях;
- загальний вид відправної марки ферми, її види зверху, знизу, зліва і справа;
- додаткові перерізи та деталі, необхідні для розуміння конструкції ферми;
- креслення окремих деталей складної форми;
- специфікацію деталей і таблицю "Потрібно"; за формою рисунків 5.2 і 5.3;
- технічні вимоги.

Сітку осей стержнів на загальному виді відправної марки ферми креслять у масштабі М 1:15, 1:20, 1:25. Поперечні перерізи стержнів, вузли і деталі ферми креслять у масштабі М 1:4, 1:5, 1:10, 1:15. Якщо специфікацію сталі неможливо розмістити над кутовим штампом, допускається її розміщення у дві колонки в нижній частині аркуша під кресленням ферми. При необхідності види зліва та справа на відправну марку ферми також можна розмістити під кресленням ферми з відповідними позначеннями видів.

**Масштаби креслень** слід обирати таким чином, щоб креслення компактно розміщувалися на аркуші, а на схемах і вузлах конструкцій можна було чітко зобразити усі необхідні деталі та розміри. Складні чи дуже дрібні перерізи та деталі можна накреслити окремо у більш крупному масштабі.

Вимоги до креслень марки КМ викладені в ДСТУ Б А.2.4-43:2009 [5], у додатках до якого наведені також приклади, що ілюструють стиль креслень, ступінь їх деталізації, перелік необхідних позначень і розмірів. При виконанні креслень КМД слід керуватися рекомендаціями цих методичних вказівок.

При виконанні креслень марок КМ і КМД використовують *умовні зображення болтів та зварних швів*, які наведені в таблицях 5.1 і 5.2, запозичених із ДСТУ [5].

Таблиця 5.1. Умовні зображення болтів за ДСТУ Б А.2.4-43:2009 [5]

Найменування болтів	Зображення	Найменування болтів	Зображення
1 Класів точності В, С (постійний)		3 Високоміцний	
2 Тимчасовий		4 Самонарізний	

Таблиця 5.2. Умовні зображення зварних швів за ДСТУ [4]

Вид зварного шва	Зображення шва		Розміри зображення на кресленні, мм
	заводського	монтажного	
1 Шов стиковий суцільний: а) з видимого боку; б) з невидимого боку;			
2 Шов стиковий уривчастий: а) з видимого боку; б) з невидимого боку;			
3 Шов кутовий, тавровий, унапуск – суцільний: а) з видимого боку; б) з невидимого боку;			
4 Шов кутовий, тавровий, унапуск – уривчастий: а) з видимого боку; б) з невидимого боку;			
5 Шов унапуск, контактний, точковий		–	
6 Шов електрозаклепковий унапуск (з круглим отвором)		–	
$K_f$ – катет кутового шва; $l$ – довжина зварюваної ділянки; $a$ – відстань між ділянками шва			

**Маркування конструкцій** та окремих елементів на схемах конструкцій каркаса (аркуш 1) слід виконувати згідно з ДСТУ [4] таким чином:

Маркування	Назви конструктивних елементів
<b>К 1, К 2, ...</b>	Колони каркаса
<b>НК 1, НК 2, ...</b>	Надопорні стійки (надколонники)
<b>ФК 1, ФК 2, ...</b>	Ферми кроквяні
<b>ФП 1, ФП 2, ...</b>	Ферми підкроквяні
<b>ВВ 1, ВВ 2, ...</b>	Вертикальні в'язі
<b>а, б, в, ...</b>	Стержні в'язевих ферм

**Відомість елементів** на кресленнях марки КМ (перший аркуш) виконується за зразком рисунка 5.1 і зазвичай розміщується над кутовим штампом аркуша. Згідно з вимогами ДБН [5], у графах відомості елементів наводять таку інформацію:

"Марка елемента" – марку за схемою або загальним видом конструкції;

"Переріз" – схема перерізу елемента (ескіз), порядкові номери деталей (поз.), позначення та розміри профілів (склад);

"Зусилля для прикріплення" – реакція в опорному перерізі елемента (А, кН), поздовжнє зусилля в елементі (N, кН), згинальний момент в опорному перерізі елемента (M, кН·м);

"Найменування або марка металу" – клас міцності чи марка сталі для елемента в цілому, або за позиціями;

"Примітка" – інші необхідні дані щодо елемента.

Для елементів складної конструкції (ферми, наскрізної колони тощо) у графі "Переріз" вказують "складний", а в графі "Примітка" дають посилання на креслення цього елемента.

Марка елемента	Переріз			Зусилля для прикріплення			Найменування або марка металу	Примітка
	ескіз	поз.	склад	А, кН	N, кН	M, кН·м		
20	30	10	30	15	15	15	25	25

Рис. 5.1. Форма відомості елементів на кресленнях марки КМ

**Специфікацію деталей** і таблицю "Потрібно" на кресленні ферми марки КМД (другий аркуш) виконують за зразком рисунків 5.2 і 5.3. До граф специфікації заносять такі дані:

"Марка" – позначення відправної марки відповідно до креслень КМ з аркуша 1.

"№ дет." – порядковий номер деталі на аркуші. Кожну окрему деталь (кутик стержня, фасонка, фланець, прокладка тощо), яка чимось відрізняється від інших, навіть дуже подібних деталей, позначають індивідуальним номером. Виняток складають дзеркально симетричні деталі (наприклад, кутники стержнів з отворами в полчках), які позначають одним номером з індексами "т" і "н" (так і навпаки).

"Переріз" – умовне позначення номеру прокатного профілю (для стержнів із парних кутиків – одного кутика). Для листових деталей вказують менший розмір і товщину листа.

"Довжина, мм" – довжина деталі з фасонного прокату, або більший розмір листової деталі з точністю до 1 мм. Для профільних деталей з косими зрізами торців та листових деталей не прямокутної форми довжину й ширину вказують за повним габаритом деталі (наприклад, розмір прямокутного листа, з якого можна виготовити необхідну трапецію).

"Кількість" – кількість деталей на одну відправну марку (кількість дзеркально симетричних деталей вказують окремо в графах "т" і "н" (так і навпаки).

"Маса, кг" – маса однієї деталі, обчислена з точністю до 0,1 кг за її габаритними розмірами, що вказані в графах "Переріз" і "Довжина". Масу профільних деталей визначають, перемноживши довжину на масу одного погонного метра із сортаменту. Масу листових деталей обчислюють шляхом множення довжини на ширину та на масу одного квадратного метра листової сталі відповідної товщини за сортаментом. При визначенні маси листових деталей можна також керуватися простим правилом: маса листа товщиною 1 мм дорівнює 7,85 кг/м<sup>2</sup>. Масу всіх деталей визначають множенням маси однієї деталі на їх кількість і округлюють до 1 кг. Масу марки визначають як суму мас усіх деталей та зварних швів (для ферми звичайно приймають близько 2% від маси всіх деталей).

"Примітка" – вказують клас та додаткові вимоги до сталі, що відрізняються від наведених у загальних по аркушу технічних вимогах, наявність отворів, обробки кромки, гнуття, інших особливостей конструкції та виготовлення даної деталі.

До таблиці "Потрібно" заносять необхідну для зведення будівлі кількість відправних марок кожного виду з числа зображених на даному аркуші згідно зі схемою конструкції каркасу з аркуша 1. Масу однієї відправної марки беруть зі специфікації деталей для цієї марки, а масу всіх марок визначають множенням на їх необхідну кількість.

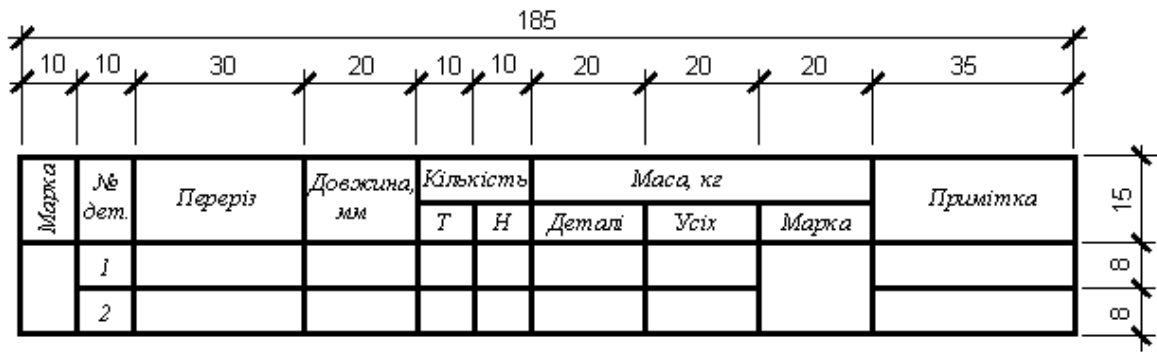


Рис. 5.2. Форма специфікації деталей на кресленнях марки КМД

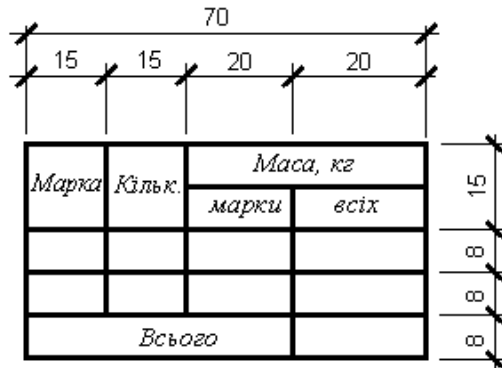


Рис. 5.3. Форма таблиці "Потрібно" на кресленнях марки КМД

Обидва аркуші креслень оформлюють кутовим штампом за зразком рисунка 5.4. До штампа заносять таку інформацію:

- дату, прізвище та підпис студента у графі "Розробив";
- прізвище керівника проектування у графі "Перевірив";
- шифр проекту, який складається з назви навчальної дисципліни "МК", року виконання проекту та номера залікової книжки студента;
- назву будівлі згідно із завданням на проектування;
- стадія проектування (КМ – для першого аркуша та КМД – для другого);
- короткий перелік креслень, наведених на аркуші;
- шифр академічної групи.



Рис. 5.4. Зразок кутового штампа креслень

**Технічні вимоги** звичайно розміщують над кутовим штампом у вигляді пронумерованих пунктів без заголовка.

У технічних вимогах на кресленнях марки КМ (аркуш 1) наводять:

- значення зусиль для розрахунку прикріплення елементів, які не обумовлені на схемах конструкцій, вузлах та відомостях елементів;
- відомості та технічні вимоги щодо виготовлення та монтажу конструкцій, не позначені на кресленнях: класи міцності використаних сталей, вид зварювання, зварювальні матеріали та катети зварних швів, діаметри отворів, клас точності, клас міцності та діаметри болтів;
- номери аркушів зі схемами конструкцій та з кресленнями елементів і вузлів.

Технічні вимоги на кресленнях марки КМД (аркуш 2) містять не вказані на кресленнях відомості щодо особливостей конструкції та виготовлення окремих елементів і деталей, а також загальні відомості та технічні вимоги щодо виготовлення конструкцій:

- матеріал конструкцій (клас сталі та додаткові вимоги до сталі);
- вид зварювання, зварювальні матеріали та катети зварних швів;
- діаметри отворів, розміри вирізів у ребрах жорсткості.

Загальні відомості зазвичай формулюються у вигляді фраз типу: "Усі отвори, крім обумовлених на кресленнях, проколюються діаметром 23 мм", "Не позначені зварні шви виконуються напівавтоматичним зварюванням зварювальним дротом СВ-08ГА катетом 4 мм". У цьому випадку доцільно охарактеризувати в технічних вимогах ті матеріали, зварні шви та отвори, які найчастіше зустрічаються на кресленнях аркуша, щоб не позначати їх на кожному кресленні. Елементи, відмінні від вказівок технічних вимог, індивідуально позначають на відповідних кресленнях.

## РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі зміною № 1. К., 2022. – 34 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною № 1 та № 2. К., 2020. – 68 с.
3. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі зміною № 1. К., 2022. – 220 с.
4. ДСТУ 8539:2015. Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови. К., 2066 – 20 с.
5. ДСТУ Б А.2.4-43:2009 (ГОСТ 21.502-2007, MOD). Система проектної документації для будівництва. Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В. та ін. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання 2-е, переробл. і доповн. – К.: Видавництво "Сталь", 2010. – 869 с.
7. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: / За ред. Ф.Є. Клименка : Підручник. – 2-ге видання, випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
8. Металеві конструкції. Методичні рекомендації та інформаційні матеріали для курсового проектування та виконання кваліфікаційних робіт здобувачами вищої освіти усіх форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія. – Кропивницький: ЦНТУ, 2025. - 38 с.

## ДОДАТКИ

### Додаток А Середньомісячні температури повітря в січні

Середньомісячні температури атмосферного повітря в січні  $t_c$ °С наведені за даними ДСТУ-Н Б В.1.1–27:2010 "Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія". Температури для інших міст України визначаються за даними найближчих пунктів спостереження, розташованих у близьких географічних умовах (висота над рівнем моря, захищеність гірськими хребтами тощо).

Міста України	$t_c$ (°С)
Ай-Петрі (АР Крим)	-3,4
Асканія-Нова (Херсонська обл.)	-2,5
Вінниця	-5,1
Гайворон	-4,3
Генічеськ (Херсонська обл.)	-1,8
Гуляйполе (Запорізька обл.)	-4,1
Дніпропетровськ	-4,7
Донецьк	-5,2
Житомир	-5,1
Запоріжжя	-3,5
Знам'янка	-5,3
Золотоноша (Черкаська обл.)	-4,9
Івано-Франківськ	-4,3
Ізмаїл	-1,3
Київ	-4,7
Кирилівка (Запорізька обл.)	-4,4
Кіровоград	-4,9
Клепінине (АР Крим)	-1,0
Ковель (Волинська обл.)	-3,9
Комісарівка (Дніпропетр. обл.)	-4,9
Кривий Ріг	-4,3
Лозова (Харківська обл.)	-5,6
Лубни (Полтавська обл.)	-5,4
Луганськ	-5,0
Луцьк (Волинська обл.)	-4,2
Любашівка (Одеська обл.)	-4,3
Львів	-4,0

Міста України	$t_c$ (°С)
Миколаїв	-2,6
Миронівка (Київська обл.)	-5,0
Овруч (Житомирська обл.)	-5,1
Одеса	-1,3
Плай (Закарпатська обл.)	-6,3
Пожежевська (Івано-Франківська обл.)	-6,2
Полтава	-5,6
Рівне	-4,6
Роздільна (Одеська обл.)	-3,1
Ромни (Сумська обл.)	-6,2
Сарата (Одеська обл.)	-1,8
Сарни (Рівненська обл.)	-4,5
Семенівка (Чернігівська обл.)	-6,7
Сімферополь	-0,3
Суми	-6,6
Тернопіль	-5,0
Ужгород	-2,4
Умань (Черкаська обл.)	-4,8
Феодосія	+1,2
Харків	-5,9
Херсон	-2,5
Хмельницький	-4,9
Черкаси	-5,0
Чернівці	-4,1
Чернігів	-5,9
Ялта	+4,1

## Додаток Б

### Витяг з ДСТУ 8539:2015. Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови [4]

Таблиця 4 — Механічні властивості листового і широкоштабового універсального прокату та заготовок для гнутих профілів

Назва сталі	Товщина, мм	Механічні властивості									
		Границя плинності $\sigma_s$ , Н/мм <sup>2</sup>	Тимчасовий опір $\sigma_{0.2}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Відносне видовження $\delta_5$ , %	Ударна в'язкість, Дж/см <sup>2</sup> , не менше ніж						
					КСU		КСV			КСU після механічного старіння	
		не менше ніж		за температури, °С							
		-20	-40	-70	0	-20	-40	-60	+20		
С235	Від 2,0 до 3,9 включ. 4,0	235	360	—	—	—	—	—	—	—	—
		235	360	—	—	—	—	—	—	—	
С245	Від 2,0 до 3,9 включ. » 4,0 » 30 »	245	370	20	—	—	—	—	—	—	—
		235	370	24	29	—	—	34	—	—	29
С255	Від 2,0 до 3,9 включ. » 4,0 » 10 » Понад 10 » 20 » » 20 » 40 »	255	380	20	—	—	—	—	—	—	—
		245	380	25	29	29	—	34	34	—	29
		245	370	25	29	29	—	34	34	—	29
		235	370	25	29	29	—	34	34	—	29
С345	Від 2,0 до 3,9 включ. » 4,0 » 10,0 » » 10 » 20,0 » » 20,0 » 40,0 » » 40,0 » 60,0 » » 60 » 80 » » 80 » 160 »	345	490	21	—	—	—	—	—	—	—
		345	490	21	—	39	34	—	34	34	29
		325	470	21	—	34	29	—	34	34	29
		305	460	21	—	34	29	—	34	34	29
		285	450	21	—	34	29	—	34	34	29
		275	440	21	—	34	29	—	34	34	29
265	430	21	—	34	29	—	34	34	29		
С345К	Від 4,0 до 10 включ.	345	470	20	—	39	—	—	—	—	—
С355	Від 8,0 до 16 включ. Понад 16 » 40 » » 40 » 60 » » 60 » 80 » » 80 » 100 » » 100 » 160 »	355	470	21	—	—	—	—	34	34	—
		345	470	21	—	—	—	—	34	34	—
		335	470	21	—	—	—	—	34	34	—
		325	460	21	—	—	—	—	34	34	—
		315	460	21	—	—	—	—	34	34	—
295	460	21	—	—	—	—	34	34	—		
С355-1	Від 8 до 16 включ. Понад 16 » 40 » » 40 » 50 »	355	470	21	—	34	34	—	34	34	—
		345	470	21	—	34	34	—	34	34	—
335	470	21	—	34	34	—	34	34	—		
С355К	Від 8,0 до 16 включ. Понад 16 » 40 » » 40 » 50 »	355	470	21	—	34	34	—	34	34	—
		345	470	21	—	34	34	—	34	34	—
		335	470	21	—	34	34	—	34	34	—
С355П	Від 8,0 до 16 включ. Понад 16 » 40 »	355	470	21	—	—	—	—	34	34	—
		345	470	21	—	—	—	—	34	34	—

Кінець таблиці 4

Назва сталі	Товщина, мм	Механічні властивості										
		Границя плинності $\sigma_s$ , Н/мм <sup>2</sup>	Тимчасовий опір $\sigma_{0.2}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Відносне видовження $\delta_5$ , %	Ударна в'язкість, Дж/см <sup>2</sup> , не менше ніж							
					КСU		КСV			КСU після механічного старіння		
		не менше ніж		за температури, °С								
		-20	-40	-70	0	-20	-40	-60	+20			
С390-1	Від 8,0 до 50 включ.	390	520	20	—	—	—	—	—	34	34	—
С390	» 8,0 » 50 »	390	520	20	—	—	—	—	—	34	29	—
С440	» 8,0 » 50 »	440	540	20	—	—	—	—	—	66	66	—
С550	» 8,0 » 50 »	540	640	17	—	—	—	—	—	66	66	—
С590	» 8,0 » 40 »	590	685	14	—	—	—	—	—	66	66	—

Примітка 1. Максимальне значення тимчасового опору  $\sigma_s$  для прокату зі сталі С390, С390-1, С440, С550, С590 не повинно перевищувати встановлених норм більше ніж на 160 Н/мм<sup>2</sup>.

Примітка 2. Знак «—» означає, що показник не нормують.

Примітка 3. Відносне видовження ( $\delta_{50}$ ) листового прокату завтовшки від 2,0 мм до 2,8 мм включно зі сталі С235 повинно бути не менше ніж 28 %, С245 — не менше ніж 26 %, С255 — не менше ніж 25 %.

Примітка 4. Для сталі С355П границя плинності  $\sigma_s$  за температури 600 °С повинна бути не менше ніж 200 Н/мм<sup>2</sup>, тимчасовий опір  $\sigma_s$  — не менше ніж 240 Н/мм<sup>2</sup>.

## Додаток В Поширені типи покрівель

Таблиця В.1 Конструкції покрівель промислових і цивільних будівель

Тип та ухил покрівлі	Перелік шарів покрівлі	Характеристичні навантаження
1 Утеплена по сталевому профільованому настилу $i=1,5-3\%$	шар гідроізолу із захисною посипкою	100 Па
	гідроізоляція з 2–3 шарів гідроізолу	100 – 150 Па
	утеплювач із полістиролу або мінераловатних плит товщиною 50 – 250 мм	<b>0,01 <math>\rho t</math></b> Па
	пароізоляція із шару фольгоізолу	50 Па
	сталевий профільований настил	100 – 180 Па
	суцільні сталеві прогони прольотом 6 м 12 м	50 – 80 Па 100 – 150 Па
2 Утеплена по сталевому профільованому настилу $i=8-12\%$	покрівельний сталевий профільований настил	60 Па
	дифузійна мембрана	30 Па
	утеплювач із мінераловатних плит товщиною 50 – 250 мм	<b>0,01 <math>\rho t</math></b> Па
	пароізоляційна плівка	30 Па
	несучий сталевий профільований настил	100 – 180 Па
	суцільні сталеві прогони прольотом 6 м 12 м	50 – 80 Па 100 – 150 Па
3 Утеплена із сендвіч-панелей $i=1,5-12\%$	шар гідроізолу із захисною посипкою	100 Па
	гідроізоляція з 2 шарів гідроізолу	100 Па
	сендвіч-панель із сердечником з ламельних мінераловатних плит і сталевими обшивками	<b>0,01 <math>\rho t + 100</math></b> Па
	суцільні сталеві прогони прольотом 6 м (необов'язковий елемент) 12 м	50 – 80 Па 100 – 150 Па
4 Утеплена з металочерепиці $i=25-50\%$	металочерепиця	60 Па
	система дерев'яної обрешітки	100 – 200 Па
	гідроізоляційна плівка	60 Па
	утеплювач із мінераловатних плит товщиною 50 – 250 мм	<b>0,01 <math>\rho t</math></b> Па
	пароізоляційна плівка	60 Па
	суцільні сталеві прогони прольотом 6 м 12 м	50 – 80 Па 100 – 150 Па
5 Утеплена по ребристих залізо-бетонних плитах $i=1,5-12\%$	захисна гравійна посипка	300 – 400 Па
	гідроізоляція з 3–4 шарів руберойду чи гідроізолу	150 – 200 Па
	стяжка з цементного розчину товщиною 20 мм	320 Па
	плитний утеплювач з ніздрюватого бетону чи керамзитобетону товщиною 100–250 мм	<b>0,01 <math>\rho t</math></b> Па
	пароізоляція із одного шару руберойду	50 Па
	ребриста залізобетонна плита розміру 3×6 м 3×12 м	1600 Па 1800 Па
6 Холодна із сталевому профільованому настилу $i=8-25\%$	сталевий профільований настил	100 – 180 Па
	суцільні сталеві прогони прольотом 6 м 12 м	50 – 80 Па 100 – 150 Па
7 Холодна з металочерепиці $i=25-50\%$	За схемою № 4 без утеплювача і пароізоляції	
8 Холодна по ребристих залізобетонних плитах $i=1,5-12\%$	За схемою № 5 без утеплювача і пароізоляції	
9 Холодна із хвилястих азбоцементних листів $i=25-35\%$	хвилясті азбоцементні листи	200 Па
	суцільні сталеві прогони прольотом 6 м 12 м	50 – 80 Па 100 – 150 Па
Позначення в формулах таблиці: $\rho$ – густина утеплювача в кг/м <sup>3</sup> за таблицею Б.1; $t$ – товщина шару утеплювача в мм.		

Таблиця В.2 Характеристики теплоізоляційних шарів покрівель  
(за даними ДБН В.2.6-31:2006 "Теплова ізоляція будівель")

Теплоізоляційні матеріали	Середня густина $\rho$ кг/м <sup>3</sup>	Коефіцієнт теплопровідності $\lambda$ Вт/(м×°К)
Плити полістирольні екструзійні	20	0,035
	50	0,035
	80	0,035
Плити із мінеральної вати	100	0,042
	150	0,044
	200	0,050
Деревина (сосна, ялина)	500	0,09
Плити деревостружкові та деревоволокнисті	400	0,08
	600	0,11
	800	0,13
	1000	0,15
Ніздрюваті бетони (пінобетон, газобетон)	200	0,065
	300	0,080
	400	0,100
	500	0,120
Керамзитобетон на керамзитовому піску	500	0,14
	600	0,16
	800	0,18

## Додаток Г. Довідкові дані для розрахунку металевих конструкцій

Таблиця Г.1. Коефіцієнти висоти споруди для визначення вітрового тиску

Висота ригеля $H_p$	Коефіцієнти $C_{he}$ для місцевості типу II при заглибленні фундаменту $H_\phi$						Коефіцієнти $C_{he}$ для місцевості типу III при заглибленні фундаменту $H_\phi$					
	$C_h$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	$C_h$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
3,0	0,700	0,697	0,690	0,681	0,669	0,656	0,400	0,398	0,394	0,389	0,382	0,375
3,5	0,700	0,698	0,693	0,685	0,676	0,665	0,400	0,399	0,396	0,391	0,386	0,380
4,0	0,700	0,698	0,694	0,688	0,681	0,672	0,400	0,399	0,397	0,393	0,389	0,384
4,5	0,700	0,699	0,695	0,690	0,684	0,677	0,400	0,399	0,397	0,394	0,391	0,387
5,0	0,700	0,699	0,696	0,692	0,687	0,681	0,400	0,399	0,398	0,395	0,392	0,389
5,5	0,720	0,701	0,698	0,695	0,690	0,685	0,420	0,401	0,400	0,398	0,395	0,392
6,0	0,740	0,705	0,703	0,700	0,696	0,691	0,440	0,406	0,404	0,402	0,400	0,397
6,5	0,760	0,712	0,710	0,707	0,703	0,699	0,460	0,412	0,411	0,409	0,407	0,404
7,0	0,780	0,720	0,718	0,715	0,711	0,707	0,480	0,420	0,418	0,417	0,414	0,412
7,5	0,800	0,728	0,726	0,724	0,721	0,717	0,500	0,429	0,427	0,425	0,423	0,421
8,0	0,820	0,738	0,736	0,734	0,730	0,727	0,520	0,438	0,437	0,435	0,433	0,431
8,5	0,840	0,748	0,746	0,744	0,741	0,737	0,540	0,448	0,447	0,445	0,443	0,441
9,0	0,860	0,759	0,757	0,755	0,752	0,748	0,560	0,459	0,458	0,456	0,454	0,451
9,5	0,880	0,770	0,768	0,766	0,763	0,760	0,580	0,470	0,469	0,467	0,465	0,462
10,0	0,900	0,782	0,780	0,777	0,774	0,771	0,600	0,482	0,480	0,478	0,476	0,474
10,5	0,913	0,793	0,791	0,789	0,786	0,783	0,613	0,493	0,491	0,489	0,487	0,485
11,0	0,925	0,804	0,802	0,800	0,797	0,794	0,625	0,504	0,502	0,500	0,498	0,496
11,5	0,938	0,815	0,813	0,810	0,808	0,805	0,638	0,515	0,513	0,511	0,509	0,507
12,0	0,950	0,825	0,823	0,821	0,818	0,815	0,650	0,525	0,523	0,521	0,519	0,517
12,5	0,963	0,835	0,833	0,831	0,828	0,825	0,663	0,535	0,533	0,531	0,529	0,527
13,0	0,975	0,845	0,843	0,841	0,838	0,835	0,675	0,545	0,543	0,541	0,539	0,537
13,5	0,988	0,855	0,853	0,850	0,848	0,845	0,688	0,555	0,553	0,551	0,549	0,547
14,0	1,000	0,864	0,862	0,860	0,858	0,855	0,700	0,565	0,563	0,561	0,559	0,556
14,5	1,013	0,874	0,872	0,870	0,867	0,865	0,713	0,574	0,572	0,570	0,568	0,566
15,0	1,025	0,883	0,881	0,879	0,877	0,874	0,725	0,583	0,581	0,580	0,577	0,575
15,5	1,038	0,893	0,891	0,888	0,886	0,884	0,738	0,593	0,591	0,589	0,587	0,585
16,0	1,050	0,902	0,900	0,898	0,895	0,893	0,750	0,602	0,600	0,598	0,596	0,594
16,5	1,063	0,911	0,909	0,907	0,904	0,902	0,763	0,611	0,609	0,607	0,605	0,603
17,0	1,075	0,920	0,918	0,916	0,914	0,911	0,775	0,620	0,618	0,616	0,614	0,612
17,5	1,088	0,929	0,927	0,925	0,923	0,920	0,788	0,629	0,627	0,625	0,623	0,621
18,0	1,100	0,938	0,936	0,934	0,932	0,929	0,800	0,638	0,636	0,634	0,632	0,630
18,5	1,113	0,947	0,945	0,943	0,940	0,938	0,813	0,647	0,645	0,643	0,641	0,639
19,0	1,125	0,956	0,954	0,952	0,949	0,947	0,825	0,656	0,654	0,652	0,650	0,648
19,5	1,138	0,964	0,962	0,960	0,958	0,956	0,838	0,664	0,663	0,661	0,659	0,657
20,0	1,150	0,973	0,971	0,969	0,967	0,965	0,850	0,673	0,671	0,669	0,667	0,665
20,5	1,158	0,982	0,980	0,978	0,976	0,973	0,858	0,682	0,680	0,678	0,676	0,674
21,0	1,165	0,990	0,988	0,986	0,984	0,982	0,865	0,690	0,688	0,686	0,685	0,683
21,5	1,173	0,998	0,996	0,994	0,992	0,990	0,872	0,698	0,696	0,695	0,693	0,691
22,0	1,180	1,006	1,004	1,002	1,000	0,998	0,880	0,706	0,704	0,703	0,701	0,699
22,5	1,188	1,014	1,012	1,010	1,008	1,006	0,887	0,714	0,712	0,710	0,708	0,707
23,0	1,195	1,021	1,020	1,018	1,016	1,014	0,895	0,722	0,720	0,718	0,716	0,714
23,5	1,203	1,029	1,027	1,025	1,023	1,021	0,902	0,729	0,727	0,725	0,723	0,722
24,0	1,210	1,036	1,034	1,032	1,030	1,028	0,910	0,736	0,734	0,733	0,731	0,729

Таблиця Г.2. Коефіцієнти стійкості за кривою типу а  
(коефіцієнти  $\phi$  за пунктом 1.4.1.3 ДБН В.2.6-198:2014, збільшені у 1000 разів)

$\bar{\lambda}$	0	0,02	0,04	0,06	0,08
0,3	1000	1000	1000	1000	1000
0,4	999	999	998	998	997
0,5	997	996	996	995	995
0,6	994	993	991	990	989
0,7	988	986	985	984	982
0,8	981	980	979	977	976
0,9	975	973	972	971	969
1,0	968	966	965	964	962
1,1	961	959	958	956	955
1,2	953	952	950	949	947
1,3	946	944	943	941	939
1,4	938	936	934	933	931
1,5	929	927	926	924	922
1,6	920	918	916	915	913
1,7	911	909	907	905	902
1,8	900	898	896	894	892
1,9	889	887	885	882	880
2,0	877	875	872	870	867
2,1	865	862	859	857	854
2,2	851	848	845	842	839
2,3	836	833	830	827	824
2,4	821	817	814	811	807
2,5	804	800	797	793	789
2,6	786	782	778	774	771
2,7	767	763	759	755	751
2,8	747	743	739	734	730
2,9	726	722	717	713	709
3,0	704	700	696	691	687
3,1	683	678	674	669	665
3,2	660	656	651	647	642
3,3	638	634	629	625	620
3,4	616	611	607	603	598
3,5	594	589	585	581	576
3,6	572	568	564	559	555
3,7	551	547	543	538	532
3,8	526	521	515	510	505
3,9	500	495	490	485	480
4,0	475	470	466	461	457
4,1	452	448	443	439	435
4,2	431	427	423	419	415
4,3	411	407	403	400	396
4,4	393	389	386	382	379
4,5	375	372	369	365	362
4,6	359	356	353	350	347

$\bar{\lambda}$	0	0,02	0,04	0,06	0,08
4,7	344	341	338	335	333
4,8	330	327	324	322	319
4,9	317	314	311	309	306
5,0	304	302	299	297	295
5,1	292	290	288	285	283
5,2	281	279	277	275	273
5,3	271	269	267	265	263
5,4	261	259	257	255	253
5,5	251	249	248	246	244
5,6	242	241	239	237	236
5,7	234	232	231	229	227
5,8	226	224	223	221	220
5,9	218	217	215	214	213
6,0	211	210	208	207	206
6,1	204	203	202	200	199
6,2	198	196	195	194	193
6,3	191	190	189	188	187
6,4	186	184	183	182	181
6,5	180	179	178	177	176
6,6	174	173	172	171	170
6,7	169	168	167	166	165
6,8	164	163	162	161	161
6,9	160	159	158	157	156
7,0	155	154	153	152	152
7,1	151	150	149	148	147
7,2	147	146	145	144	143
7,3	143	142	141	140	140
7,4	139	138	137	137	136
7,5	135	134	134	133	132
7,6	132	131	130	130	129
7,7	128	128	127	126	126
7,8	125	124	124	123	122
7,9	122	121	121	120	119
8,0	119	118	118	117	116
8,1	116	115	115	114	114
8,2	113	112	112	111	111
8,3	110	110	109	109	108
8,4	108	107	107	106	106
8,5	105	105	104	104	103
8,6	103	102	102	101	101
8,7	100	100	99	99	99
8,8	98	98	97	97	96
8,9	96	96	95	95	94
9,0	94	93	93	93	92

Таблиця Г.3. Коефіцієнти стійкості за кривою типу **b**  
(коефіцієнти  $\phi$  за пунктом 1.4.1.3 ДБН В.2.6-198:2014, збільшені у 1000 разів)

$\bar{\lambda}$	0	0,02	0,04	0,06	0,08
0,3	1000	1000	1000	1000	1000
0,4	999	998	997	996	995
0,5	994	993	991	989	988
0,6	986	984	982	980	978
0,7	976	975	973	971	969
0,8	967	965	963	961	959
0,9	957	955	954	952	950
1,0	948	946	944	942	940
1,1	938	935	933	931	929
1,2	927	925	923	921	919
1,3	916	914	912	910	907
1,4	905	903	900	898	896
1,5	893	891	889	886	884
1,6	881	879	876	874	871
1,7	868	866	863	860	858
1,8	855	852	849	847	844
1,9	841	838	835	832	829
2,0	826	823	820	817	814
2,1	811	807	804	801	798
2,2	794	791	788	784	781
2,3	777	774	770	767	763
2,4	760	756	753	749	745
2,5	741	738	734	730	726
2,6	723	719	715	711	707
2,7	703	699	695	691	687
2,8	683	679	675	671	667
2,9	663	659	655	651	647
3,0	643	639	635	631	626
3,1	622	618	614	610	606
3,2	602	598	594	590	586
3,3	582	578	574	570	566
3,4	562	558	554	550	547
3,5	543	539	535	531	527
3,6	524	520	516	513	509
3,7	505	502	498	494	491
3,8	487	484	480	477	473
3,9	470	467	463	460	457
4,0	453	450	447	443	440
4,1	437	434	431	428	425
4,2	422	419	416	413	410
4,3	407	404	401	398	395
4,4	393	389	386	382	379
4,5	375	372	369	365	362
4,6	359	356	353	350	347

$\bar{\lambda}$	0	0,02	0,04	0,06	0,08
4,7	344	341	338	335	333
4,8	330	327	324	322	319
4,9	317	314	311	309	306
5,0	304	302	299	297	295
5,1	292	290	288	285	283
5,2	281	279	277	275	273
5,3	271	269	267	265	263
5,4	261	259	257	255	253
5,5	251	249	248	246	244
5,6	242	241	239	237	236
5,7	234	232	231	229	227
5,8	226	224	223	221	220
5,9	218	217	215	214	213
6,0	211	210	208	207	206
6,1	204	203	202	200	199
6,2	198	196	195	194	193
6,3	191	190	189	188	187
6,4	186	184	183	182	181
6,5	180	179	178	177	176
6,6	174	173	172	171	170
6,7	169	168	167	166	165
6,8	164	163	162	161	161
6,9	160	159	158	157	156
7,0	155	154	153	152	152
7,1	151	150	149	148	147
7,2	147	146	145	144	143
7,3	143	142	141	140	140
7,4	139	138	137	137	136
7,5	135	134	134	133	132
7,6	132	131	130	130	129
7,7	128	128	127	126	126
7,8	125	124	124	123	122
7,9	122	121	121	120	119
8,0	119	118	118	117	116
8,1	116	115	115	114	114
8,2	113	112	112	111	111
8,3	110	110	109	109	108
8,4	108	107	107	106	106
8,5	105	105	104	104	103
8,6	103	102	102	101	101
8,7	100	100	99	99	99
8,8	98	98	97	97	96
8,9	96	96	95	95	94
9,0	94	93	93	93	92

Таблиця Г.4. Коефіцієнти стійкості за кривою типу с  
(коефіцієнти  $\phi$  за пунктом 1.4.1.3 ДБН В.2.6-198:2014, збільшені у 1000 разів)

$\lambda$	0	0,02	0,04	0,06	0,08
0,3	1000	1000	1000	1000	1000
0,4	996	992	988	984	980
0,5	976	972	968	964	960
0,6	956	954	951	948	945
0,7	943	940	937	934	932
0,8	929	926	923	921	918
0,9	915	912	909	907	904
1,0	901	898	895	892	889
1,1	887	884	881	878	875
1,2	872	869	866	863	860
1,3	857	854	851	848	845
1,4	842	839	836	833	830
1,5	827	824	821	817	814
1,6	811	808	805	801	798
1,7	795	792	788	785	782
1,8	778	775	772	768	765
1,9	761	758	755	751	748
2,0	744	741	737	734	730
2,1	727	723	720	716	712
2,2	709	705	702	698	694
2,3	691	687	683	680	676
2,4	672	669	665	661	658
2,5	654	650	647	643	639
2,6	635	632	628	624	621
2,7	617	613	610	606	602
2,8	598	595	591	587	584
2,9	580	576	573	569	566
3,0	562	558	555	551	548
3,1	544	541	537	534	530
3,2	527	523	520	516	513
3,3	509	506	503	499	496
3,4	493	489	486	483	479
3,5	476	473	470	467	463
3,6	460	457	454	451	448
3,7	445	442	439	436	433
3,8	430	427	424	421	418
3,9	416	413	410	407	404
4,0	402	399	396	393	391
4,1	388	386	383	380	378
4,2	375	373	370	368	365
4,3	363	360	358	356	353
4,4	351	349	346	344	342
4,5	340	337	335	333	331
4,6	329	326	324	322	320

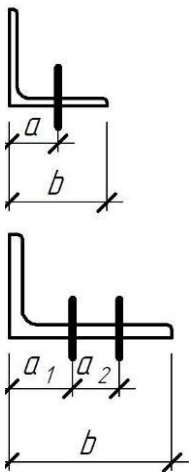
$\lambda$	0	0,02	0,04	0,06	0,08
4,7	318	316	314	312	310
4,8	308	306	304	302	300
4,9	298	296	294	293	291
5,0	289	287	285	284	282
5,1	280	278	277	275	273
5,2	271	270	268	266	265
5,3	263	262	260	258	257
5,4	255	254	252	251	249
5,5	248	246	245	243	242
5,6	241	239	238	236	235
5,7	234	232	231	229	227
5,8	226	224	223	221	220
5,9	218	217	215	214	213
6,0	211	210	208	207	206
6,1	204	203	202	200	199
6,2	198	196	195	194	193
6,3	191	190	189	188	187
6,4	186	184	183	182	181
6,5	180	179	178	177	176
6,6	174	173	172	171	170
6,7	169	168	167	166	165
6,8	164	163	162	161	161
6,9	160	159	158	157	156
7,0	155	154	153	152	152
7,1	151	150	149	148	147
7,2	147	146	145	144	143
7,3	143	142	141	140	140
7,4	139	138	137	137	136
7,5	135	134	134	133	132
7,6	132	131	130	130	129
7,7	128	128	127	126	126
7,8	125	124	124	123	122
7,9	122	121	121	120	119
8,0	119	118	118	117	116
8,1	116	115	115	114	114
8,2	113	112	112	111	111
8,3	110	110	109	109	108
8,4	108	107	107	106	106
8,5	105	105	104	104	103
8,6	103	102	102	101	101
8,7	100	100	99	99	99
8,8	98	98	97	97	96
8,9	96	96	95	95	94
9,0	94	93	93	93	92

Таблиця Г.5. Розрахункові характеристики бетону для фундаментів  
(за ДБН В.2.6-98:2009 "Бетонні та залізобетонні конструкції.  
Основні положення. Зі зміною № 1")

Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при стиску $R_b$ МПа	Розрахунковий опір фундаменту з урахуванням ефекту обтиснення при	
		$A_{\Phi}/A_{\Pi}=1,5$	$A_{\Phi}/A_{\Pi}=2$
С 8/10	6,0	7,3	8,5
С 12/15	8,5	10,4	12,0
С 16/20	11,5	14,1	16,3

Примітка:  $A_{\Phi}/A_{\Pi} \leq 2$  – відношення площі обрізу фундаменту до площі опорної плити бази.

Таблиця Г.6. Риски для отворів у прокатних кутниках

Схеми розміщення отворів	Ширина полички $b$ , мм	Отвори в один ряд		У шахматному порядку			Отвори у два ряди		
		$d_{\max}$	$a$	$d_{\max}$	$a_1$	$a_2$	$d_{\max}$	$a_1$	$a_2$
 <p>Позначення: <math>d_{\max}</math> – найбільший діаметр отвору; <math>a, a_1, a_2</math> – риси згідно з ескізами.</p>	45	11	25						
	50	13	30						
	56	15	30						
	63	17	35						
	70	19	40						
	75	21	45						
	80	21	45						
	90	23	50						
	100	23	55						
	110	25	60						
	125	25	70	23	55	35			
	140	25	75	25	60	40	19	55	60
	160			25	65	60	23	60	70
	180						25	65	80
	200						25	80	80
	220						28	90	90
250						28	100	90	

Таблиця Г.7. Місце під ключ при постановці болтів  
(мінімальна відстань від центру отвору до деталей, що обмежують рух ключа)

Діаметр болта, мм	12	16	20	24	30	36	42	48
Відстань до отвору, мм	30	35	40	45	55	68	80	95

Таблиця Г.8. Розрахункові площі перерізу болтів

$d_b$ , мм	12	16	20	24	30	36	42	48
$A_b$ , см <sup>2</sup>		2,01	3,14	4,52	7,06	10,17	13,85	18,09
$A_{bn}$ , см <sup>2</sup>	0,84	1,57	2,45	3,53	5,61	8,16	11,20	14,72
$d_b$ , мм	56	64	72	80	90	100	110	125
$A_b$ , см <sup>2</sup>	24,62	32,15	40,69	50,24	63,59	78,50	94,99	122,66
$A_{bn}$ , см <sup>2</sup>	20,30	26,76	34,60	43,44	55,91	69,95	85,56	111,91

Навчально-методичне видання

## МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні рекомендації до виконання курсової роботи  
"Сталевий каркас одноповерхової будівлі"  
для здобувачів освіти усіх форм навчання  
спеціальності 192 – "Будівництво та цивільна інженерія"

Електронний ресурс

Укладач – д.т.н., професор Пашинський В.А.

© ЦНТУ, Кропивницький, проспект Університетський, 8.

© Пашинський В.А.