

Центральноукраїнський національний технічний університет

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

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

Кропивницький 2020

Центральноукраїнський національний технічний університет

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

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

Затверджено
на засіданні кафедри Будівельних,
дорожніх машин і будівництва
12 жовтня 2020 року, протокол № 3

Кропивницький 2020

Металеві конструкції. Методичні рекомендації до виконання курсової роботи "Проектування сталевого каркасу одноповерхової будівлі" для здобувачів освіти усіх форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія. – Кропивницький: ЦНТУ, 2020. - 62 с.

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.

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. ПРОЕКТУВАННЯ 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. ПРОЕКТУВАННЯ 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

В С Т У П

Навчальна дисципліна "Металеві конструкції" є однією з профільюючих дисциплін фахової підготовки інженерів-будівельників. Метою дисципліни є вивчення типів, галузей раціонального використання, конструктивних форм, методів розрахунку та конструювання несучих металевих конструкцій будівель і споруд різного призначення.

Курсова робота "Проектування сталевого каркасу одноповерхової будівлі" виконується з метою поглибленого вивчення конструктивних форм, роботи та методів розрахунку металевих конструкцій масового застосування: ферм, балок, колон, каркасів цивільних і промислових будівель, а також набуття умінь проектування таких конструкцій.

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

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

Усі інші рішення щодо вибору матеріалів для конструкцій і з'єднань, конструктивних форм несучих конструкцій, типів рішення основних вузлів тощо приймаються в процесі проектування.

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 відповідає змісту розділів 1...3 цих методичних вказівок.

Оцінювання навчальних досягнень здобувача освіти при виконанні курсової роботи здійснюється з урахуванням якості виконання розрахунків та креслень, а також результатів захисту курсової роботи.

1. КОМПОНОВКА КАРКАСА І РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ

Каркас одноповерхової будівлі звичайно 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. Несучу здатність і жорсткість будівлі в поздовжньому напрямку забезпечують в'язі між колонами й фермами. Компонування конструктивної схеми каркаса полягає в розбивці сітки колон, визначенні габаритних розмірів поперечної рами, генеральних розмірів основних несучих конструкцій та розробленні системи в'язей.

1.1. Загальна компоновка каркаса та системи в'язей

Першим етапом компонування каркаса 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 проектування. 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 будівлі, каркас якої проектується 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. Біля торців будівлі та біля температурних швів поперечні рами зміщують від поперечної координатної осі усередину температурного блока для уніфікації огорожувальних конструкцій.

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.

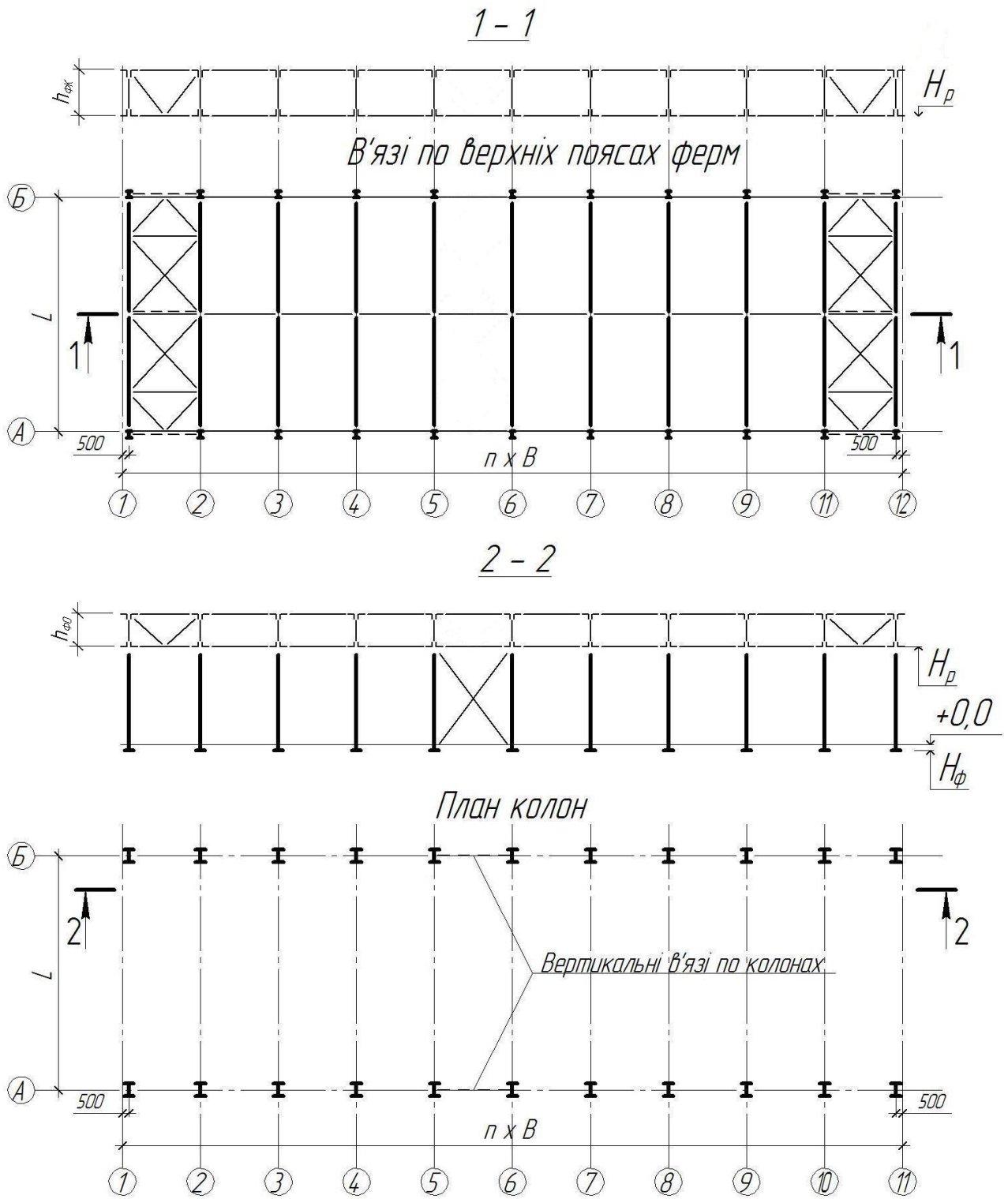


Рис. 1.1. Схема в'язей каркасу однопролітної одноповерхової будівлі

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, оголовків 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 кутників і таврів встановлюються в'язі з хрестовими ґратками, виконані з парних (розпірки) та одиночних (розкоси і розтяжки) кутників;
- по фермах із труб та гнutoзамкнених зварних профілів (прямокутних і квадратних труб) встановлюються в'язі з трикутними ґратками, 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 ґратку з кількістю панелей, що визначається співвідношенням висоти і 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 [5, 6, 7].

1.2. Конструктивна схема поперечної рами

Поперечна рама каркаса 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 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 $b = H_p / (20 \div 25)$, при чому більшим розмірам і важчій покрівлі відповідає ширша колона. Висота перерізу узгоджується з прив'язкою зовнішньої грані колони до поздовжньої координатної вісі, яка може бути рівною $c=0$ або $c=250$ мм.

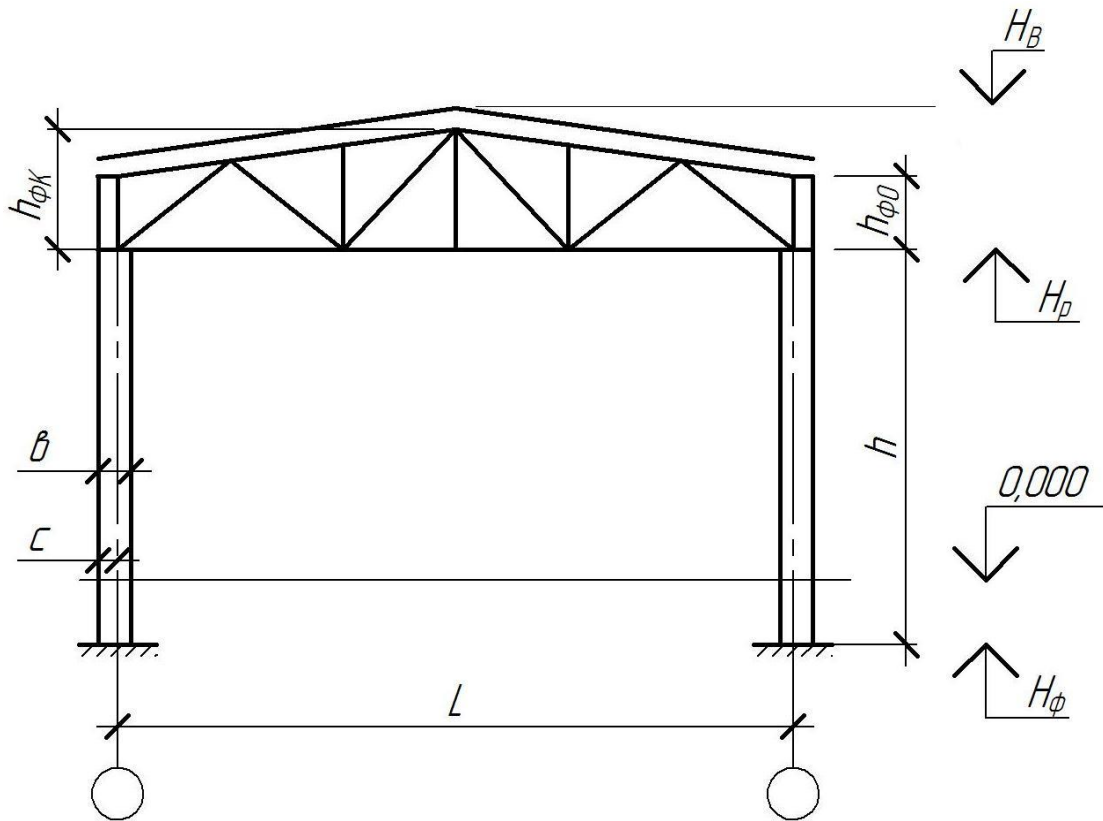


Рис. 1.2. Конструктивна схема поперечної рами

3. З умови розміщення траверс та анкерних болтів у базі колони заглиблення обрізу фундаменту приймається на $100 \div 200$ мм більшим за висоту перерізу колони b з округленням до 100 мм у сторону збільшення. Зазвичай це дає позначку обрізу фундаменту в межах від $H_{\phi} = -200$ мм до $H_{\phi} = -600$ мм.
4. Повна висота колони дорівнює різниці між позначками ригеля та обрізу фундаменту: $h = H_p - H_{\phi}$ (з урахуванням знаку H_{ϕ}).
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	$h_{\phi K} = i \times L/2$ $h_{\phi O} = 0$
Трапецієвидна з великим ухилом пояса $i = 0,20 \dots 0,35$	4, 6, 7, 9	$h_{\phi O} \approx 500$ мм $h_{\phi K} = h_{\phi O} + i \times L/2$
Трапецієвидна з малим ухилом пояса $i = 0,07 \dots 0,14$	2, 3, 5, 6, 8	$h_{\phi K} = L/(7 \div 9)$ $h_{\phi O} = h_{\phi K} - i \times L/2$
3 паралельними поясами $i = 0,015 \dots 0,030$	1, 3, 5, 8	$h_{\phi K} = h_{\phi O} = L/(7 \div 9)$

6. Схема ґраток 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, утеплюючих 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 каркаса необхідно визначити коефіцієнти відповідальності та групи конструкцій для вибору відповідного класу сталі. Необхідні розрахункові параметри для кроквяної ферми та колони встановлюються в таблиці 1.2 в такому порядку:

- за додатком А ДБН В.1.2-14-2018 [1] визначають клас відповідальності будівлі (СС1, СС2 чи СС3);
- за додатком А ДБН В.2.6-198 [3] визначають категорії конструкції за призначенням та за напруженням станом;
- за таблицею 5 ДБН В.1.2-14-2018 визначають коефіцієнт відповідальності γ_n для розрахунку за граничним станом першої групи в усталеній розрахунковій ситуації;
- за таблицею 2 ДБН В.1.2-14-2018 встановлюють термін експлуатації несучих конструкцій каркаса 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;
- 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 γ_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 і 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:

- Для заданого району будівництва за додатком Е або за картою 8.1 ДБН [2] визначається характеристичне значення снігового навантаження S_0 .
- 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 задані 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 μ 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° , 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 γ_{fm} , що відповідає обраному періоду повторюваності розрахункового значення, обчислюється граничне розрахункове значення снігового навантаження S_m для встановленого терміну 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: $q_N = B \times S_m / 1000$ 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_{II} тиску вітру визначаються за схемою 1 додатка І ДБН [2], згідно з якою з деяким запасом часто випадках можна приймати $C_A=0,8$ і $C_{II}=0,6$;
 - коефіцієнт висоти споруди C_h визначається за пунктом 9.9 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 II і III наведені в таблиці В.1;
 - для виконання курсової роботи задані райони будівництва, розміщені на рівнинній місцевості, тому згідно з пунктом 9.10 ДБН [2] коефіцієнт географічної висоти $C_{alt}=1$;

- 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 проектується в курсовій роботі, не перевищує 0,25 сек., тому згідно з пунктом 9.13 ДБН [2] коефіцієнт динамічності $C_d=1$.

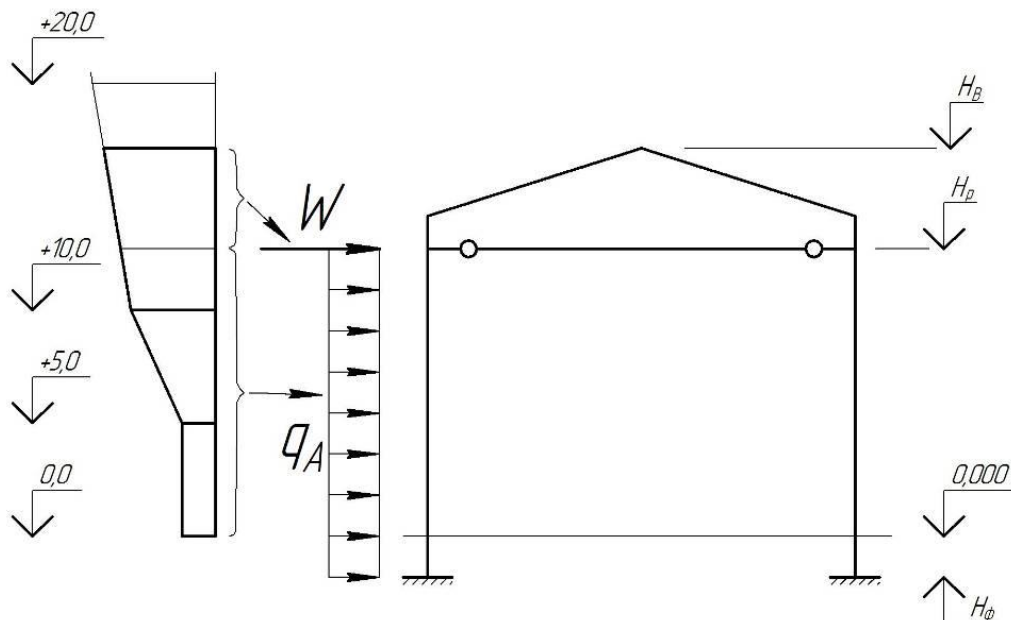


Рис. 1.3. Визначення еквівалентного вітрового навантаження на раму

3. За формулою (9.1) ДБН [2] з урахуванням визначеної за пунктом 1 характеристичного значення W_0 системи коефіцієнтів C за пунктом 2, коефіцієнта відповідальності γ_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;

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

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

навантаження на конструкції, розташовані вище рівня ригеля.

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 В.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 Б.1 (додаток Б) в таблиці 1.3 формується перелік конструкцій покрівлі з їх характеристиками. Характеристичне значення навантаження від кожного шару Q_0 визначається за таблицею Б.1, або обчислюється за його товщиною та густиною згідно з даними таблиці Б.2. Навантаження від ваги кроквяної ферми з в'язями при прольотах 12...36 м можна орієнтовно обчислити за формулами:

$$Q_{0\phi} = 0,0009 q L + 40 \text{ Па} \text{ – для ферм з квадратних труб;}$$

$$Q_{0\phi} = 0,0018 q L + 80 \text{ Па} \text{ – для ферм з кутників і таврів,}$$

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)	γ_{fm}	Q_m (Па)
Гравійна захисна посипка			
Гідроізоляція з _____			
Утеплювач з _____ $\rho =$ ___ кг/м ³ 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 1.2. Граничне розрахункове значення навантаження від ваги кожного шару покрівлі дорівнює добуткові характеристичного значення на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{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: $q_{i \text{ i } \text{N} \text{ o}} = B \times Q_m / 1000$ 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 координаційних 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 шарнірному обпиранні ригеля рама є один раз статично невизначеною.

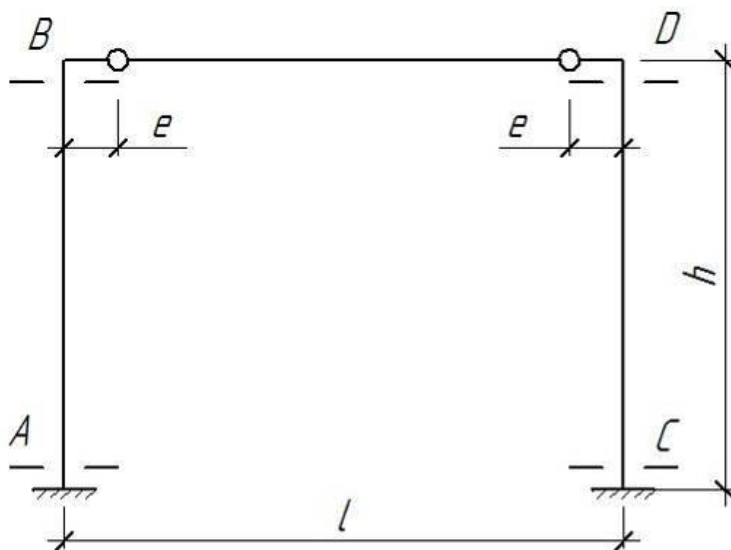
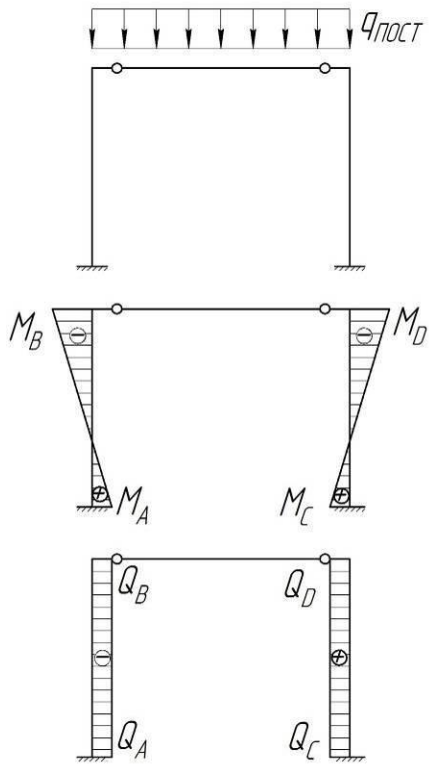
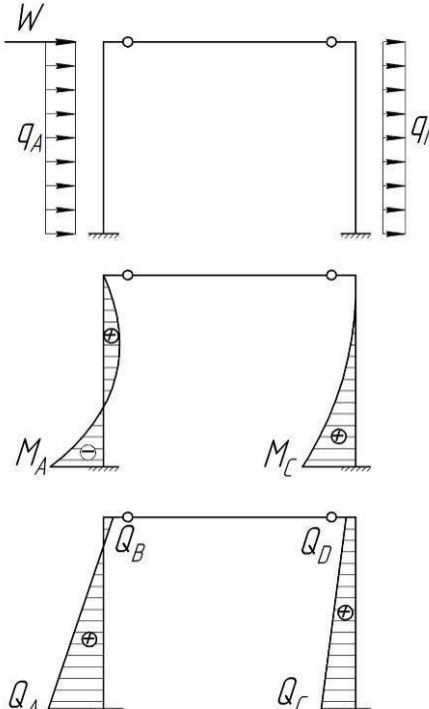


Рис. 1.4. Розрахункова схема поперечної рами

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		$M_B = M_D = \frac{q_{пост} \times l \times e}{2}$ $M_A = M_C = \frac{M_B}{2}$ $Q_A = Q_B = Q_C = Q_D = \frac{M_A + M_B}{h}$
Снігове	Як постійне навантаження із заміною $q_{пост}$ на q_c	Як постійне навантаження із заміною $q_{пост}$ на q_c
Вітрове (зліва)		$M_A = \frac{h^2}{16}(5q_A + 3q_{п}) + \frac{Wh}{2}$ $M_C = \frac{h^2}{16}(3q_A + 5q_{п}) + \frac{Wh}{2}$ $M_B = M_D = 0$ $Q_A = \frac{h}{16}(13q_A + 3q_{п}) + \frac{W}{2}$ $Q_C = \frac{h}{16}(13q_{п} + 3q_A) + \frac{W}{2}$ $Q_B = Q_D = \frac{3h}{16}(q_A + q_{п}) + \frac{W}{2}$

2. ПРОЕКТУВАННЯ КОЛОНИ КАРКАСА

2.1. Визначення розрахункових зусиль в колоні

Для проектування 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 лівій колоні поперечної рами

Навантаження та комбінації зусиль	ψ	Характер даних	Переріз А			Переріз В	
			М, кН·м	N, кН	Q, кН	М, кН·м	N, кН
1. Постійне	1						
2. Снігове	1						
3. Вітер зліва	1						
4. Вітер справа	1						
+M _{max} та N	1	навант. зусилля			—		
	0,9	навант. зусилля			—		
-M _{max} та N	1	навант. зусилля			—		
	0,9	навант. зусилля			—		
N _{max} та +M	1	навант. зусилля			—		
	0,9	навант. зусилля			—		
N _{max} та -M	1	навант. зусилля			—		
	0,9	навант. зусилля			—		
N _{min} та ±M	1	навант. зусилля			—		
	0,9	навант. зусилля			—		
Q _{max}	1	навант. зусилля	—	—		—	—
	0,9	навант. зусилля	—	—		—	—

До перших чотирьох строчок таблиці 2.1 заносяться зусилля в лівій колоні від дії окремих навантажень, отримані в результаті статичного розрахунку поперечної рами. Традиційно встановлюються такі правила знаків: додатний момент викликає розтяг колони зсередини рами, а додатна поперечна сила повертає відсічену частину колони за годинниковою стрілкою.

Згідно з правилами урахування спільної дії навантажень, викладеними в пунктах 4.15...4.19 ДБН В.1.2-2:2006 [2], навантажувальний ефект в основному сполученні постійного та змінних навантажень визначається за формулою

$$N = N_{\text{пост}} + \psi \times \sum N_{\text{зм}}, \quad (2.1)$$

де $N_{\text{пост}}$ – ефект (внутрішнє зусилля M , N , Q) від дії постійного навантаження;
 $N_{\text{зм}}$ – ефекти від дії змінних навантажень (сніг, вітер зліва, вітер справа);
 ψ – коефіцієнт сполучення, який приймають за пунктом 4.18 ДБН [2]
($\psi=1$ при урахуванні одного та $\psi=0,9$ при урахуванні двох і більше короткочасних змінних навантажень).

З метою виявлення найбільш небезпечних сполучень внутрішніх зусиль аналізуються їх комбінації, перелічені в таблиці 2.1. При цьому комбінація "+ M_{max} та N " означає, що у ній враховуються найбільші додатні згинальні моменти з відповідними значеннями поздовжніх сил, а комбінація " N та + M_{max} " враховує навантаження з найбільшими значеннями поздовжніх сил та відповідними значеннями додатних згинальних моментів. Визначальним при формуванні комбінації є зусилля (M чи N), позначене в комбінації першим.

Кожна з перелічених в таблиці 2.1 комбінацій зусиль складається у двох варіантах: постійне та одне змінне навантаження (снігове або вітрове зліва чи справа) з коефіцієнтом сполучення $\psi=1$; постійне та усі змінні навантаження (снігове та вітрове зліва або справа) з коефіцієнтом сполучення $\psi=0,9$. Постійне навантаження враховується завжди, оскільки без нього будівля не може існувати. У верхній строчці таблиці записують номери врахованих навантажень, а в нижній – зусилля, обчислені за формулою (2.1). Якщо якась комбінація зусиль не може реалізуватися в даній рамі, відповідні комірки таблиці 2.1 не заповнюються.

Комбінація " N_{min} та $\pm M$ ", призначена для розрахунку анкерних болтів, складається з метою виявлення відриву однієї сторони колони від фундаменту. Тому постійне навантаження, яке притискує колону до фундаменту, враховується з коефіцієнтом надійності, меншим за одиницю (невигідним варіантом є відхилення навантаження від характеристичного в бік зменшення). Для цього зусилля від постійного навантаження, наведені в таблиці 2.1, слід двічі розділити на узагальнений коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = (Q_m / Q_e)$, де Q_m і Q_e – постійне навантаження з підрозділу 1.4.

Для підбору перерізу колони з таблиці 2.1 вибирається найнебезпечніша комбінація зусиль в перерізах А і В (незалежно від знаку згинального моменту). Якщо вибір такої комбінації зусиль не є очевидним (комбінація з обома найбільшими значеннями M і N відсутня), обирають ту комбінацію зусиль, яка дає найбільше значення зусилля в полиці чи гілці колони. Це зусилля умовно оцінюють за формулою $N_f = N/2 + M/b$ (без урахування знаків M і N), у якій b – висота перерізу колони, попередньо визначена при компоновці поперечної рами в підрозділі 1.2.

Комбінація " N_{\min} і $\pm M$ " використовується для розрахунку анкерних болтів, а значення Q_{\max} – для розрахунку ґраток наскрізної колони.

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 за таблицею 13.7 ДБН [3]; h – 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 високій технологічності їх виготовлення. Наскрізні колони з двох гілок, з'єднаних планками чи ґратками, можуть бути меншими витратами сталі, але є конструктивно й технологічно складнішими, ніж суцільні. Тому наскрізні перерізи звичайно використовують у високих колонах, які неможливо запроектувати з прокатного двотавра, або які при дотриманні висоти перерізу з умов жорсткості підбираються з надмірними запасами стійкості. Порядок проектування наскрізних позацентрово стиснутих колон детально розглянутий в [5, 6, 7] на прикладі одноповерхових виробничих будівель з мостовими кранами.

В курсовій роботі рекомендується проектувати колони суцільного перерізу, виконані з прокатного двотавра з паралельними гранями полиць. Тип двотавра (Б, Ш чи К) визначається у процесі підбору перерізу з умови рівної стійкості в площині та з площини поперечної рами. Невисокі колони будівель з легкими покрівлями можна також виконувати з гнutoзварних замкнутих 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 γ_n , вказаний в таблиці 1.2 згідно з ДБН [1].
- коефіцієнт умов роботи γ_c за таблицею 5.1 ДБН [3];
- розрахунковий опір сталі R_y за таблицею Г.2 ДБН [3] відповідно до обраного в таблиці 1.2 класу міцності.

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

$$A_f = \frac{\gamma_n N}{R_y} \left(1,25 + 2,2 \frac{M}{N b} \right), \quad (2.2)$$

де M і N – розрахункова комбінація зусиль в колоні з підрозділу 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) не повинна не меншою за $0,8 \times b$, інакше рама не матиме достатньої поперечної жорсткості. Із сортаменту 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 таблицею Г.2 ДБН [3] з урахуванням товщини полочки вибраного профілю уточнюють розрахунковий опір сталі R_y .

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

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x}; \quad \overline{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (2.3)$$

- відносний ексцентриситет навантаження

$$m_x = \frac{e A}{W_c} = \frac{M A}{N W_x}; \quad (2.4)$$

- відношення площі полицки до площі стінки вибраного профілю

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{A - 2b_f t_f}; \quad (2.5)$$

- коефіцієнт впливу форми перерізу 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 φ_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] і визначають граничну гнучкість за відповідною формулою з таблиці 3.9. ДБН [3], використовуючи результат перевірки стійкості в якості значення α . Якщо стійкість колони не відповідає вимогам ДБН [3] (гранична нерівність (10.6) з [3] не задовольняється чи задовольняється з надмірним запасом), або фактична гнучкість колони в площині поперечної рами λ_x перевищує граничну з таблиці 3.9 [3], слід змінити переріз колони й повторити розрахунки за пунктами 3...6.

7. Визначають гнучкість та умовну гнучкість колони з площини рами

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}; \quad \overline{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (2.6)$$

Розрахункова довжина колони з площини рами спочатку приймається рівною висоті колони: $l_y = h$. Якщо отримане значення λ_y перевищує визначену в пункті 6 граничну гнучкість, у системі в'язей по колонах встановлюють додаткову поздовжню розпірку, яка зменшує розрахункову довжину з площини рами l_y у 2 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 – φ_y залежно від умовної гнучкості $\overline{\lambda}_y$ за таблицями В.2...В.4 для типу кривої стійкості, що відповідає вказівкам пункту 8.1.3 ДБН [3];
- розрахункове значення згинального моменту M_x , яке згідно з пунктом 10.2.6 ДБН [3] приймається рівним найбільшому значенню згинального моменту в межах середньої третини довжини колони (у курсовій роботі в запас надійності можна прийняти $M_x = 2 \times M / 3$);
- 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], а для перерізу з прямокутної труби – за формулою (10.15) та вказівками останнього абзацу пункту 10.2.10 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.

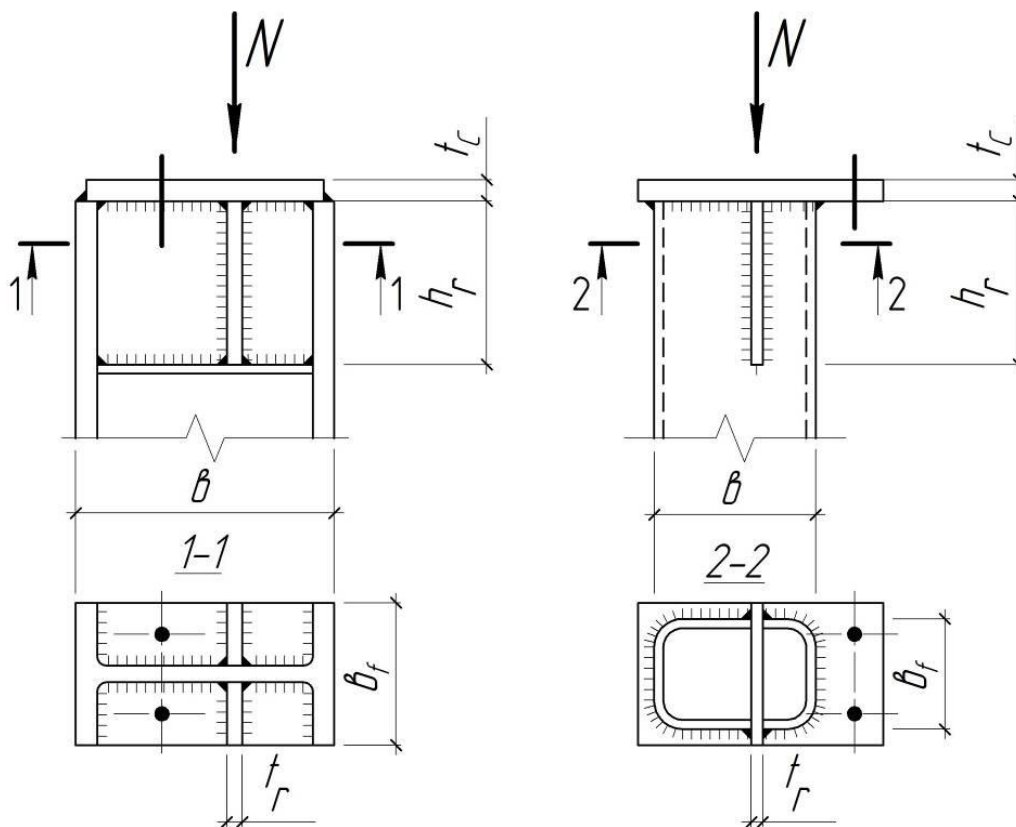


Рис. 2.1. Схеми конструкції оголовків колон

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 навчальних виданнях [5, 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 (опорної реакції ферми), з формул (16.2), (16.3) ДБН [3] визначають катети чотирьох кутових зварних швів, якими ребро прикріпляється 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 :

$$t_r = \frac{1,2 N \gamma_n}{R_y b_r} ; \quad t_r \geq b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} ; \quad t_r \geq t_w , \quad (2.7)$$

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.

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 звісу 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 проектують 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 позацентровано стиснутої колони наведена на рисунку 2.2. Інші варіанти конструктивного рішення баз колон наведені в навчальних виданнях [5, 6, 7].

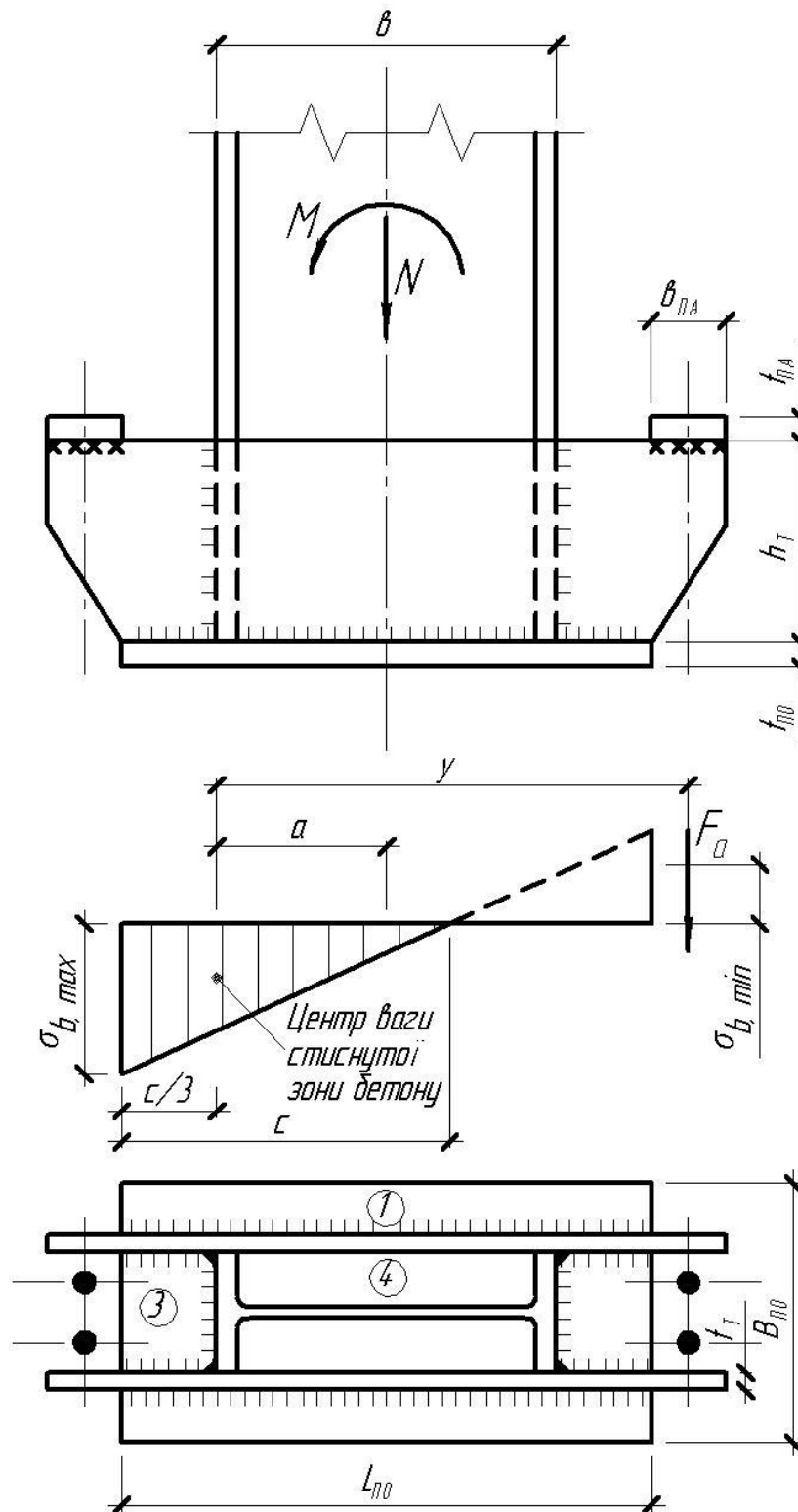


Рис. 2.2. Розрахункова схема бази колони

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 $(1,2 \div 2,0) \times b$.

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:

$$\sigma_{b,max} = \frac{N\gamma_n}{B_{\bar{I}\bar{I}} L_{\bar{I}\bar{I}}} + \frac{6M\gamma_n}{B_{\bar{I}\bar{I}} L_{\bar{I}\bar{I}}^2}. \quad (2.8)$$

3. За отриманим значенням $\sigma_{b,max}$ вибирають клас 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 В.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 підібраного перерізу) $h_T = (0,5 \div 1,0) \times b$, а їх товщину t_T приймають рівною $(1/30 \dots 1/20)$ 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 за таблицею 2.1. Як правило, вона співпадає з розрахунковою комбінацією для підбору 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:

$$k_f = \frac{\gamma_n}{4 \beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} \sqrt{\left(N + \frac{2M}{b}\right)^2 + \left(\frac{6M}{l_w}\right)^2} \quad \text{при } (\beta_f R_{wf}) / (0,45 \beta_z R_{un}) < 1 \quad (2.9)$$

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

Величина катета шва (2.9) 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 " N_{min} та $\pm M$ ", яка складалася в таблиці 2.1 для розрахунку анкерних болтів (значення N і M підставляють за модулем)

$$\sigma_{b,max} = \frac{N_{min}\gamma_n}{B_{\bar{i}\bar{i}}L_{\bar{i}\bar{i}}} + \frac{6M\gamma_n}{B_{\bar{i}\bar{i}}L_{\bar{i}\bar{i}}^2}; \quad \sigma_{b,min} = \frac{N_{min}\gamma_n}{B_{\bar{i}\bar{i}}L_{\bar{i}\bar{i}}} - \frac{6M\gamma_n}{B_{\bar{i}\bar{i}}L_{\bar{i}\bar{i}}^2}. \quad (2.10)$$

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

$$c = \frac{L_{по} \times \sigma_{b,max}}{\sigma_{b,max} + \sigma_{b,min}}; \quad a = \frac{L_{по}}{2} - \frac{c}{3}. \quad (2.11)$$

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: $y = a + B_{\bar{i}\bar{i}}/2 + (50...100)$. Тоді зусилля в анкерних болтах дорівнює

$$F_a = \gamma_n (M - N_{min}) / y. \quad (2.12)$$

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 для анкерних (фундаментних) болтів, попередньо встановлюють її розрахунковий опір і визначають необхідну площу перерізу болтів відповідно до вимог пункту 16.2.15 ДБН [3] і вимог СНиП 2.09.03-85 "Сооружения промышленных предприятий" за формулою:

$$A_{ba} = 1,05 \times F_a / R_{ba}. \quad (2.13)$$

За таблицею Д.8 ДБН [3] 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

$$\frac{1,05 \times F_a}{A_{ba} R_{ba}} \leq 1. \quad (2.14)$$

При необхідності зменшення діаметру болтів слід прийняти сталь з вищим розрахунковим опором і повторити перевірку міцності болтів за (2.14).

9. Ширину $b_{пл}$ 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 $t_{пл}$ розраховують як висоту прямокутного перерізу балки на двох опорах (траверсах), навантаженої зусиллями в одному чи двох анкерних болтах. З прикладами таких розрахунків можна ознайомитися за підручниками та посібниками [5, 6, 7].

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 (2.8).

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. Слід також звернути увагу, що при розрахунку товщини опорної плити за формулою (11.1) ДБН [3] враховується окремий коефіцієнт умов роботи γ_c з таблиці 5.1 ДБН [3].

Можливі варіанти конструктивних рішень баз колон різного поперечного перерізу наведені в літературі [5, 6, 7].

3. ПРОЕКТУВАННЯ КРОКВЯНОЇ ФЕРМИ

3.1. Визначення зусиль у стержнях ферми

Перед початком проектування ферми необхідно з урахуванням загальних параметрів з таблиці 1.2 (клас відповідальності будівлі та категорія конструкції за призначенням) за пунктом 7.6.4 ДБН [1] визначити коефіцієнт відповідальності γ_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 проектування 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 проектування сталевих конструкцій, можна скористатися зусиллями в стержнях від одиничного навантаження на вузли, наведеними в завданні на проектування. 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	Довжини стержнів	Зусилля від навантажень (кН)			Розрахункові зусилля (кН)
			одиничного	постійного	снігового	
Верхній пояс	1–2					
	2–3					
	...					
Нижній пояс						
	...					
Розкоси						
	...					
Стійки						
	...					

Фактичні значення зосереджених навантажень на вузли ферми обчислюють множенням визначених у підрозділі 1.4 рівномірно розподілених погонних навантажень від маси покрівлі $q_{пост}$ та від снігу q_c на довжину вантажної площі, рівну відстані між відповідними вузлами верхнього пояса.

Зусилля в усіх стержнях ферми від дії постійного та снігового навантаження отримують, перемноживши ці зосереджені навантаження на зусилля від одиничного навантаження. При дії одного короткочасного змінного навантаження розрахункові зусилля в стержнях ферми визначаються згідно з

пунктами 4.15...4.20 ДБН В.1.2-2:2006 [2], як суми зусиль від дії постійного та снігового навантаження з коефіцієнтом сполучення $\psi=1$. При однаковій схемі прикладення постійного та снігового навантаження можна одразу обчислити розрахункові зусилля в стержнях шляхом множення сумарного (постійного та снігового) вузлового навантаження на зусилля від одиничного навантаження. Усі визначені зусилля в стержнях заносять до таблиці 3.1.

Для проектування ферми необхідні також геометричні довжини усіх стержнів, які обчислюють з урахуванням ухилу поясів за теоремою Піфагора і заносять до таблиці 3.1 з точністю до 1 мм.

3.2. Підбір перерізів стержнів ферми

Найпоширенішими типами перерізів стержнів кроквяних ферм є парні кутники, прокатні таври (для поясів ферм), гнutoзварні 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 матеріалоємності ферми. При виконанні курсової роботи тип перерізу стержнів ферми визначається завданням.

Підбір перерізів розпочинається з визначення розрахункових зусиль та розрахункових довжин усіх стержнів для половини ферми (в силу симетрії). Розрахункові зусилля в стержнях ферми отримані в підрозділі 3.1 та наведені в таблиці 3.1. Розрахункові довжини стиснутих елементів ферм визначають за пунктом 13.1.1 ДБН [3] для перевірок стійкості у площині l_x та з площини ферми l_y . Розрахункова довжина верхнього пояса 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, приймають рівними 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 при транспортуванні та монтажі);
- зручність конструктивних рішень вузлів (відсутність взаємного перетину розкосів у стержнях ферм із прямокутних і квадратних труб, можливість приварки елементів ґраток 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.

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	

Сталь 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, що у фермі наявні значні напруження розтягу від розрахункового навантаження, а також несприятливий вплив зварних з'єднань. При великих прольотах і значних навантаженнях на ферму доцільно проектувати елементи ґратки із сталі звичайної міцності, а пояси та опорний розкіс – із сталі підвищеної міцності. Розрахунковий опір R_y фасонного прокату з обраної сталі попередньо визначають за таблицею Г.2 ДБН [3].

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

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 ґратки. 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.

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 . Слід звернути увагу, що найменування осей може не співпадати з найменуванням осей в сортаменті, тому радіуси інерції встановлюють з урахуванням фактичного положення профілю в конструкції.
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 граничну гнучкість $\lambda_u=400$ з таблиці 13.10 ДБН [3], слід збільшити переріз і повторити перевірку.

4. За таблицею Г.2 ДБН [3] з урахуванням товщини полицки вибраного профілю уточнюють розрахунковий опір сталі R_y і виконують перевірку міцності стержня за формулою (8.1) ДБН [3].
5. При необхідності коригують переріз і повторюють перевірки за пунктами 2...4. Переріз стержня повинен бути підбраний таким чином, щоб у межах чинного сортаменту його не можна було зменшити (з умов забезпечення міцності чи граничної гнучкості).

Таблиця 3.4 – Підбір перерізів стержнів ферми

Елементи ферми	Стержні ферми	N кН	Переріз	Характеристики			Довжини			Гнучкості				φ	γ_c	R_y кН/см ²	Пере-вірка	n_{np}
				A см ²	i_x см	i_y см	l см	l_x см	l_y см	λ_x	λ_y	$\bar{\lambda}$	λ_u					
Верхній пояс	1–2																	
	2–3																	
	• • •																	
Нижній пояс																		
	• • •																	
Розкоси																		
	• • •																	
Стійки																		
	• • •																	

Перерізи стиснутих стержнів підбирають у такому порядку:

1. Визначають необхідну площу поперечного перерізу стержня з формули

$$(8.3) \text{ ДБН [3]} \quad A_f = \frac{\gamma_n N}{\phi R_y \gamma_c}, \quad (3.3)$$

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

2. За сортаментом, 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 . Слід звернути увагу, що найменування названих осей може не співпадати з найменуванням осей в сортаменті, тому радіуси інерції встановлюють з урахуванням фактичного положення профілю в конструкції. Для стержнів з парних кутників беруть площу двох кутників, а радіус інерції i_y визначають для перерізу з двох кутників з урахуванням товщини фасонки.
3. За таблицею Г.2 ДБН [3] з урахуванням товщини полицки вибраного перерізу уточнюють розрахунковий опір сталі R_y .
4. За встановленими вище значеннями розрахункової довжини обчислюють гнучкості стержня в площині та з площини ферми

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

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 ϕ за таблицями В.2...В.4 залежно від типу кривої стійкості. Елементи з гнutoзварних замкнутих профілів розраховуються за кривою стійкості типу **a**, елементи з парних кутників 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] та перевірку граничної гнучкості λ_u відповідно до таблиці 13.9 ДБН [3], у якій коефіцієнт завантаження α приймають рівним результату перевірки стійкості за формулою (8.3) ДБН [3].
7. Якщо стійкість не забезпечується чи забезпечується з надмірним запасом, або більша гнучкість стержня за (3.4) перевищує граничну, 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 кутників 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 кутника 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 останньої колонки 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 ґратки 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 кутників на рівнобічні, які вже є в конструкції, або навпаки) з повторенням відповідних перевірок міцності, стійкості та гнучкості. Відмітимо також, що в кроквяних фермах традиційно не застосовують кутники, менші за $\perp 50 \times 5$, хоча в легких конструкціях невеликого прольоту перерізи деяких стержнів можуть бути меншими. В результаті уніфікації витрати сталі на ферму не повинні істотно збільшуватися.

3.3. Розрахунок і конструювання проміжних вузлів ферми

Розрахунок проміжних вузлів ферм з ґратками з парних кутників полягає у визначенні довжини швів, якими елементи ґратки приварюються до поясів ферми. Кріплення кожного кутника 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 відрізнятись не менше, ніж на 2 мм.
2. За вказівками пункту 16.1.16 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 ґратки вибрати шви максимально можливого катета для приварки обушка k_{fo} і пера k_{fn} , виходячи з товщини фасонки $t\phi$ і кутника t_K та конструктивних обмежень пункту 16.1.5 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

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




де N – розрахункове зусилля в стержні;

α_o і α_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 $k_f + 00$ мм (відповідно до пункту 16.1.5 ДБН [3]) з округленням до 5 мм у більшу сторону. Виходячи з цієї вимоги, 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	...								
Стойки	...								
Верхній пояс									
Нижній пояс									

Конструювання проміжних вузлів ферм із ґратками з парних кутників зводиться до визначення розмірів фасонки з умови розміщення зварних швів, розрахованих вище. Загальні правила конструювання вузла відображені на схемі, що наведена на рисунку 3.1.

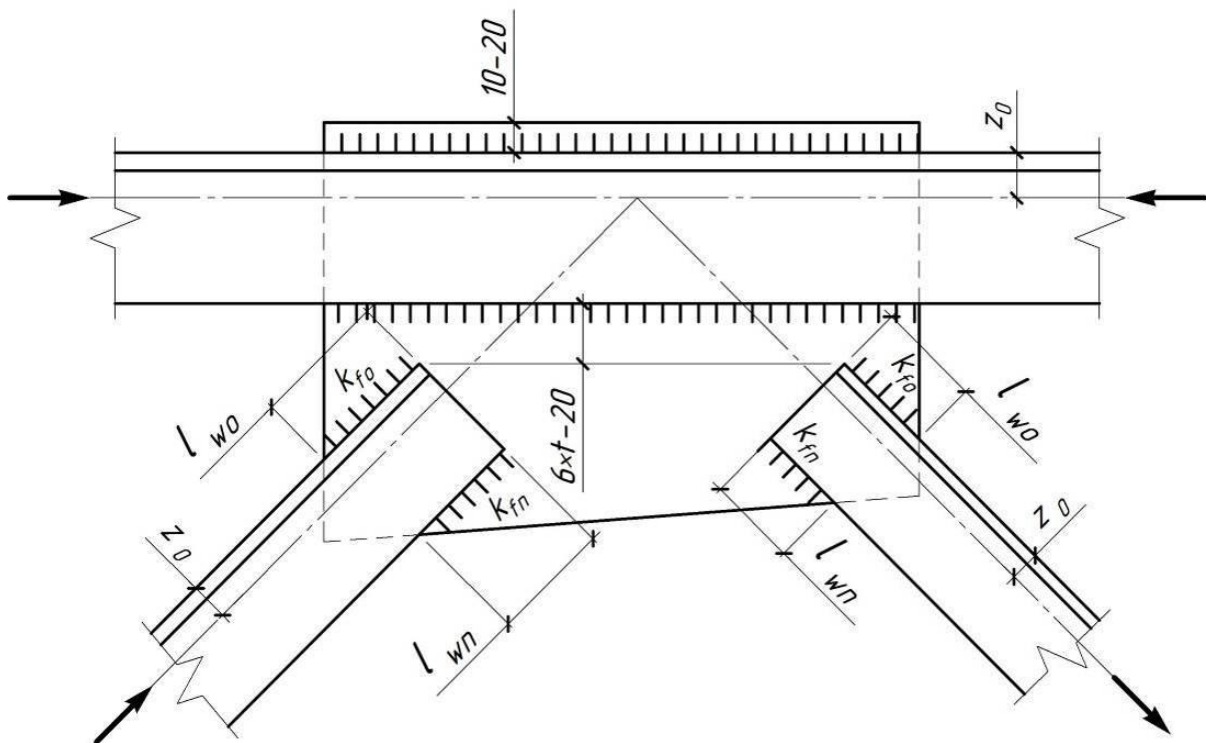


Рис. 3.1. Розрахункова схема проміжного вузла ферми з парних кутників

При розробленні конструкції вузла враховують конструктивні вимоги, які в основному викладені в пунктах 17.3.1, 17.3.3, 17.3.4 ДБН [3]:

- усі стержні центруються у вузлах ферми за центрами ваги перерізів з округленням до 5 мм;
- у фермах з поясами із кутників елементи ґраток прикріплюють до фасонки;
- у фермах з поясами із прокатних таврів елементи ґраток прикріплюють до стінки тавра, а якщо ширини стінки не вистачає для розміщення зварних швів, до неї приварюють фасонки встик з проваром на всю товщину;
- відстані між краями елементів ґратки і пояса у фермах з поясами з парних кутників та відстані між сусідніми зварними швами повинні бути не меншими за $6 \times t_{\phi} - 20$ мм і не більшими за 80 мм;
- відстань від торця розкосу чи стійки до полички таврового пояса ферми приймається на 10 мм більшою від радіуса закруглення полички тавра;
- розраховані флангові зварні шви кріплення стержнів ґратки проварюють до краю фасонки і виводять на торець стержня на 20 мм;
- для забезпечення технологічності виготовлення фасонки, як правило, повинні мати форму прямокутника або прямокутної трапеції.

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 ґраток, приварених до протилежних сторін пояса, можна розміщувати на різних відстанях від пояса за зразком вузлів з [5, 6, 7];
- від торців стержнів ґратки 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° ;
- 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 маркують зварні шви, проставляють розміри фасонки та їх прив'язку до центру вузла, а також відстані від центра вузла до торців елементів ґраток, як це показано на зразках курсових робіт.

Приклади конструктивних рішень проміжних вузлів ферм з парних кутників і прокатних таврів наведені в літературі [5, 6, 7].

Проміжні вузли ферм із прямокутних труб виконують шляхом безпосереднього приварювання елементів ґраток до поясів, як це показано в підручниках [5, 6, 7] та на зразках курсової роботи. Стержні 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 ґраток, 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 ґратки до пояса (по контуру примикання стержнів) та обчислити катети зварних швів, необхідних для їх приварювання. Розрахунок виконується за вказівками пункту 1.12.1.16 ДБН [3] по металу шва чи по металу межі сплавлення:

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

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

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 ґратки, 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 ґратки, 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 ґратки та крайніх панелей поясів (біля опори й посередині прольоту).

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	...								
Стойки	...								
Верхній пояс									
Нижній пояс									

Конструювання проміжних вузлів ферм із гнutoзварних замкнутих профілів виконується паралельно з їх розрахунком. Порядок конструювання загалом такий же, як і при конструюванні проміжних вузлів ферм із парних кутників 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 гнutoзварних замкнутих профілів наведені в літературі [5, 6, 7].

3.4. Розрахунок і конструювання опорного вузла ферми

У вузлах обпирання кроквяних 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 [5, 6, 7].

При проектуванні 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 проектуванні 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).

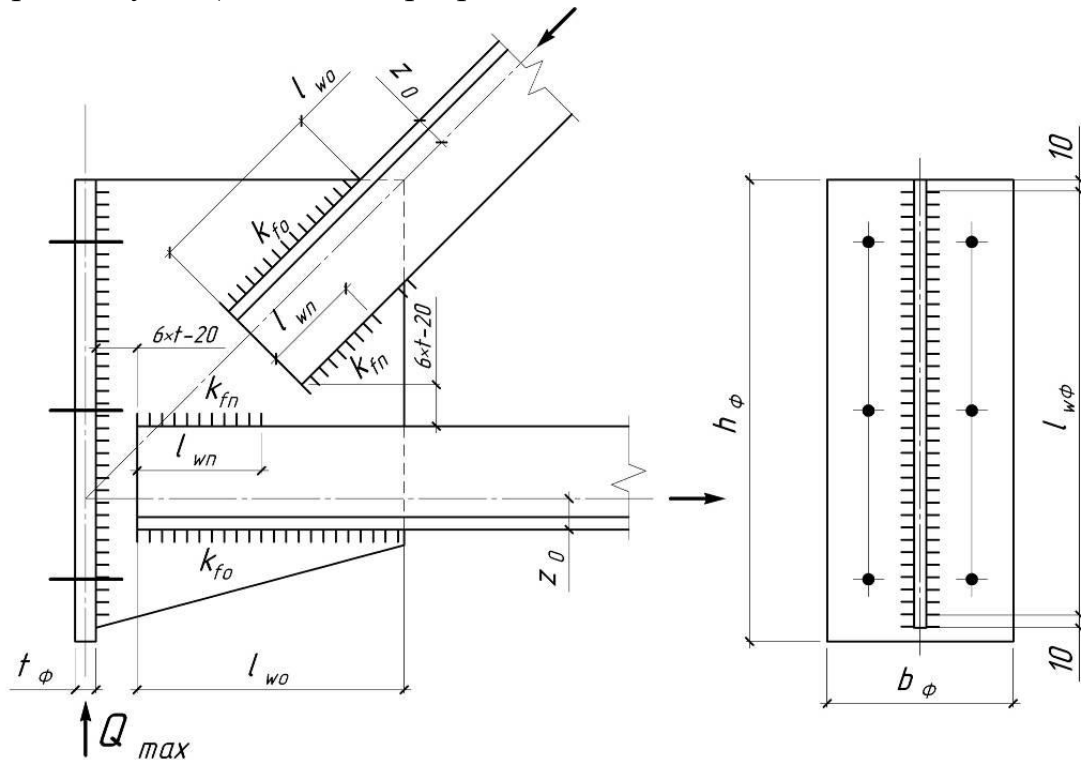


Рис. 3.2. Розрахункова схема опорного вузла ферми з парних кутників

2. Накреслити ескіз вузла, за яким встановити розміри фасонки, висоту опорного фланця ферми h_{ϕ} 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° , а також в'ясувати 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 В.7.
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 гнutoзварних 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_{ϕ} , врахувавши: габарити перерізів нижнього поясу та опорного розкосу, умови установки болтів для кріплення надопорної стійки та кріплення ферми до оголовка колони, ширину оголовка колони.
6. З умов роботи на стиск під дією опорної реакції ферми Q_{max} визначити необхідну товщину опорного фланця

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

Коефіцієнт k враховує нерівномірність розподілу тиску під опорним фланцем унаслідок можливої неточності його встановлення (перекосу). Для ферм з парних кутників і таврів приймають $k=1,2$, а для ферм із більш жорстких на скручування гнutoзварних 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 надопорна стійка прикріплюється до ферми. Як правило, встановлюють болти діаметром 16 чи 20 мм (у легких конструкціях можна ставити болти діаметром 10 мм чи 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 стика ферми

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

Приклади можливих конструкцій укрупнювальних монтажних вузлів ферм наведені в підручниках [5, 6, 7]. Монтажні стики ферм з парних кутників звичайно 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 гнutoзварних 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 пояса також виконується на високоміцних болтах, які призначаються конструктивно та забезпечують обтиск стика 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. Розрахункові зусилля в елементах ферми визначені в таблиці 3.1.

Монтажний стик на приварених накладках у фермах з парних кутників та в фермах з поясами із прокатних таврів проектується 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:

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

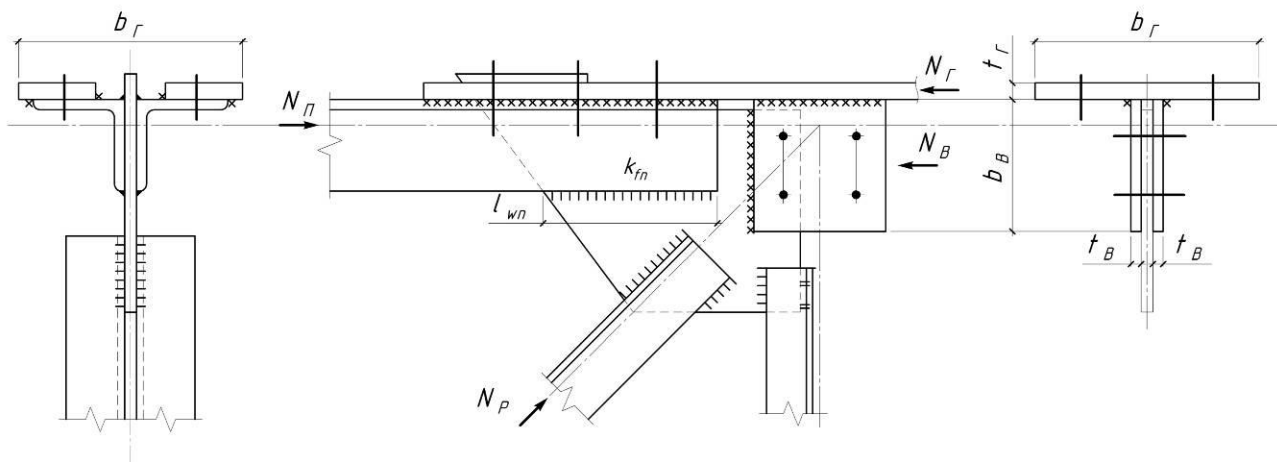


Рис. 3.3. Розрахункова схема монтажної стика на приварених накладках

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

$$t_r = \frac{N_{\Gamma}}{b_r R_y \gamma_c} \quad (3.12)$$

3. Сумарну довжину швів, необхідних для приварювання горизонтальної накладки (по одну сторону стика) визначають шляхом ділення зусилля N_{Γ} 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 збирання вузла. Товщину вертикальних накладок обчислюють з умови міцності

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

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 збирання вузла перед зварюванням, встановлюють діаметром 16 мм чи 20 мм (у легких конструкціях можна ставити болти діаметром 10 мм чи 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 кутників за таблицею В.6 та місця під ключ за таблицею В.7 додатка В.

Фрикційний монтажний стик на накладках і високоміцних болтах проектують 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 кутників за таблицею В.6 та місця під ключ за таблицею В.7 додатка В.

Фланцевий монтажний стик у фермах із гнutoзварних замкнутих профілів та у фермах із поясами з прокатних таврів проектують 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_{Π} та розкосі N_P , що примикає до вузла). Стик верхнього поясу 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 стику ферми із поясами з прокатних таврів (зображена лише ліва половина вузла) наведена на рисунку 3.4.

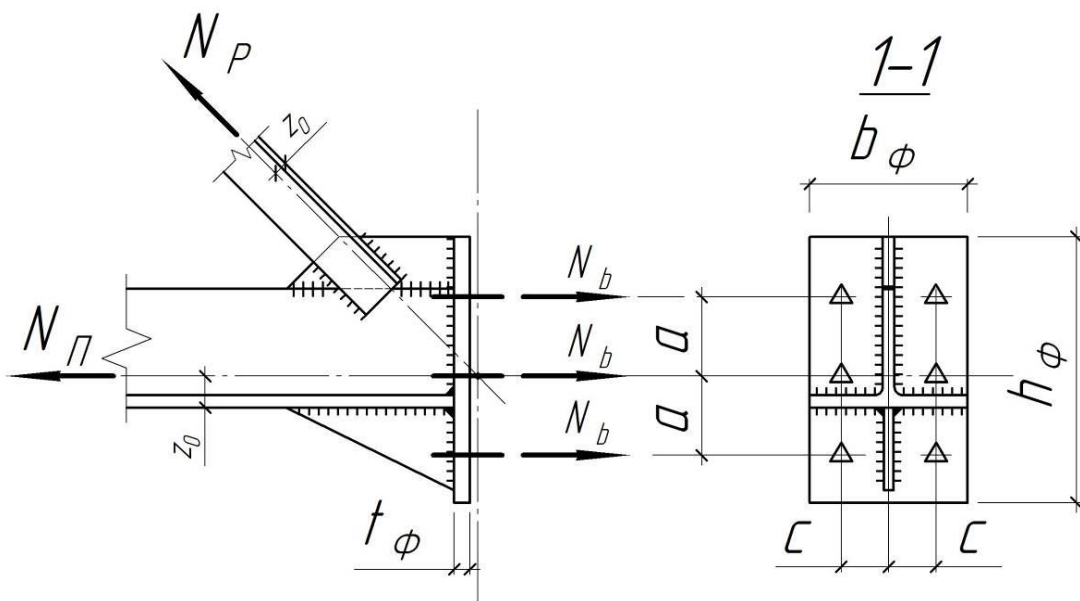


Рис. 3.4. Розрахункова схема фланцевого монтажної вузла ферми

3. Розраховують зварні шви прикріплення фланця на зусилля N з пункту 1. Для ферми з гнutoзварних 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 таблицями Д.7 і Д.8 ДБН [3] вибирають діаметр високоміцних болтів, визначають площу болта нетто A_{bn} та його розрахунковий опір при розтягу R_{bt} . 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 В.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 $N_b = N / n_b$:

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

у якій R_y розрахунковий опір сталі, визначений за таблицею Г.2 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 [4] та підручників [5, 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 розділів та підрозділів пояснювальної записки;
- вступ з короткою характеристикою запроєктованих конструкцій та основних технічних рішень, прийнятих у проекті;
- основна частина, зміст якої відповідає змісту розділів 1...3 цих вказівок;
- перелік використаної літератури.

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 досить повними, але лаконічними. Не слід наводити розширені міркування, що дублюють навчальну, нормативну чи довідкову літературу. 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 проектної 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 12...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.

Центральноукраїнський національний технічний університет

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

КУРСОВА РОБОТА

з дисципліни "Металеві конструкції" на тему:

"Проектування сталевого каркасу одноповерхової будівлі"

студента групи _____ спеціальності
"Будівництво та цивільна інженерія"

прізвище та ініціали

Керівник проектування – д.т.н., професор
Пашинський В.А.

Національна шкала _____

Кількість балів _____

Оцінка: ЄКТС _____

Члени комісії:

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Кропивницький 2018

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 вручну або в системах комп'ютерної графіки КОМПАС чи AUTOCAD. 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 [4]:

- 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);
- розрахований укрупнювальний монтажний вузол верхнього чи нижнього пояса ферми у масштабі М 1:4, 1:5, 1:10, 1:15;
- 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 [4], 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 [4].

Таблиця 5.1. Умовні зображення болтів за ДСТУ [4]

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 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
<i>К 1, К 2, . . .</i>	Колони каркаса
<i>НК 1, НК 2, . . .</i>	Надопорні стійки (надколонники)
<i>ФК 1, ФК 2, . . .</i>	Ферми кроквяні
<i>ФП 1, ФП 2, . . .</i>	Ферми підкроквяні
<i>ВВ 1, ВВ 2, . . .</i>	Вертикальні в'язі
<i>а, б, в, . . .</i>	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 [4], 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" – реакцію 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" – найменування чи марку металу 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.

30	Марка елемента	Переріз			Зусилля для прикріплення			Найменування або марка металу	Примітка
		ескіз	поз.	склад	А, кН	N, кН	M, кН·м		
8									
8									
	20	30	10	30	15	15	15	25	25
	185								

Рис. 5.1. Форма відомості елементів на кресленнях марки КМ

Специфікація деталей і таблиця "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 деталь (кутник 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 поличках), які позначають одним номером з індексами "т" і "н" (так і навпаки).

"Переріз" – умовне позначення номеру прокатного профілю (для стержнів із парних кутників – одного кутника). Для листових деталей наводять 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 $7,85 \text{ кг/м}^2$. 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.

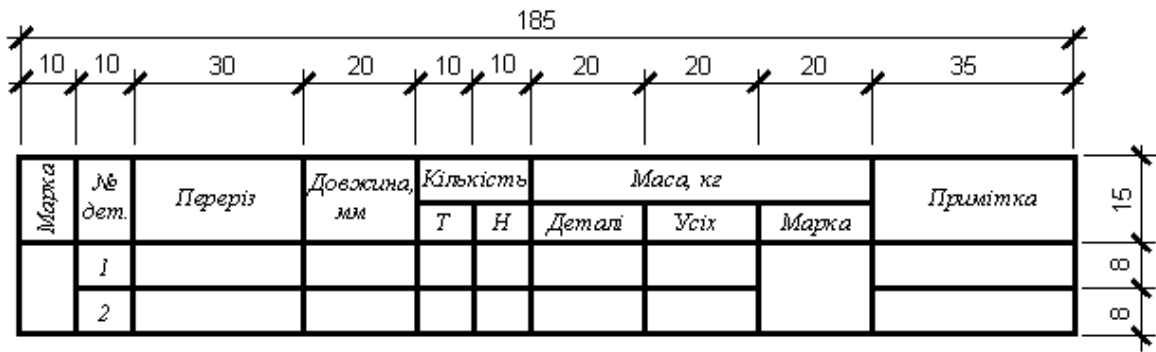


Рис. 5.2. Форма специфікації деталей на кресленнях марки КМД

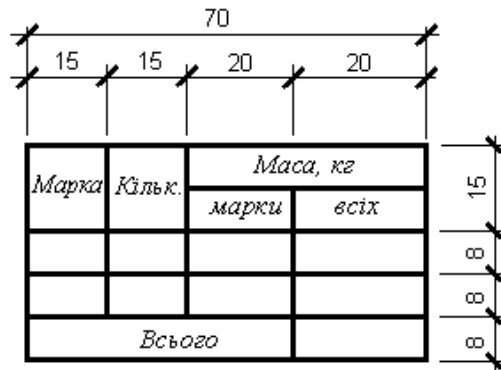


Рис. 5.3. Форма таблиці "Потрібно" на кресленнях марки КМД

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 та 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 варяться 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. 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. К.: Мінрегіон України, 2018.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2007.
3. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
4. 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.
5. 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.
6. Металлические конструкции. Учебник для студентов высших учебных заведений / Ю.И. Кудишин, Е. И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; под редакцией Ю.И. Кудишина. 10-е издание. – М.: Издательский центр "Академия", 2007. – 688 с.
7. Лихтарников Я.М., Ладыженский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций. – К.: Будівельник, 1984. – 366 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 Поширені типи покрівель

Таблиця Б.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 гідроізолю із захисною посипкою	100 Па
	гідроізоляція з 2–3 шарів гідроізолю	100 – 150 Па
	утеплювач із полістиролу або мінераловатних плит товщиною 50 – 150 мм	0,01 ρt Па
	пароізоляція із шару фольгоізолю	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 – 150 мм	0,01 ρt 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 гідроізолю із захисною посипкою	100 Па
	гідроізоляція з 2 шарів гідроізолю	100 Па
	сендвіч-панель із сердечником з ламельних мінераловатних плит і сталевими обшивками	0,01 $\rho t + 100$ 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 – 150 мм	0,01 ρt 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 гідроізолю	150 – 200 Па
	стяжка з цементного розчину товщиною 20 мм	320 Па
	плитний утеплювач з ніздрюватого бетону чи керамзитобетону товщиною 100–150 мм	0,01 ρt 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 сталевого профільованого 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: ρ – густина утеплювача в кг/м ³ за таблицею Б.1; t – товщина шару утеплювача в мм.		

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

Теплоізоляційні матеріали	Середня густина ρ кг/м ³	Коефіцієнт теплопровідності λ 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 В. Довідкові дані для розрахунку металевих конструкцій

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

Висота ригеля H_p	Коефіцієнти C_{he} для місцевості типу II при заглибленні фундаменту H_ϕ						Коефіцієнти C_{he} для місцевості типу III при заглибленні фундаменту H_ϕ					
	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 В.2. Коефіцієнти стійкості за кривою типу а
(коефіцієнти ϕ 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 В.3. Коефіцієнти стійкості за кривою типу **b**
(коефіцієнти ϕ 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 В.4. Коефіцієнти стійкості за кривою типу с
(коефіцієнти ϕ 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	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

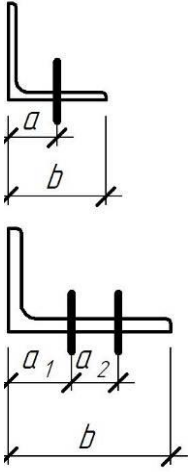
$\bar{\lambda}$	0	0,02	0,04	0,06	0,08
4,7	318	316	314	312	310
4,8	308	306	304	302	300
4,9	298	296	294	293	291
5,0	289	287	285	284	282
5,1	280	278	277	275	273
5,2	271	270	268	266	265
5,3	263	262	260	258	257
5,4	255	254	252	251	249
5,5	248	246	245	243	242
5,6	241	239	238	236	235
5,7	234	232	231	229	227
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 В.5. Розрахункові характеристики бетону для фундаментів
(за СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции")

Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при стиску R_b МПа	Розрахунковий опір фундаменту з урахуванням ефекту обтиснення при	
		$A_{\Phi}/A_{\Pi}=1,5$	$A_{\Phi}/A_{\Pi}=2$
В 7,5	4,5	5,5	6,4
В 10	6,0	7,3	8,5
В 12,5	7,5	9,2	10,6
В 15	8,5	10,4	12,0
В 20	11,5	14,1	16,3

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

Таблиця В.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: d_{\max} – найбільший діаметр отвору; a, a_1, a_2 – риски 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 В.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

Навчально-методичне видання

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Методичні рекомендації до виконання курсової роботи
"Проектування сталевого каркасу 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.