

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

для виконання курсової роботи з навчальної дисципліни

«КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД»

*(для студентів 3-4 курсів напрямку підготовки
6.060102 – Архітектура)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2016

Методичні вказівки для виконання курсової роботи з навчальної дисципліни «Конструкції будівель та споруд» (для студентів 3-4 курсів напряму підготовки 6.060102 – Архітектура) / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. Є. С. Седишев. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2016. – 55 с.

Укладач Є. С. Седишев

Рецензент канд. техн. наук О. І. Лугченко

Рекомендовано кафедрою Будівельних конструкцій, протокол № 13 від 01.06.2016 р.

ЗМІСТ

Вступ. Обсяг і зміст курсової роботи.....	4
1 Етапи проектування	5
1.1 Компонування кроквяної ферми	5
1.2 Конструкція покрівель	9
1.3 Визначення статичних навантажень на ферми в покритті будівель	11
1.4 Статичний розрахунок ферм	13
1.5 Вибір матеріалів при проектуванні конструкцій	14
1.6 Конструктивні розрахунки стержнів ферм	15
1.7 Розрахунки і конструювання вузлів зварних ферм.....	17
1.8 Забезпечення жорсткості сталевих каркасу і покриття будівлі	19
2 Приклад розрахунку варіанта курсової роботи.....	20
2.1 Компоновка ферми з визначенням геометричних параметрів ґраток ферми і вузлового навантаження.....	20
2.2 Статичні розрахунки ферми	21
2.3 Конструктивні розрахунки ферми	23
2.4 Розрахунки довжини зварних швів прикріплення стержнів і розмірів фасонки у вузлах ферми	30
2.5 Розрахунки в'язей	20
Додатки	40
Список літератури	54

ВСТУП. ОБСЯГ І ЗМІСТ КУРСОВОЇ РОБОТИ

Методичні вказівки мають на меті ознайомити студентів 4 курсу напряму підготовки 6.060102 – Архітектура з тематикою курсової роботи за навчальною дисципліною «Конструкції будівель та споруд», а також допомогти їм при самостійній роботі над курсовою роботою.

Дисципліна «Конструкції будівель та споруд» викладається на 2-4 курсах навчання студентів напряму підготовки 6.060102 – Архітектура. У 7 або 8 семестрах з вказаної дисципліни викладається розділ «Металеві конструкції». Загальний обсяг навчального навантаження по цьому розділу: лекції – 14 год.; практичні заняття – 14 год.; самостійна робота студентів – 44 год.

До самостійної роботи студентів входять: виконання курсової роботи на тему «Проектування стержнів і вузлів кроквяної ферми покриття» – 20 год.; самостійна робота над заданими темами курсу – 24 год.

За курсовою роботою студенти виконують проектування сталеві кроквяної ферми покриття одноповерхової будівлі з металевим каркасом.

В курсовій роботі потрібно розрахувати й сконструювати ферму і елементи покриття в такому обсязі:

1. Статичні розрахунки кроквяної ферми.
2. Конструктивні розрахунки ферми з підбором перерізу стержнів.
3. Конструктивні розрахунки 3-х вузлів ферми з визначенням параметрів кріплення стержнів.
4. Конструктивні розрахунки в'язей покриття.

Обсяг курсової роботи: пояснювальна записка з розрахунками конструкцій – на 15...20 сторінок, в якій повинні бути наведені розрахункові схеми й перерізи запроєктованих елементів; креслення – чотири аркуші формату А4 або А3, на яких виконують:

1. Геометрична і статична схеми кроквяної ферми і в'язей покриття;
2. Конструктивні креслення вузлів ферми (по верхньому поясу, по нижньому поясу і опорного).

Вихідні дані для проектування беруть з додатку до цих методичних вказівок на підставі цифр шифру студента (номер залікової книжки). У табл. А.1 наведено габарити покриття (крок ферм, висоти ферм покриття), а також міцність сталі для конструкцій,

у табл. А.2 – величина розрахункового навантаження на покриття і зусилля від навантаження для деяких стержнів ферми.

Виконану курсову роботу студент реєструє на кафедрі будівельних конструкцій. При цьому слід мати на увазі, що коли робота виконана зі значними помилками в розрахунках або кресленнях, то вона до захисту не приймається. Не зараховані роботи повертають студентів для виправлення помилок, а зараховані рекомендують до захисту.

Захист курсової роботи відбувається наприкінці семестру. Під час захисту студент повинен показати теоретичні знання і вміння проектувати що до елементів металевих конструкцій.

1 ЕТАПИ ПРОЕКТУВАННЯ

1.1 Компонування кроквяної ферми

Ферма – це гратчаста конструкція, що робить як і балка на поперечний згин. Ферма складається з окремих прямолінійних стержнів, які з'єднані між собою у вузлах і утворюють геометрично незмінну систему. Навантаження на ферму прикладається здебільшого у вузлах, тому в окремих стержнях виникають тільки поздовжні зусилля стиску або розтягу при роботі ферми в цілому на згин. Завдяки цьому метал у фермах використовується раціональніше, ніж у балках, тобто вони легше за масою, більш економічні, проте і більш трудомісткі у виготовленні.

Сталеві ферми застосовують у покрівлях промислових і житлових будівель, ангарів, вокзалів, спортивних споруд, ринків, радіо та телевізійних вежах, щоглах різного призначення, опорах ліній електропередач та інших конструкціях. За статичними ознаками розрізняють ферми:

- балкового типу: одно прольотні, багато прольотні й консольні;
- аркового;
- рамного типу;
- вантові.

Залежно від призначення фермам надають різної конструктивної форми — від легких пруткових конструкцій до важких ферм великих прольотів, плоских і просторових. Найширше застосовують у промислових і житлових будівлях розрізні балкові ферми, найпростіші для виготовлення та монтажу.

Геометрична схема ферми характеризується обрисом поясів і видом решітки.

За обрисами поясів розрізняють кроквяні ферми:

- трапецієподібні (рис. 1, а);
- односкілі (рис. 1, б);
- трикутні (рис. 1, в);
- полігональні (рис. 1, г);
- з паралельними поясами (рис. 1, д);
- сегментні (рис. 1, е).

Ферми з паралельними поясами й трапецієподібні – найбільш прості за конструктивною формою і виготовленням. Ці властивості й визначають їх широке застосування у виробничих та житлових будівлях різного призначення. Незважаючи на високі техніко-економічні показники, їх застосовують переважно при прольотах 18...42 м, оскільки вони мають невелику будівельну висоту порівняно з фермами інших обрисів.

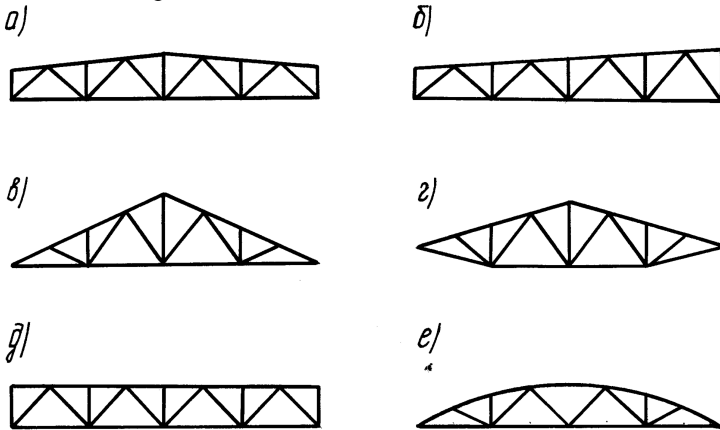


Рисунок 1 – Типи кроквяних ферм за обрисом поясів

Ферми трикутного обрису мають найбільшу висоту, застосовують їх при прольотах не більше 36 м. Це зумовлене, в першу чергу, використанням дрібно розмірних покрівельних матеріалів – плоских і хвилястих азбестоцементних листів, покрівельної сталі різної конфігурації, черепиці, які потребують нахилу покриття в межах 25...45°.

За витратами сталі найбільш економічними є *сегментні ферми*, проте вони, як і трикутні, мають суттєві недоліки: велику трудомісткість, зумовлену різними довжинами решітки та криволінійністю верхнього поясу.

Статична незмінність ферми досягається застосуванням ґраток, що утворюють систему трикутників. Ґратки ферми працюють на поперечну силу і виконують функції стінки суцільної балки. Від системи ґраток залежать власна маса ферми, трудомісткість її виготовлення та зовнішній вигляд.

Найбільш поширеними є трикутні ґратки, оскільки їх загальна довжина і кількість вузлів менші, ніж у фермах з іншими типами ґраток. Рациональний кут нахилу ґраток до нижнього поясу становить $45...50^\circ$. Недоліком трикутних ґраток є значна довжина панелей поясів, особливо при великих прольотах ферм.

Розкісні ґратки використовують найбільш ефективно у невисоких фермах. Особливість таких ґраток полягає в тому, що від напругу їх до опори є можливість регулювати знаки зусиль. Кути нахилу розкісних ґраток до нижнього поясу в межах $35...45^\circ$ є більш економічними і сприятливими для роботи розкосів. У фермах з паралельними поясами і трапецієподібних доцільно проектувати розкоси спадними від опори, тоді вони будуть розтягнуті, а короткі стояки ґраток — стиснутими. Для ферм трикутного й сегментного обрису, навпаки, в розкосах ґраток спадні елементи стиснені, а вихідні розтягнені. Незважаючи на це, при компонуванні ґраток ферми часто проектують зі спадними розкосами, щоб зменшити їх довжину.

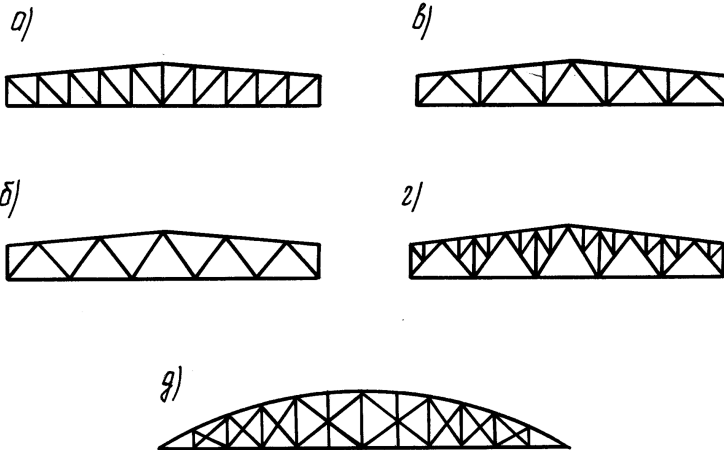


Рисунок 2 – Види систем ґраток ферм: а – розкісні;
б, в – трикутні; г – шпренгельні; д – хрестові

Хрестові ґратки застосовуються у фермах, які працюють на знакозмінне навантаження. У цьому випадку розкоси ґраток працюють

тільки на розтяг. При виникненні в одному з розкосів стиску він відключається, працює другий розкіс, в якому діє розтяг. Різновидом трикутної решітки є ромбоподібна решітка, особливість якої — висока жорсткість й міцність під дією великих поперечних сил.

У міжповерхових перекриттях, коли простір між верхнім і нижнім поясами використовується з експлуатаційною метою, застосовують безроскісні ферми. Недоліком таких ферм є наявність значних згинальних моментів у поясах і стояках, що зумовлює зростання витрат сталі.

При великій висоті ферм і раціональному куті нахилу розкосів ($35...45^\circ$) панелі верхнього поясу ферми мають великі розміри, які невідгідні для розміщення прогонів та плит. У таких панелях ферм виникають місцеві згинальні моменти за рахунок позавузлового прикладання навантаження. Довжину панелей верхнього поясу можна зменшити шляхом введення в основну решітку ферми спеціальних шпренгелів, що призводить також до зменшення розрахункової довжини розкосів у площині ферми (рис. 2, г).

В курсовій роботі для покриття будівлі прийнята кроквяна ферма з такими параметрами: трапецієподібна, з трикутними розкісними гратками і додатковими стійками, прольотом 24 м з шириною панелей верхнього поясу по 3 м і нижнього поясу по 6 м. Висота ферма в осях поясів: на опорі – 2,15 м; на гребні даху за варіантами в таблиці А.1 – (3,0...3,55 м). Крок ферм по довжині будівлі за варіантами – 6 або 12 м. Ферми опираються на колони металевих каркасу. Кріплення ферм на опорах здійснюється збоку колон на болтах (див. рис. 3).

Розрахунок балкових ферм виконують у такій послідовності:

- встановлення розрахункової схеми ферми;
- визначення і збір навантаження;
- визначення розрахункових зусиль в елементах ферми;
- підбір поперечних перерізів розтягнутих та стиснутих елементів;
- складання таблиці зусиль, поперечних перерізів і напружень в елементах ферми;
- розрахунок вузлових з'єднань ферми, в тому числі монтажних стиків.

Розрахункова схема ферми має вигляд осьових ліній стержнів, вузлові з'єднання яких умовно шарнірні. З'єднання у

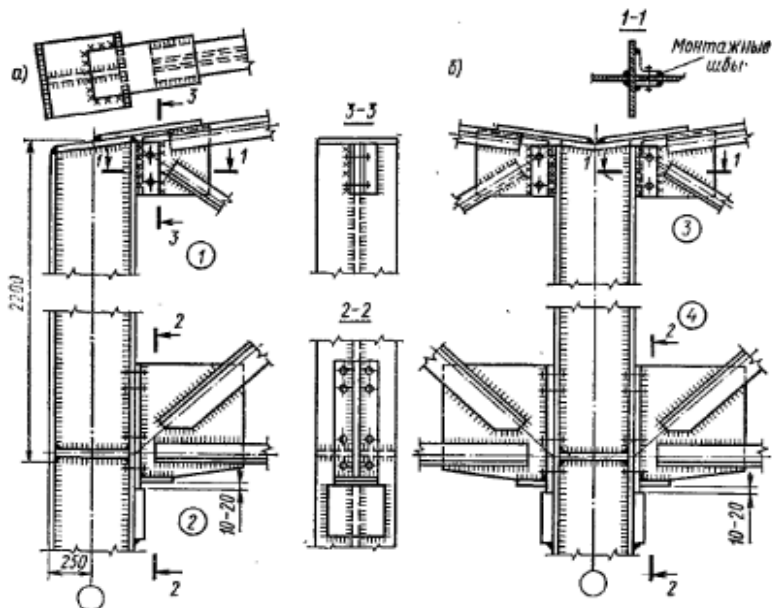


Рисунок 3 – Вузли обпирання типової сталевій ферми на колони: а – на колону крайнього ряду; б – на колону середнього ряду

вузлах жорстке, проте якщо відношення висоти поперечного перерізу стержня до його довжини $\frac{h}{l} \leq 15$, додаткові напруження, зумовлені жорсткістю вузла, можна не враховувати.

Схему ферми креслять у масштабі 1:200 у вигляді сітки геометричних осей стержнів, які повинні сходитися у вузлах в одній точці. Розрахункові прольоти ферми зменшуються з врахуванням ширини верху сталеві колони. Довжини стержнів між вузлами враховують з точністю до мм і наносять на креслення схеми (над стержнями).

1.2 Конструкції покрівель

Покрівлі виробничих будівель складаються з огорожувальних конструкцій та несучих елементів – прогонів, ферм, ліхтарів, на які опираються покрівельні елементи.

Розрізняють два типи покрівель – прогонні й безпрогонні. У першому випадку між кроквяними фермами через 1,5...3 м розміщують

прогони, на які вкладають малорозмірні покрівельні плити, листи, настили. У другому випадку на кроквяні ферми вкладають великорозмірні плити або панелі шириною 1,5...3 м і довжиною 6 або 12 м, які одночасно є огорожувальними і несучими конструкціями. Покрівля по прогонах легша, але потребує більших витрат металу, більш трудомістка в монтажі. Безпрогінна покрівля (застосування залізобетонних панелей) забезпечує менші витрати сталі, проста й індустріальна в монтажі. Але вона має суттєвий недолік — велику масу. Вибір конструкцій покрівлі здійснюють, порівнюючи їх техніко-економічні варіанти й враховуючи технологічні й економічні фактори призначення споруди.

Прогінні покрівлі. Для прогонів застосовують прокатні балки, гнуті профілі або легкі наскрізні конструкції (при кроку ферм понад 6м). Прогони вкладають на вузли верхніх поясів кроквяних ферм. Покрівлі бувають теплими (з утеплювачем) і холодними (без утеплювача). Для теплих покрівель широко застосовують сталевий профільований настил, а також малорозмірні керамзитобетонні, армоцементні й азбестоцементні плити, тришарові панелі, які складаються з двох металевих листів і утеплювача між ними. Профільований настил виготовляють з оцинкованої, рулонної сталі товщиною $t = 0,8, 0,9, 1,0$ мм, висотою профілю $H = 40, 60$ та 80 мм, шириною $B = 680, 711$ та 782 мм, довжиною до 12 м. Профільований настил укладають на прогони, розміщені через 3...4 м. Маса настилу $10...15$ кг/м².

Холодні покрівлі виконують з хвилястих азбестоцементних, сталевих або алюмінієвих листів, які вкладають на прогони з кроком 1,25...1,5 м. Маса азбестоцементних листів 20 кг/м², сталевих — $15...20$ кг/м².

Безпрогінні покрівлі. У промислових будовах широко застосовують великорозмірні залізобетонні плити різного призначення шириною 3 м і довжиною 6м та 12 м. Поздовжні ребра плит приварюють до вузлів верхнього поясу ферм не менше, як у трьох кутах. Коли застосовують плити шириною 1,5 м, доцільно в панелях верхнього поясу ставити додаткові шпренгелі, щоб зберегти вузлову передачу зусилля на ферму.

Основний недолік великорозмірних залізобетонних плит велика власна маса, що впливає на збільшення маси колон, фундаментів.

Останнім часом застосовують металеві панелі шириною 1,5 і 3 м і довжиною 6 і 12 м, що призводить до зменшення навантаження від покрівлі. Власна маса таких панелей у чотири-п'ять разів менша, ніж залізобетонних. Проте конструкція покрівлі по прогонах більш

економічна за витратами сталі. Металеві панелі мають перевагу, оскільки значна частина робіт з виготовлення покрівель здійснюється на заводах металевих конструкцій. В основі сталевих панелей – каркас, профільований настил, утеплювач, гідроізоляційний шар.

Алюмінієві панелі характеризуються малою масою, корозійною стійкістю, але через високу вартість алюмінію використовуються мало.

1.3 Визначення статичних навантажень на ферми в покритті будівлі

Ферми сприймають навантаження від конструкцій покриття. Ці навантаження складаються з постійної частини (g – власна вага конструкцій, покрівлі та ін.), і змінні навантаження (v – снігове навантаження). Змінні навантаження ще поділяються на тривалої дії і короткочасні. Експлуатаційне навантаження розраховують за характеристичними значеннями ваги прийнятих конструкцій покрівлі з урахуванням товщини і щільності кожного шару цих конструктивних елементів.

Підрахунки навантаження на 1 м^2 горизонтальних несучих елементів будівлі виконують у табличній формі.

В курсовій роботі прийняті наступні *склади покрівлі і несучих конструкцій покриття*, для яких підраховане *сумарне характеристичне навантаження на 1 м^2 покриття*:

тип 1 – гравійний захист,

- рулонний килим,
- утеплювач пінопласт ($D = 0,4 \text{ кН/м}^3$, $t = 15 \text{ см}$),
- пароізоляція,
- листи профнастилу,
- сталеві прогони,
- кроквяна ферма з в'язями.

Разом $g = 1,35 \text{ кПа}$;

тип 2 – гравійний захист,

- рулонний килим,
- утеплювач пінобетон ($D = 2,0 \text{ кН/м}^3$, $t = 25 \text{ см}$),
- пароізоляція,
- листи профнастилу,
- сталеві прогони,
- кроквяна ферма з в'язями.

Разом $g = 1,75 \text{ кПа}$;

тип 3 – 3-х шаровий рулонний килим,

- цементна стяжка ($D = 20,0 \text{ кН/м}^3$, $t = 2 \text{ см}$)

- утеплювач пінобетон ($D = 2,0 \text{ кН/м}^3, t = 25 \text{ см}$),
 - пароізоляція,
 - залізобетонні панелі покриття $3 \times 6 \text{ м}$ ($g = 1,3 \text{ кПа}$),
 - кроквяна ферма з в'язями.
- Разом $g = 2,65 \text{ кПа}$;

- тип 4* – 3-х шаровий рулонний килим,
- цементна стяжка ($D = 20,0 \text{ кН/м}^3, t = 2 \text{ см}$)
 - утеплювач пінобетон ($D = 2,0 \text{ кН/м}^3, t = 25 \text{ см}$),
 - пароізоляція,
 - залізобетонні плити покриття плоскі $t = 8 \text{ см}$ ($g = 2,0 \text{ кПа}$),
 - сталеві прогони,
 - кроквяна ферма з в'язями.
- Разом $g = 3,35 \text{ кПа}$;

- тип 5* – листи профнастилу,
- сталеві прогони,
 - кроквяна ферма з в'язями.
- Разом $g = 0,55 \text{ кПа}$.

Характеристичне значення ваги снігового покрыву на покритті будівлі залежить від кліматичного району місцевості і визначається за нормами [1]. Територія України за максимальною вагою снігового покрыву на 1 м^2 поверхні землі розбита на шість районів (мапа на рис.8.1 [1]): 1-й – 800 Па, 2-й – 1000 Па, 3-й – 1200 Па, 4-й – 1400 Па, 5-й – 1600 Па і 6-й – 1800 Па. Більш точні значення снігового навантаження для місцевостей біля великих і середніх міст України можна знайти у додатку Е норм [1] і в таблиці А.10. Експлуатаційне та розрахункове значення навантаження від снігу береться з урахуванням коефіцієнту надійності, який залежить від строку експлуатації будівлі.

Величина сумарного експлуатаційного навантаження використовується при розрахунках конструкцій по другій групі граничних станів. У курсовій роботі це перевірка жорсткості прийнятого перерізу сталевих прогонів покрівлі. Інші розрахунки конструкцій в роботі здійснюються на граничні розрахункові навантаження, які одержують при помноженні характеристичного значення навантаження на коефіцієнт надійності за навантаженням (γ_f).

В курсовій роботі прийняті опосереднені коефіцієнти надійності для постійного навантаження $\gamma_{fm} = 1,15$ і для тимчасового (снігового) навантаження $\gamma_f = 1,1$ (для нормативного строку експлуатації будівлі – 80 років).

Більшість цих навантажень рівномірно розподілені, їх підраховують спочатку на один квадратний метр, потім визначають площу навантаження, яка припадає на один вузол, і

вже після цього знаходять зосереджену силу, прикладену в кожному вузлі.

Зосереджене навантаження на вузол верхнього поясу

$$P = (g \cdot \gamma_{fm} + v \cdot \gamma_f) \cdot B \cdot \frac{d_1 + d_2}{2 \cdot \sin \alpha},$$

де d_1, d_2 – довжина панелей верхнього поясу ферми, сумісних з вузлом;

B – крок ферми;

g – експлуатаційне значення постійного навантаження від власної ваги покриття кПа;

v – експлуатаційне значення від снігового навантаження на покриття кПа;

α – кут нахилу верхнього поясу.

Від вітрового навантаження зусилля в елементах ферми найчастіше мають протилежний знак порівняно із зусиллям від власної маси покрівлі та снігу. У зв'язку з цим вітрове навантаження треба враховувати тільки тоді, коли його значення перевищує навантаження від покрівлі. Інші навантаження враховують згідно з технологічним завданням, це додаткове навантаження прикладається у вигляді зосереджених сил до вузлів ферми.

1.4 Статичний розрахунок ферми

Статичні розрахунки конструкції виконують для визначення екстремумів величин зусиль від навантаження. При цьому треба знати розрахункову схему (схему роботи) конструкції.

Статичні розрахунки конструкцій проводять за правилами і формулами будівельної механіки.

Використання ЕОМ дає змогу розраховувати практично будь-яку схему ферми. ЕОМ при заданому навантаженні визначає розрахункові зусилля у стержнях з урахуванням об'єднання навантажень, а також може підібрати перерізи стержнів. В програмному комплексі SCAD в розрахунковому модулі «Кристал» можна відносно нескладно виконати статичний розрахунок ряду ферм з стандартним набором ґраток. Для чого треба ввести наступні вихідні дані: тип ферми за окресленням поясів і схеми ґраток, прольот ферми, її висоти на опорі і у гребні, вузлові навантаження.

При відсутності ЕОМ зусилля у стержнях статично визначених ферм можна визначати аналітичним методом вирізання вузлів або гра-

фічним методом - побудовою діаграм Максвелла–Кремони, причому для кожного виду навантаження доцільно будувати окрему діаграму. У фермах з простими схемами, наприклад, з паралельними поясами, а також з невеликою кількістю стержнів простіше використати аналітичний спосіб. Будуючи діаграми Максвелла–Кремони, для позначення стержнів застосовують цифри і літери. Далі визначають аналітичним способом опорні реакції і будують многокутник сил від зовнішніх, а потім і від внутрішніх навантажень. На основі визначених зусиль від різних типів навантаження складають загальну таблицю розрахункових зусиль з урахуванням коефіцієнта поєднання для верхнього та нижнього поясів, а також елементів ґраток.

В курсовому проєкті для спрощення пропонується виконати статичні розрахунки для 3-х вузлів ферми (верхнього поясу, нижнього поясу і опорного). Для перших двох вузлів зусилля в стержнях поясів беруться за варіантами завдання у табл. А.2, а інші зусилля вираховуються з рівнянь рівноваги вузлів по горизонтальній і вертикальній осям.

1.5 Вибір матеріалів при проєктуванні конструкцій

Сталі для будівельних конструкцій розподіляються:

- за складом – на мало вуглецеві і низьколеговані (легуючи добавки – кремній, марганець, нікель, мідь, молібден, ванадій);
- за способом виготовлення – кипляча (кп), спокійна (сп), напівспокійна (пс).

Залежно від фізико-механічних властивостей сталі розподіляються за класами (С 235, С 245, С 255, С 275...С 590).

Головні фізико-механічні характеристики сталі:

- щільність $\rho = 78,5 \text{ кН/м}^3$;
- коефіцієнт лінійного розширення $\alpha = 0,12 \cdot 10^{-4} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
- модуль пружності $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;
- модуль зсуву $G = 0,79 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;
- коефіцієнт поперечної деформації (Пуассона) $\nu = 0,3$.

Основними показниками опору сталі силовим впливам є характеристичні опори R_{yn} та R_{un} встановлені відповідно за границею текучості, чи умовної границі текучості, та границею міцності (тимчасовим опором).

Розрахункові опори на розтяг, стиск та згин визначають з урахуванням впливу експлуатаційних факторів:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}; \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m},$$

де γ_m (1,025; 1,05; 1,1) – коефіцієнт надійності за матеріалом.

Розрахунковий опір сталі на зсув (зріз): $R_s = 0,58 \cdot R_y$.

Розрахунковий опір сталі на зминання: $R_p = R_u$.

В сталевих конструкціях застосовується листова і профільна прокатна сталь. Профільна сталь розділяється на сортову (круг, квадрат, штаба (смуга), кутики) і фасонну (двотаври, швелери, шпунтові та інші фасонні профілі). Також широко застосовуються сортаменти вторинних профілів: зварних, профілі яких зварені з окремих смуг або листів, і гнутих, які виробляються при холодному гнуттю сталевих смуг або листів. Найбільш дешеві це прокатні профілі. Вони безпосередньо з металургійного заводу йдуть на виготовлення металоконструкцій.

Промисловість виготовляє ряд типів профільної сталі за відповідними сортаментами:

- сталь товстолистову товщиною 4...160 мм;
- сталь тонколистову товщиною 0,5...4 мм;
- сталь широкосмугову універсальну товщиною 4...60 мм;
- профільну сталь у вигляді кутиків, швелерів, таврів, двотаврів;
- гнуті профілі товщиною 2...10 мм;
- труби з низько вуглецевої і низьколегованої сталі.

Для профільної сталі в таблицях сортаментів наведено ряд характеристик:

- площа перерізу A (см²);
- моменти інерції I_x, I_y (см⁴);
- моменти опору W_x, W_y (см³);
- радіуси інерції i_x, i_y (см);
- положення центру ваги перерізу;
- маса 1-го погонного метра профілю.

У курсовій роботі прийняті класи сталі С 235...С 275, для яких за варіантами наведені в таблиці А.1 розрахункові опори R_y . Стержні ферми проектуються з парних кутиків, складених в тавровий переріз. Кутики приєднуються один до одного електродуговим зварюванням через фасонки і прокладки з товстолистової сталі або полоси товщиною 10...16 мм.

1.6 Конструктивні розрахунки стержнів ферми

Конструктивні розрахунки стержнів ферми виконують за методом граничних станів для забезпечення несучої здатності

конструкції або придатності для подальшої експлуатації на зусилля, величини яких отримані в статичних розрахунках. Стержні нижнього поясу і частина розкосів для заданої в курсовій роботі схеми ферми розраховуються центральний розтяг, а стержні верхнього поясу, інші розкоси і стійки центральний стиск.

Розрахунок на міцність елементів із сталі з характеристичним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному розтягу слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – розрахункове зусилля центрального розтягу;

A_n – площа перерізу елемента нетто за вирахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо.

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_{\bar{\lambda}}.$$

При обчисленні коефіцієнта φ доцільно використовувати таблиці, в яких подано його значення залежно від умовної гнучкості елемента і типу кривої стійкості. Остання залежить від типу поперечного перерізу: a – для круглих і прямокутних труб; b – для двотаврів і складених симетричних перерізів; c – для швелерів, кутиків, таврів (див. табл. А.7 і А.8).

Умовна гнучкість елемента вираховується за формулою

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де l_{ef} – розрахункова довжина елемента;

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ – радіус інерції поперечного перерізу елемента;

E – модуль пружності сталі.

У дуже гнучких стиснутих елементах при наявності первісних викривлень осі і випадкових ексцентриситетів навантаження можлива передчасна втрата стійкості. Тому нормами встановлено граничні значення гнучкості λ_u (табл. А.6).

Розрахункова довжина стиснутого елемента залежить від форми поздовжнього згину при втраті стійкості і обумовлено типом кріплення кінців стержня:

$$l_{ef} = \mu \cdot l,$$

де μ – коефіцієнт розрахункової довжини за розділом 13 ДБН [2]. При розрахунках в курсовій роботі коефіцієнт розрахункової довжини приймати: для поясів $\mu = 1$, для опорних розкосів $\mu = 1$, для решти елементів ґраток (розкоси, стійки) $\mu = 0,8$ (табл. Д.4).

Коефіцієнт умов роботи стержнів береться за табл. А.3 і для елементів поясів (верхнього і нижнього), опорного розкосу, розтягнутих розкосів $\gamma_c = 1,0$. Для стиснутих розкосів і стійок $\gamma_c = 0,8$.

Для розтягнутих сталевих елементів норми проектування встановлюють вимоги з забезпечення жорсткості профілів, щоб конструкції не могли деформуватися під час транспортування (монтажу), не провисали від власної маси тощо. Граничні значення коефіцієнту гнучкості при дії статичних навантажень для більшості розтягнутих елементів $\lambda \leq 400$.

1.7 Розрахунки і конструювання вузлів зварних ферм

Осьові лінії стержнів ферми утворюють її геометричну схему. Самі стержні розміщують на геометричній схемі так, щоб центри ваги перерізу співпадали з осьовими лініями.

В зварних фермах з стержнями з кутиків прив'язку обушків до осьових ліній z беруть з таблиць сортаменту кутиків і округлюють до 5 мм.

Стержні ферм центрують у вузлах, при чому осьові лінії стержнів повинні сходитися в одній точці, інакше у вузлі виникне додатковий момент $M = N \cdot e$, який згинатиме фасонку і стержні.

Для зменшення зварних напружень у вузлах ферм стержні решітки не доводяться до поясів з відстанню між краями 40...50 см.

Товщину фасонки усіх вузлів доцільно приймати постійною залежно від розрахункового зусилля в опорному розкосі (табл. Д.5). У стержнях з двох кутиків або двох швелерів сумісна робота елементів забезпечується постановкою між ними з'єднувальних прокладок з полоси товщиною, яка дорівнює товщині основних вузлових фасонки. За довжиною стиснутих стержнів прокладки розміщують з кроком $\leq 40i_x$ (i_x – радіус інерції відносно горизонтальної осі $X-X$), а для розтягнутих елементів – з кроком $\leq 80i_x$. Прокладки виконують з шириною 60...80 мм і довжиною на 20...50 мм більше ширини кутиків.

Розраховують необхідну довжину зварних швів для кріплення стержнів до вузлових фасонки на поздовжні розрахункові зусилля, які

діють в стержнях. Кріплення поясів к фасонкам розраховується на різницю зусиль у суміжних панелях поясу. Ці шви за розрахунком частіш за все невеликі за довжиною і їх приймають безперервними по всій довжині фасонки.

Якщо стержні решітки складаються з 2-х кутиків, то на кожний кутик припадає зусилля $N_1 = 0,5N$ (де N - розрахункове зусилля в стержні).

Елементи решітки приварюють до фасонки двома способами: тільки фланговими швами з виведенням їх на торець елемента на 20 мм, або з застосуванням флангових і лобових швів. За першим способом поздовжня сила N сприймається швами пера і обушка частинами, які оборотне пропорційні відстаням від центру ваги кутика до його країв.

Довжина шву на обушку

$$l_w^{ia} = \frac{N \cdot (b - z)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^{ia} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см (або } 2 \cdot k_f^{ia}, \text{ що більше),}$$

довжина шву на пері

$$l_w^i = \frac{N \cdot z}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^i \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см (або } 2 \cdot k_f^i, \text{ що більше),}$$

де b – ширина полиці кутика;

z – відстань від центру ваги кутика до його обушка;

k_f – розмір катету шва;

β_f – коефіцієнт переходу від катета кутового шва до розрахункової ширини перерізу, який призначають залежно від типу зварювання. Для ручного зварювання $\beta_f = 0,7$;

R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів зрізу у площині наплавленого металу.

Катети зварних швів обмежуються за товщиною фасонки t :

$$k_f^{ia} \leq 1,2t ; k_f^n \leq 0,8t .$$

Конструктивно приймають катети швів не менш ніж 4 мм, а довжину не менше 40 мм. Довжина флангового шва, яка вводиться в розрахунок, повинна бути не більшою ніж $l_w \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f \approx 60 \cdot k_f$.

За довжиною швів для кріплення стержнів у вузлі визначають потрібні розміри фасонки (можна графічно за кресленнями в масштабі 1:5, 1:10, 1:15).

1.8 Забезпечення жорсткості сталевих каркаса і покриття будівлі

Жорсткість і стійкість каркасу та його окремих елементів забезпечується системою в'язей: вертикальними в'язями по колонам, які сприймають поздовжні зусилля від дії вітру на торець будівлі і сил поздовжнього гальмування кранів; горизонтальними і вертикальними в'язями по шатру будівлі, які забезпечують стійкість конструкцій покриття.

Типова схема в'язей шатрового покриття складається з горизонтальних в'язей в площині верхніх і нижніх поясів кроквяних ферм та вертикальних в'язей між фермами (рис. 4).

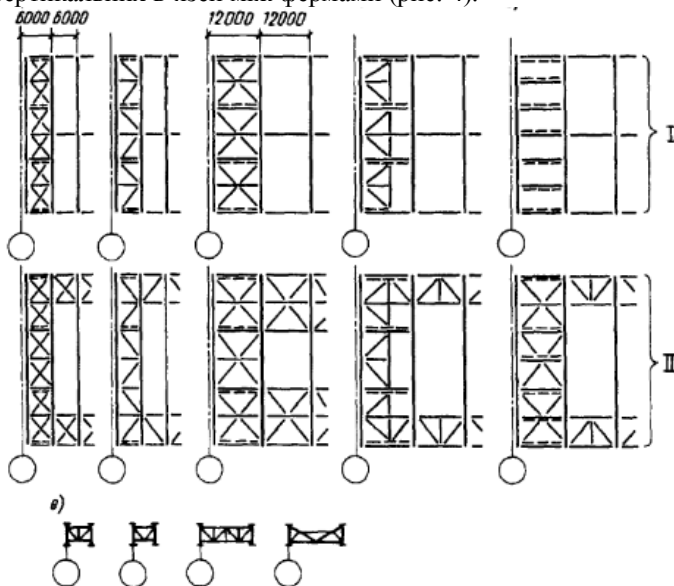


Рисунок 4 – Системи в'язей металевого покриття: I – по верхнім поясам ферм для покрівлі з прогонами; II – по нижнім поясам ферм

В'язі по верхнім поясам кроквяних ферм складаються з розпірок і розтяжок. Вертикальні в'язі розміщують: в торцях температурного відсіку будівлі між фермами на відстані 6 м одна від одної, а вздовж прольоту будівлі - в місцях розміщення поперечних в'язевих ферм по нижнім поясам кроквяних ферм.

В будівлях с загальним режимом роботи горизонтальні в'язеві ферми в площині нижніх поясів кроквяних ферм виконують в торцях температурного відсіку будівлі. При довжині температурного відсіку

понад 96 м, в межах його довжини призначаються крім того проміжні в'язеві ферми через кожні 42...60 м. Менші значення кроку в'язевих ферм призначаються для будівель, які не опалюються. Для будівель з важким режимом роботи і в будівлях з підкроквяними фермами незалежно від режиму роботи крім поперечних в'язевих ферм призначаються і поздовжні в'язеві ферми в площині нижніх поясів кроквяних ферм. Поздовжні горизонтальні в'язеві ферми розміщують в одно-, двох- та трьох прольотних будівлях тільки вздовж крайніх рядів колон, а в будівлях з кількістю прольотів більше трьох також і вздовж середніх рядів колон, щоб відстань між поздовжніми фермами не перевищувала 3-х прольотів в будівлях з загальним режимом роботи і 2-х прольотів в будівлях з важким режимом роботи.

Кріплення в'язей по верхнім поясам кроквяних ферм здійснюється на болтах М20. В'язі по нижнім поясам ферм в будівлях з загальним режимом роботи кріпляться на болтах М20, а в будівлях з важким режимом роботи за допомогою зварювання. Елементи в'язей, що розміщені в площині колон і які сприймають вітрові навантаження, кріпляться на болтах або зварюванням в залежності від величини зусиль в цих елементах.

2 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ВАРІАНТА КУРСОВОЇ РОБОТИ

Вихідні дані: проліт ферми в осях – $L = 12$ м. Крок ферм вздовж прольоту будівлі – $A = 6$ м. Висота ферми: на опорі – 2,15 м; в прольоті під гребенем даху – 3,35 м. Покрівля будівлі тепла по збірним залізобетонним плитам. Експлуатаційні навантаження від покриття: постійне – $g = 2,5$ кПа; тимчасове (снігове) – $v = 1,35$ кПа. Обпирання ферми на колони шарнірне. Ферма виготовляється з сталі класу С235 (розрахунковий опір $R_y = 230$ Н/мм²). Коефіцієнти умов роботи конструкції: стиснуті основні елементи (крім опорних) решітки (розкоси, стійки) – $\gamma_n = 0,8$; елементи поясів, опорні розкоси, розтягнуті розкоси – $\gamma_n = 1,0$.

2.1 Компонівка ферми з визначенням геометричних параметрів ґраток ферми і вузлового навантаження

Геометрична і розрахункова схеми ферми сполучені і наведені на рисунку 5. Номера стержнів ферми у кружках. Розміри стержнів (міжцентрові відстані між вузлами) підраховані в мм.

Визначимо кут похилу даху:

$$\operatorname{tg} \alpha_3 = \frac{3350 - 2150}{5800 + 6000} = 0,102, \text{ похил покрівлі} - 10,2\%, \alpha_3 = 5,81^\circ,$$

$$\sin \alpha_3 = 0,101, \cos \alpha_3 = 0,995.$$

Далі виконуємо розрахунки геометричних розмірів стержнів ферми (стержнів верхнього поясу, розкосів, стійок) з точністю до мм і наносимо ці розміри на схему ферми.

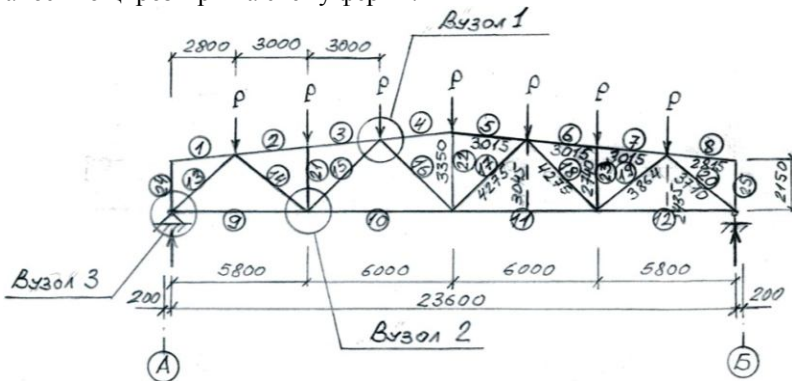


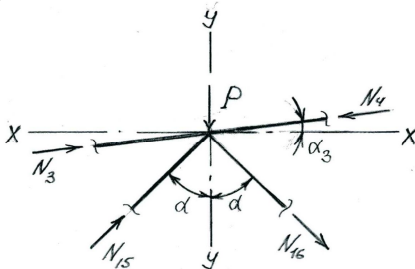
Рисунок 5 – Геометрична і статична схема ферми

Вузлове навантаження

$$P = \frac{1}{\sin \alpha_3} (g \cdot \gamma_{fm} + v \cdot \gamma_f) \cdot B \cdot d = \frac{1}{0,995} (2,5 \cdot 1,15 + 1,35 \cdot 1,1) \cdot 6 \cdot 3 = 78,8 \text{ кН}$$

2.2 Статичні розрахунки ферми

Вузол 1.



Визначимо кут нахилу розкосів до нормалі:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3000}{3045} = 0,984, \alpha = 44,5^\circ, \sin \alpha = 0,701, \cos \alpha = 0,713.$$

Відомі зусилля в стержнях верхнього поясу (стиск):

$$N_3 = -507,9 \text{ кН}, \quad N_4 = -555,9 \text{ кН}.$$

За умовами рівноваги зусиль у вузлі напишемо рівняння

$$\sum X = N_3 \cdot \cos \alpha_3 - N_4 \cdot \cos \alpha_3 + N_{15} \cdot \sin \alpha + N_{16} \cdot \sin \alpha = 0,$$

$$\sum Y = -P + N_3 \cdot \sin \alpha_3 - N_4 \cdot \sin \alpha_3 + N_{15} \cdot \cos \alpha - N_{16} \cdot \cos \alpha = 0.$$

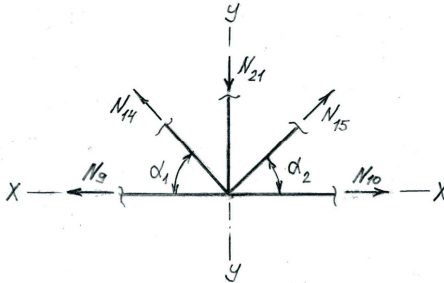
$$N_{15} = \frac{1}{\cos \alpha} [P + (N_4 - N_3) \cdot \sin \alpha_3 + N_{16} \cdot \cos \alpha] =$$

$$= \frac{1}{0,713} [78,8 + (555,9 - 507,9) \cdot 0,101 + N_{16} \cdot 0,713] = 116,8 + N_{16}.$$

$$(N_4 - N_3) \cdot \cos \alpha_3 + (116,8 + N_{16}) \cdot \sin \alpha + N_{16} \cdot \sin \alpha = 0,$$

$$N_{16} = -\frac{34,2}{1,402} = -24,3 \text{ кН (стиск)}, \quad N_{15} = 116,9 + (-24,3) = 92,6 \text{ кН (стиск)}.$$

Вузол 2.



Визначимо кути нахилу розкосів до горизонталі:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{2435}{3000} = 0,816, \quad \alpha_1 = 39,2^\circ, \quad \sin \alpha_1 = 0,632, \quad \cos \alpha_1 = 0,775.$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{3045}{3000} = 1,016, \quad \alpha_2 = 45,5^\circ, \quad \sin \alpha_2 = 0,713, \quad \cos \alpha_2 = 0,701.$$

Відомі зусилля в стержнях нижнього поясу (розтяг) і стояку:

$$N_9 = 330,8 \text{ кН}, \quad N_{10} = 569,4 \text{ кН}, \quad N_{21} = P = -78,8 \text{ кН (стиск)}.$$

За умовами рівноваги зусиль у вузлі напишемо рівняння

$$\sum X = (N_{10} - N_9) - N_{14} \cdot \cos \alpha_1 + N_{15} \cdot \cos \alpha_2 =$$

$$= (569,4 - 330,8) - 0,775 \cdot N_{14} + 0,701 \cdot N_{15} = 0$$

$$N_{14} = \frac{1}{0,775} (238,6 + 0,701 \cdot N_{15}) = 307,9 + 0,905 \cdot N_{15}$$

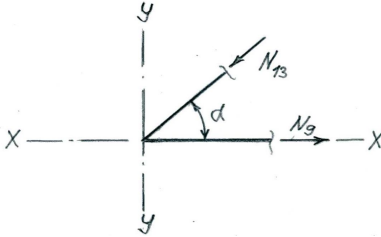
$$\sum Y = N_{21} + N_{14} \cdot \sin \alpha_1 + N_{15} \cdot \sin \alpha_2 =$$

$$= -78,8 + (307,9 + 0,905 \cdot N_{15}) \cdot 0,632 + 0,713 \cdot N_{15} = 116,1 + 1,285 \cdot N_{15} = 0$$

$$N_{15} = -90,4 \text{ кН (стиск)},$$

$$N_{14} = 307,9 + 0,905 \cdot (-90,4) = 226,1 \text{ кН (розтяг)}.$$

Вузол 3.



Визначимо кут нахилу розкосу до горизонталі:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2435}{2800} = 0,874, \quad \alpha = 41,2^\circ, \quad \sin \alpha = 0,658, \quad \cos \alpha = 0,753.$$

Відома опорна реакція у вузлі: $R = 274,8 \text{ кН}$.

За умовами рівноваги зусиль у вузлі напишемо рівняння

$$\sum Y = -N_{13} \cdot \sin \alpha + R = -N_{13} \cdot 0,658 + 274,8 = 0,$$

$$N_{13} = 417,6 \text{ кН (стиск)}.$$

2.3 Конструктивні розрахунки ферми

Вузол 1.

Підбір перерізу верхнього пояса.

Максимальне стискаюче зусилля у верхньому поясі для вузла 1

$$N_4 = 555,9 \text{ кН}.$$

Проектуємо стержні верхнього пояса з 2-х рівнобічних кутиків, що приєднуються один до одного електродуговим зварюванням через фасонку з листа, товщина якого $\delta = 12 \text{ мм}$ прийнята за таблицею А.5 в залежності від зусилля в опорному розкосі вузла 3.

Розрахункові довжини стержня $l_x = l_y = 301,5 \text{ см}$ (за табл. А.4).

Сталь класу С235 (розрахунковий опір $R_y = 230 \text{ Н/мм}^2$).

Коефіцієнт умов роботи елемента конструкції $\gamma_n = 1,0$ (за табл. А.3).

Задамося гнучкістю стержня $\lambda = 90 < \lambda_u$. Тоді умовна гнучкість елемента

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,0.$$

За таблицею А.8 для типу кривій стійкості c (за табл. А.7) коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,562$.

Потрібна площа перерізу 1-го кутика

$$\dot{A} = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{555900}{2 \cdot 0,562 \cdot 230 \cdot 1,0} = 2150 \text{ мм}^2 = 21,5 \text{ см}^2.$$

За сортаментом (табл. А.10) приймаємо кутики 125x9 мм і випишемо для складеного перерізу геометричні характеристики:

- площа перерізу $\dot{A} = 22,0 \text{ см}^2$;
- радіуси інерції відносно осей $i_x = 3,85 \text{ см}$, $i_\delta = 5,56 \text{ см}$;
- відстань від центру ваги кутика до його обухка $z = 3,4 \text{ см}$.

Розрахункова гнучкість стержня $\lambda = \frac{l_\delta}{i_x} = \frac{301,5}{3,85} = 78,3$.

Умовна гнучкість елемента $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 78,3 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,6$.

За таблицею А.8 для типу кривій стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,635$.

Напруження стиску в перерізі

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A} = \frac{555900}{0,635 \cdot 2 \cdot 2200} = 199,0 \leq R_y \cdot \gamma_{\bar{n}} = 230 \cdot 1,0 = 230 \text{ Н/мм}^2.$$

Коефіцієнт

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot \dot{A} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{555900}{0,635 \cdot 2 \cdot 2200 \cdot 230 \cdot 1} = 0,87 > 0,5.$$

Граничне значення гнучкості за табл. А.6

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,87 = 128 > \lambda = 78,3.$$

Стійкість стержня верхнього поясу забезпечена.

Підбір перерізу розкоси «15».

Стискаюче зусилля у розкосі «15» $N_{15} = 92,6 \text{ кН}$.

Розрахункові довжини стержня (табл. А.4):

$$l_x = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 427,7 = 342,2 \text{ см}, \quad l_y = l = 427,4 \text{ см}.$$

Коефіцієнт умов роботи елемента конструкції (табл. А.3) $\gamma_{\bar{n}} = 0,8$.

У першому наближенні задамося гнучкістю стержня $\lambda = 150 < \lambda_u$. Тоді умовна гнучкість елемента

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 150 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,0.$$

За таблицею А.8 для типу кривій стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,289$.

Потрібна площа перерізу 1-го кутика

$$A = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{92600}{2 \cdot 0,289 \cdot 230 \cdot 0,8} = 870 \text{ мм}^2 = 8,7 \text{ см}^2.$$

Величина стискаючого зусилля невелика і кутики можуть підбиратися за параметрами гнучкості. Потрібні мінімальні радіуси інерції перерізу: $i_x = \frac{l_x}{\lambda} = \frac{342,2}{150} = 2,28 \text{ см}$, $i_y = \frac{l_y}{\lambda} = \frac{427,4}{150} = 2,85 \text{ см}$.

З урахуванням потрібних величин розрахункових параметрів за сортаментом приймаємо рівнобоки кутики 80x6 мм і випишемо для складеного перерізу геометричні характеристики:

– площа перерізу $A = 9,38 \text{ см}^2$;

– радіуси інерції відносно осей $i_x = 2,47 \text{ см}$, $i_{\bar{o}} = 3,72 \text{ см}$.

– відстань від центру ваги кутика до його обушка $z = 2,19 \text{ см}$.

Виконаємо перевірки вірності прийнятого номеру кутика.

Розрахункові гнучкості стержня:

$$\lambda_{\bar{o}} = \frac{l_{\bar{o}}}{i_x} = \frac{342,2}{2,47} = 138,5, \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{427,7}{3,75} = 114,1.$$

Максимальна умовна гнучкість елемента

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\bar{o}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 138,5 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 4,6.$$

За таблицею А.8 для типу кривій стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,328$.

Напруження стиску в перерізі

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A} = \frac{92600}{0,328 \cdot 2 \cdot 938} = 150,5 \leq R_y \cdot \gamma_{\bar{n}} = 230 \cdot 0,8 = 184 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\text{Коефіцієнт} \quad \alpha = \frac{\sigma}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{150,5}{184} = 0,82 > 0,5.$$

Граничне значення гнучкості за табл. А.6

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0,82 = 160,8 > \lambda = 138,5.$$

Стійкість стержня розкосу забезпечена.

Підбір перерізу розкосу «16».

Стискаюче зусилля у розкосі «16» $N_{16} = 24,3 \text{ кН}$.

Розрахункові довжини стержня:

$$l_x = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 427,7 = 342,2 \text{ см}, \quad l_y = l = 427,4 \text{ см}.$$

Величина стискаючого зусилля невелика і кутики можуть підбиратися за параметрами гнучкості. Потрібні мінімальні радіуси

$$\text{інерції перерізу: } i_x = \frac{l_x}{\lambda} = \frac{342,2}{150} = 2,28 \text{ см}, \quad i_y = \frac{l_y}{\lambda} = \frac{427,4}{150} = 2,85 \text{ см}.$$

Приймаємо кутики 70x5 мм і випишемо для складеного перерізу геометричні характеристики:

– площа перерізу $A = 6,86 \text{ см}^2$;

– радіуси інерції відносно осей $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_o = 3,3 \text{ см}$.

– відстань від центру ваги кутика до його обушка $z = 1,90 \text{ см}$.

Виконаємо перевірки вірності прийнятого номеру кутика.

Розрахункові гнучкості стержня:

$$\lambda_{\delta} = \frac{l_{\delta}}{i_x} = \frac{342,2}{2,16} = 158,4, \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{427,7}{3,3} = 129,5.$$

Максимальна умовна гнучкість елемента

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\delta} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 158,4 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 5,3.$$

За таблицею Д.8 для типу кривій стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,263$.

Напруження стиску в перерізі

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A} = \frac{24300}{0,263 \cdot 2 \cdot 686} = 67,3 \leq R_y \cdot \gamma_n = 230 \cdot 0,8 = 184 \text{ Н/мм}^2.$$

Коефіцієнт $\alpha = \frac{\sigma}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{67,3}{184} = 0,37 < 0,5$, приймаємо $\alpha = 0,5$.

Граничне значення гнучкості за табл. А.6

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0,5 = 180 > \lambda = 158,4.$$

Стійкість стержня розкосу забезпечена.

Вузол 2.

Підбір перерізу нижнього пояса.

Виконаємо розрахунки міцності для обох стержнів які сходяться у вузлі.

Стержень «10». Зусилля розтягу у стержні «10» $N_{10} = 569,4$ кН.

Розрахункові довжини стержня $l_x = l = 600$ см,
 $l_y = 2l = 1200$ см.

Потрібні мінімальні геометричні характеристики перерізу 1-го кутика:

$$\dot{A} = \frac{N_{10}}{2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{569400}{2 \cdot 230 \cdot 1,0} = 1238 \text{ мм}^2 = 12,38 \text{ см}^2,$$

$$i_x = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{600}{400} = 1,5 \text{ см}, \quad i_y = \frac{l_y}{\lambda_u} = \frac{1200}{400} = 3,0 \text{ см}.$$

За сортаментом приймаємо рівнобікі кутики 100x7 мм і випишемо для складеного перерізу геометричні характеристики:

- площа перерізу $\dot{A} = 13,8 \text{ см}^2$;
- радіуси інерції відносно осей $i_x = 3,08$ см, $i_o = 4,52$ см;
- відстань від центру ваги кутика до його обушка $z = 2,71$ см.

Стержень «9». Зусилля розтягу у стержні «9» $N_9 = 330,8$ кН.

Розрахункові довжини стержня (за табл. А.4) $l_x = l = 600$ см,
 $l_y = 2l = 1200$ см. Коефіцієнт умов роботи елемента конструкції $\gamma_{\bar{n}} = 1,0$.

Потрібні геометричні характеристики перерізу 1-го кутика:

$$\dot{A} = \frac{N_9}{2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{330800}{2 \cdot 230 \cdot 1,0} = 719 \text{ мм}^2 = 7,19 \text{ см}^2,$$

$$i_x = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{600}{400} = 1,5 \text{ см}, \quad i_y = \frac{l_y}{\lambda_u} = \frac{1200}{400} = 3,0 \text{ см}.$$

За сортаментом приймаємо кутики 75x5 мм і випишемо для складеного перерізу геометричні характеристики:

- площа перерізу $\dot{A} = 7,39 \text{ см}^2$;
- радіуси інерції відносно осей $i_x = 2,31$ см, $i_o = 3,49$ см;
- відстань від центру ваги кутика до його обушка $z = 2,02$ см.

Підбір перерізу розкоса «14».

Зусилля розтягу у стержні «14» $N_{14} = 226,1$ кН.

Розрахункові довжини стержня $l_x = 0,8l = 0,8 \cdot 387,1 = 309,7$ см,
 $l_y = l = 387,1$ см.

Коефіцієнт умов роботи елемента конструкції $\gamma_{\bar{n}} = 1,0$.

Потрібна площа перерізу 1-го кутика:

$$A = \frac{N_{14}}{2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{226100}{2 \cdot 230 \cdot 1,0} = 492 \text{ мм}^2 = 4,92 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо переріз з 2-х рівнобоких кутиків 63x5 мм і випишемо для складеного перерізу геометричні характеристики:

- площа перерізу 1-го кутика $A = 6,13 \text{ см}^2$;
- радіуси інерції відносно осей $i_x = 1,94 \text{ см}$, $i_o = 3,04 \text{ см}$;
- відстань від центру ваги кутика до його обушка $z = 1,74 \text{ см}$.

Перевіримо гнучкість прийнятого перерізу розкоса

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{309,7}{1,94} = 159,6 < \lambda_u = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{381,7}{3,04} = 125,6 < \lambda_u = 400.$$

Міцність і стійкість прийнятого перерізу достатні.

Підбір перерізу розкоса «15» виконано при розрахунку вузла 1.

Підбір перерізу стійки «21».

Стискаюче зусилля у стійки «21» $N_{21} = D = 78,8 \text{ кН}$.

Розрахункові довжини стержня:

$$l_x = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 274,8 = 219,8 \text{ см}, \quad l_y = l = 274,8 \text{ см}.$$

Величина стискаючого зусилля невелика і кутики можуть підбиратися за параметрами гнучкості. Прийнята гранична гнучкість $\lambda_u = 150$. Потрібні мінімальні радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{219,8}{150} = 1,47 \text{ см}, \quad i_y = \frac{l_y}{\lambda_u} = \frac{274,8}{150} = 1,83 \text{ см}.$$

Приймаємо переріз з 2-х рівнобоких кутиків 50x5 мм і випишемо для складеного перерізу геометричні характеристики:

- площа перерізу кутика $A = 6,13 \text{ см}^2$;
- радіуси інерції відносно осей $i_x = 1,94 \text{ см}$, $i_o = 3,04 \text{ см}$.
- відстань від центру ваги кутика до його обушка $z = 1,74 \text{ см}$.

Виконаємо перевірки вірності прийнятого номеру кутика.

Розрахункові гнучкості стержня:

$$\lambda_o = \frac{l_o}{i_x} = \frac{219,8}{1,94} = 112,7, \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{274,8}{3,04} = 90,4.$$

Максимальна умовна гнучкість елемента

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\delta} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 112,7 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,8.$$

За таблицею А.8 для типу кривій стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,43$.

Напруження стиску в перерізі

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A} = \frac{78800}{0,43 \cdot 2 \cdot 613} = 148,9 = R_y \cdot \gamma_{\bar{n}} = 230 \cdot 0,8 = 184 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\text{Коефіцієнт } \alpha = \frac{\sigma}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{148,9}{184} = 0,8 > 0,5.$$

Граничне значення гнучкості за табл. А.6

$$\lambda_u = 210 - 60\alpha = 210 - 60 \cdot 0,8 = 162 > \lambda = 112,7.$$

Стійкість стержня стійки забезпечена.

Вузол 3.

Підбір перерізу опорного розкоса «13».

Стискаюче зусилля у розкосі $N_{13} = 417,6 \text{ кН}$.

Проектуємо стержень опорного розкосу з 2-х нерівнобоких кутиків, що приєднуються один до одного більшими полицями за допомогою електродугового зварювання через фасонку з листа товщиною $\delta = 12 \text{ мм}$.

Розрахункові довжини стержня $l_x = l_y = l = 371,9 \text{ см}$. Коефіцієнт умов роботи елемента конструкції $\gamma_{\bar{n}} = 1,0$.

Задамося гнучкістю стержня $\lambda = 90 < \lambda_u$. Тоді умовна гнучкість елемента

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,0.$$

За таблицею А.8 для типу кривій стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,562$.

Потрібна площа перерізу 1-го кутика

$$A = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{417600}{2 \cdot 0,562 \cdot 230 \cdot 1,0} = 1615 \text{ мм}^2 = 16,15 \text{ см}^2.$$

За сортаментом (табл. А.11) приймаємо нерівнобокі кутики 140x90x10 мм і випишемо для складеного перерізу геометричні характеристики:

– площа перерізу $A = 22,2 \text{ см}^2$;

- радіуси інерції відносно осей $i_x = 4,47$ см, $i_o = 3,74$ см;
- відстань від центру ваги кутика до його обушка вздовж більшої полиці $z = 4,58$ см.

Виконаємо перевірки вірності прийнятого номеру кутика.
Максимальна розрахункова гнучкість стержня

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{371,9}{3,74} = 99,4 .$$

$$\text{Умовна гнучкість елемента } \bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 99,4 \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,3 .$$

За таблицею А.8 для типу кривій стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,512$.

Напруження стиску в перерізі

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A} = \frac{417600}{0,512 \cdot 2 \cdot 2220} = 183,7 \leq R_y \cdot \gamma_n = 230 \cdot 1,0 = 230 \text{ Н/мм}^2 .$$

$$\text{Коефіцієнт } \alpha = \frac{\sigma}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{183,7}{230} = 0,8 > 0,5 .$$

Граничне значення гнучкості за табл. Д.6

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,8 = 132 > \lambda = 99,4 .$$

Стійкість стержня опорного розкосу забезпечена.

Підбір перерізу стержня нижнього поясу «9» виконано при розрахунку вузла 2.

2.4 Розрахунки довжини зварних швів прикріплення стержнів і розмірів фасонки у вузлах ферми

Вузол 1.

Розкіс «15».

Зусилля у розкосі $N_{15} = 93,6$ кН . Переріз стержня з 2-х рівнобоких кутиків 80x6 мм ($z = 2,19$ см).

Прикріплення розкосу до вузлової фасонки з листа товщиною $\delta = 12$ мм за допомогою зварного з'єднання з фланговими кутовими швами.

Катети швів прикріплення стержня до вузлової фасонки на обушку і на пері кутика:

$$k_f^{ia} \leq 1,2t = 1,2 \cdot 6 = 7,2 \text{ мм}; k_f^n \leq 0,8t = 0,8 \cdot 6 = 4,8 \text{ мм} .$$

Приймаємо катети швів з градацією в 2 мм: $k_f^{i\dot{a}} = 6$ мм;

$$k_f^i = 4 \text{ мм.}$$

Довжина шва на обушку

$$l_w^{i\dot{a}} = \frac{N \cdot (b - z)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^{i\dot{a}} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 2 \cdot k_f^{i\dot{a}} =$$

$$= \frac{93600 \cdot (80 - 21,9)}{2 \cdot 80 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 180 \cdot 1} + 2 \cdot 6 = 57 \text{ мм;}$$

довжина шва на пері

$$l_w^i = \frac{N \cdot z}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^i \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 = \frac{93600 \cdot 21,9}{2 \cdot 80 \cdot 0,7 \cdot 4 \cdot 180 \cdot 1} + 10 = 35,4 \text{ мм.}$$

Конструктивно приймаємо $l_w^{i\dot{a}} = 60$ мм і $l_w^i = 40$ мм.

Для розкосу «16», де розрахункове зусилля невелике, параметри зварних швів приймемо за конструктивними вимогами такими, як і для розкосу «15».

Виконавши креслення вузла 1 з урахуванням потрібної довжини зварних швів отримуємо розмір фасонки – 450x280x12 мм (рис. 6).

По фактичним розмірам фасонки розрахуємо параметри швів прикріплення верхнього поясу.

Рівнодіюче зусилля у поясі від вузлового навантаження і різниці зусиль суміжних панелей

$$N = \sqrt{(N_4 - N_3)^2 + P^2} = \sqrt{(555,9 - 507,9)^2 + 78,8^2} = 92,0 \text{ кН.}$$

Переріз стержня з 2-х рівнобоких кутиків 125x9 мм ($z = 3,4$ см).

Загальна довжина швів на обушку кутика приймається за довжиною фасонки за вирахуванням вирізу для обпирання прогону або ребер залізобетонних плит і непроварів для 2-х ділянок шву

$$l_w^{i\dot{a}} = l_{\dot{a}\ddot{a}\ddot{n}} - 200 - 2 \cdot 10 = 450 - 200 - 2 \cdot 10 = 230 \text{ мм.}$$

Довжину шва на пері кутика беремо за довжиною фасонки за вирахуванням довжини не провару

$$l_w^i = 450 - 10 = 440 \text{ мм} > 60 \cdot k_f = 60 \cdot 4 = 240 \text{ мм.}$$

Для пера беремо менше значення розрахункової довжини шва за мінімальним катетом 4 мм.

Потрібні катети зварних швів

$$k_f^{i\dot{a}} = \frac{N \cdot (b - z)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot l_w^{i\dot{a}} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{92000 \cdot (125 - 34)}{2 \cdot 125 \cdot 0,7 \cdot 230 \cdot 180 \cdot 1} = 1,2 \text{ мм;}$$

$$k_f^i = \frac{N \cdot z}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot l_w^i \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{92000 \cdot 34}{2 \cdot 125 \cdot 0,7 \cdot 240 \cdot 180 \cdot 1} = 0,41 \text{ мм.}$$

Конструктивно приймаємо мінімальні катети швів 4 мм.

Вузол 2.

Прикріплення розкоси «15» розраховано у вузлі 1.

Розкіс «14».

Зусилля у розкосі $N_{14} = 226,1 \text{ кН}$. Переріз стержня з 2-х рівнобоких кутиків 63x5 мм ($z = 1,74 \text{ см}$).

Катети швів прикріплення стержня до вузлової фасонки на обушку і на пері кутика:

$$k_f^{ia} \leq 1,2t = 1,2 \cdot 5 = 6,0 \text{ мм}; k_f^n \leq 0,8t = 0,8 \cdot 5 = 4,0 \text{ мм.}$$

Довжина шва на обушку

$$l_w^{ia} = \frac{N \cdot (b - z)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^{ia} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 2 \cdot k_f^{ia} =$$

$$= \frac{226100 \cdot (63 - 1,74)}{2 \cdot 63 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 180 \cdot 1} + 2 \cdot 6 = 120 \text{ мм};$$

довжина шва на пері

$$l_w^i = \frac{N \cdot z}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^i \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 = \frac{226100 \cdot 1,74}{2 \cdot 63 \cdot 0,7 \cdot 4 \cdot 180 \cdot 1} + 10 = 72 \text{ мм.}$$

Конструктивно приймаємо $l_w^{ia} = 120 \text{ мм}$ і $l_w^i = 80 \text{ мм}$.

Стійка «21».

Зусилля у стійкі $N_{21} = 78,8 \text{ кН}$. Переріз стержня з 2-х рівнобоких кутиків 50x5 мм ($z = 1,42 \text{ см}$).

Приймаємо катети швів: $k_f^{ia} = 6 \text{ мм}$; $k_f^i = 4 \text{ мм}$.

Довжина шва на обушку

$$l_w^{ia} = \frac{N \cdot (b - z)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^{ia} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 2 \cdot k_f^{ia} =$$

$$= \frac{78800 \cdot (50 - 1,42)}{2 \cdot 50 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 180 \cdot 1} + 2 \cdot 6 = 50 \text{ мм};$$

довжина шва на пері

$$l_w^i = \frac{N \cdot z}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^i \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 = \frac{78800 \cdot 1,42}{2 \cdot 50 \cdot 0,7 \cdot 4 \cdot 180 \cdot 1} + 10 = 32 \approx 40 \text{ мм.}$$

Стержень нижнього поясу «10».

Зусилля у стержні $N_{10} = 569,4$ кН . Переріз стержня з 2-х рівнобоких кутиків 100×7 мм ($z = 2,71$ см).

Катети швів прикріплення стержня до вузлової фасонки на обушку і на пері кутика:

$$k_f^{ia} \leq 1,2t = 1,2 \cdot 7 = 8,4 \text{ мм}; k_f^n \leq 0,8t = 0,8 \cdot 7 = 5,6 \text{ мм}.$$

Приймаємо катети швів як і для стержня «1»: $k_f^{ia} = 8$ мм;
 $k_f^i = 4$ мм.

Довжина шва на обушку

$$l_w^{ia} = \frac{N \cdot (b - z)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^{ia} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 2 \cdot k_f^{ia} =$$
$$= \frac{569400 \cdot (100 - 27,1)}{2 \cdot 100 \cdot 0,7 \cdot 8 \cdot 180 \cdot 1} + 2 \cdot 8 = 222 \approx 230 \text{ мм};$$

довжина шва на пері

$$l_w^i = \frac{N \cdot z}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^i \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 = \frac{569400 \cdot 27,1}{2 \cdot 100 \cdot 0,7 \cdot 4 \cdot 180 \cdot 1} + 10 \approx 150 \text{ мм}.$$

Стержень нижнього поясу «9».

Зусилля у стержні $N_9 = 330,8$ кН . Переріз стержня з 2-х рівнобоких кутиків 75×5 мм ($z = 2,02$ см).

Катети швів прикріплення стержня до вузлової фасонки на обушку і на пері кутика:

$$k_f^{ia} \leq 1,2t = 1,2 \cdot 5 = 6,0 \text{ мм}; k_f^n \leq 0,8t = 0,8 \cdot 5 = 4,0 \text{ мм}.$$

Приймаємо катети швів: $k_f^{ia} = 6$ мм; $k_f^i = 4$ мм.

Довжина шва на обушку

$$l_w^{ia} = \frac{N \cdot (b - z)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^{ia} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 2 \cdot k_f^{ia} =$$
$$= \frac{330800 \cdot (75 - 20,2)}{2 \cdot 75 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 180 \cdot 1} + 2 \cdot 6 = 172 \approx 180 \text{ мм};$$

довжина шва на пері

$$l_w^i = \frac{N \cdot z}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^i \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 = \frac{330800 \cdot 21,9}{2 \cdot 80 \cdot 0,7 \cdot 4 \cdot 180 \cdot 1} + 10 = 100 \text{ мм}.$$

При виконанні креслення вузла 2 спершу призначаються розміри фасонки за довжинами зварних швів розкосів і стійки.

Стержень нижнього поясу «10» з більшою висотою перерізу заводиться за вісь вузла (вліво) не менш ніж на дві ширини полиці кутика ($2 \times 100 = 200$ мм) і приварюється до фасонки. Відстані від центру ваги кутиків до обушків в стержнях «9» і «10» усереднюються між собою (в прикладі 25 мм). Моменти від зміщення осей поясів при зміні їх перерізу по довжині допускається не враховувати, якщо це зміщення не перевищує 5% від висоти елемента пояса меншого перерізу. Між торцями кутиків нижнього поясу виконується розрив в 50 мм і далі до фасонки приварюється стержень «9» з розрахунковою довжиною зварних швів (рис. 7).

Вузол 3.

Довжина прикріплення стержня нижнього поясу «9» розраховано у вузлі 2.

Розкіс «13».

Зусилля у розкосі $N_{13} = 417,6$ кН. Переріз стержня з 2-х нерівнобоких кутиків $140 \times 90 \times 10$ мм. Кутики з'єднані більшими полицями ($z = 4,58$ см).

Катети швів прикріплення стержня до вузлової фасонки на обушку і на пері кутика:

$$k_f^{ia} \leq 1,2t = 1,2 \cdot 10 = 12,0 \text{ мм}; \quad k_f^n \leq 0,8t = 0,8 \cdot 10 = 8,0 \text{ мм}.$$

Приймаємо катети швів з градацією в 2 мм: $k_f^{ia} = 8$ мм;

$$k_f^i = 6 \text{ мм}.$$

Довжина шва на обушку

$$l_w^{ia} = \frac{N \cdot (b - z)}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^{ia} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 2 \cdot k_f^{ia} =$$

$$= \frac{417600 \cdot (140 - 45,8)}{2 \cdot 140 \cdot 0,7 \cdot 8 \cdot 180 \cdot 1} + 2 \cdot 8 = 156 \text{ мм};$$

довжина шва на пері

$$l_w^i = \frac{N \cdot z}{2 \cdot b \cdot \beta_f \cdot k_f^i \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 2 \cdot k_f^i = \frac{417600 \cdot 45,8}{2 \cdot 140 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 180 \cdot 1} + 2 \cdot 6 = 112 \text{ мм}$$

Конструктивно приймаємо $l_w^{ia} = 160$ мм і $l_w^i = 120$ мм.

Вузол «3»

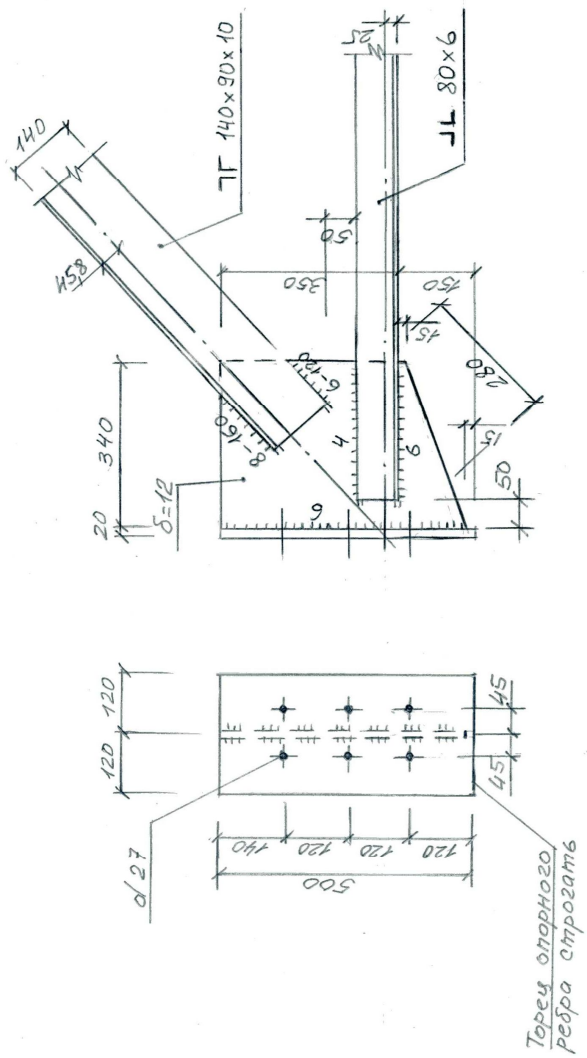


Рисунок 8 – Конструктивне креслення опорного вузла ферми

Шви прикріплення опорного ребра до фасонки у вузлі 3 розраховують на збільшену опорну реакцію з коефіцієнтом 1,2, що компенсує ексцентриситет прикладення опорної реакції відносно швів:

$$l_w = \frac{1,2 \cdot R}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 2 \cdot k_f = \frac{1,2 \cdot 274800}{2 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 180 \cdot 1} + 2 \cdot 6 = 230 \text{ мм.}$$

Виконавши креслення вузла 3 з урахуванням потрібної довжини зварних швів отримуємо розмір фасонки – 485x340x12 мм (рис. 8).

Товщина опорного ребра для забезпечення жорсткості вузлового сполучення повинна бути не менша ніж 20 мм. Торець опорного ребра виконують струганим і через нього передається опорна реакція ферми на опорний столик. Болти прикріплення опорного ребра до колони конструктивно приймаємо М20 – 6 шт. Якщо на ферму діє рамне зусилля розтягу (жорстке обпирання ферми на колону), то ці болти можуть розраховуватися на розтяг.

2. 5 Розрахунки в'язей

В'язі горизонтальні проектуємо хрестового типу з одиничних кутиків, коли обидва стержні не перериваються (рис. 9).

Гранична гнучкість розтягнутих стержнів $\lambda_u = 400$. Переріз підбираємо за граничною гнучкістю.

$$\text{Потрібний радіус інерції стержня } i_x = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{424}{400} = 1,06 \text{ см,}$$

де $l_x = 0,5l_1 = 0,5\sqrt{6^2 + 6^2} = 4,24 \text{ м}$ – розрахункова довжина розтягнутого стержня в площині розміщення в'язей, як для перехрещених стержнів; l_1 – геометрична довжина стержня.

За сортаментом підбираємо мінімально допустимий кутик 50x5 мм, для якого радіус інерції відносно вісі, паралельній полиці $i_x = 1,53 \text{ см}$.

При підборі стержнів з площини горизонтальних в'язей $l_\delta = 0,7l_1 = 0,7\sqrt{6^2 + 6^2} = 5,95 \text{ см}$ і $i_\delta = \frac{l_\delta}{\lambda_u} = \frac{595}{400} = 1,49 \text{ см} \leq i_x = 1,53 \text{ см}$.

При підбиранні вертикальних в'язей в перетині по гребню даху визначимо:

переріз розпорок для стиснутих елементів у площині в'язей
 $l_1 = 0,5l = 0,5 \cdot 600 = 300 \text{ см}$, $l_x = 0,8l_1 = 0,8 \cdot 300 = 240 \text{ см}$,

$$i_x = \frac{l_x}{\lambda_{cr}} = \frac{240}{200} = 1,2 \text{ см}; \text{ те ж з площини в'язей } l_{\delta} = l = 600 \text{ см} \quad \text{і}$$

$$i_{\delta} = \frac{l_{\delta}}{\lambda_{cr}} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см. Приймаємо кутики } 70 \times 5 \text{ мм з геометричними}$$

характеристиками для складеного перерізу: радіуси інерції відносно осей $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_{\delta} = 3,16 \text{ см}$;

розкоси, як розтягнуті елементи у площині в'язей

$$l_x = l = \sqrt{3,35^2 + 3^2} = 4,50 \text{ м}, \quad i_x = \frac{l_x}{\lambda_{cr}} = \frac{450}{400} = 1,13; \text{ те ж, як стиснутих}$$

елементів $i_{\delta} = \frac{l_{\delta}}{\lambda_{cr}} = \frac{450}{200} = 2,25 \text{ см}$. Приймаємо кутики $75 \times 5 \text{ мм}$ з радіусом інерції $i_x = 2,31 \text{ см}$.

Вертикальні в'язі проектуємо з парних кутиків $70 \times 5 \text{ мм}$ і $75 \times 5 \text{ мм}$ з фасонками і прокладками товщиною 10 мм .

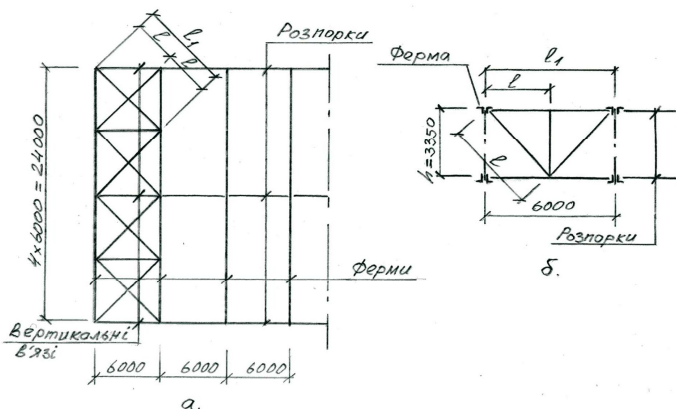


Рисунок 9 – Схеми для визначення розрахункових довжин елементів: а – горизонтальних в'язів; б – вертикальної в'язі

ЗАВДАННЯ ДО КУРСОВОЇ РОБОТИ

Таблиця А.1 – Варіанти габаритів покриття

Передостання цифра номеру залікової книжки	Проліт ферми L , м	Крок ферм B , м	Висота, м		Розрахунковий опір сталі елементів ферми R_y , МПа (Н/мм^2)
			На опорі	На гребні даху	
0	24	6	2,15	3,25	230
1		6		3,0	230
2		12		3,2	240
3		12		3,25	250
4		6		3,55	240
5		12		3,1	270
6		12		3,0	250
7		6		3,1	230
8		12		3,55	270
9		6		3,2	240

Таблиця А.2 – Варіанти навантаження від покриття і зусиль у фермі

Остання цифра номеру залікової книжки	Експлуатаційне навантаження від покриття, кПа		Зусилля в стержнях, кН*				
			Вузол 1		Вузол 2		Вузол 3
	Постійне: тип за розд. 1.3	Снігове: для міста в табл. А.10	N_{13}	N_{14}	N_9	N_{10}	R
0	4	Ковель	- 602,1	- 659,0	392,2	675,1	325,7
1	2	Харків	- 689,2	- 778,2	440,6	787,4	356,6
2	3	Київ	- 578,4	- 653,0	369,8	660,8	299,3
3	5	Житомир	- 543,1	- 613,2	347,2	620,5	280,9
4	1	Конотоп	- 847,5	- 956,9	541,8	968,3	438,5
5	3	Черкаси	- 572,3	- 646,2	365,9	653,9	296,1
6	4	Керч	- 589,4	- 665,4	376,8	673,4	304,9
7	2	Луганськ	- 854,9	- 962,4	545,0	973,9	441,0
8	3	Луцьк	- 455,4	- 514,2	291,2	520,3	235,6
9	1	Охтирка	- 806,1	- 910,1	515,4	921,0	447,1

*Знаки зусиль: «-» – стиск, «+» – розтяг.

Таблиця А.3 – Коефіцієнти умов роботи стержнів ферми

Назва елемента	Верхній пояс	Нижній пояс	Стиснутий опорний розкос	Стиснутий елемент решітки	Розтягнений елемент решітки
γ_c	1,0	1,0	1,0	0,8	1,0

Таблиця А.4 – Розрахункові довжини стержнів у площині і з площини ферми:

l_{δ} - геометрична довжина елемента в площині ферми, l_{δ} - геометрична довжина елемента з площини ферми.

Назва елемента	Верхній пояс	Нижній пояс	Стиснутий опорний розкос	Стиснутий елемент решітки	Розтягнений елемент решітки
l_x	l	l	l	$0,8l$	$0,8l$
l_{δ}	l	$2l$	l	l	l

Таблиця А.5 – Призначення товщини фасонки

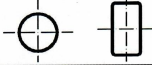
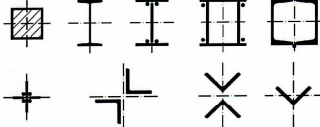
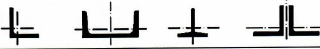
Зусилля в опорному розкосі (стойці), кН	До 150	160 до 250	260 до 400	410 до 600	610 до 1000	1010 до 1400
Товщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16

Таблиця А.6 – Граничні гнучкості стержнів ферми

Назва елемента	Верхній пояс	Нижній пояс	Стиснутий опорний розкос	Стиснутий елемент решітки	Розтягнений елемент решітки
λ	$180 - 60\alpha$	400	$180 - 60\alpha$	$210 - 60\alpha$	400

$$\text{де } \alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 0,5.$$

Таблиця А.7 – Значення коефіцієнтів до розрахунків на стійкість стержнів

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості	Значення коефіцієнтів	
		α	β
	a	0,03	0,06
	b	0,04	0,09
	c	0,04	0,14

Примітка. Для прокатних двотаврів заввишки понад 500 мм у разі розрахунку на стійкість у площині стінки приймається тип кривої стійкості а.

Таблиця А.8 – Коефіцієнти стійкості при центральному стиску

Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$	Коефіцієнт ϕ для типів кривих стійкості			Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$	Коефіцієнт ϕ для типів кривих стійкості		
	a	b	c		a	b	c
0,4	999	998	992	5,4	261	261	255
0,6	994	986	950	5,6	242	242	240
0,8	981	967	929	5,8	226	226	226
1,0	968	948	901	6,0	211		
1,2	954	927	878	6,2	198		
1,4	938	905	842	6,4	186		
1,6	920	881	811	6,6	174		
1,8	900	855	778	6,8	164		
2,0	877	826	744	7,0	155		
2,2	851	794	709	7,2	147		
2,4	820	760	672	7,4	139		
2,6	785	722	635	7,6	132		
2,8	747	683	598	7,8	125		
3,0	704	643	562	8,0	119		
3,2	660	602	526	8,5	105		
3,4	615	562	492	9,0	094		
3,6	572	524	460	9,5	084		
3,8	530	487	430	10,0	076		
4,0	475	453	401	10,5	069		
4,2	431	421	375	11,0	063		
4,4	393	392	351	11,5	057		
4,6	359	359	328	12,0	053		
4,8	330	330	308	12,5	049		
5,0	304	304	289	13,0	045		
5,2	281	281	271	14,0	039		

Примітка. Наведені у таблиці значення коефіцієнта ϕ збільшені в 1000 разів.

Таблиця А.9 – Характеристичні та розрахункові опори металу кутових швів

Рекомендований клас міцності основного металу	Метал кутового шва	
	Характеристичний опір R_{wul} , Н/мм ²	Розрахунковий опір R_{wf} , Н/мм ²
С315 і нижче	410	180
Вище С315 до С355 включно	450	200
Вище С355 до С390 включно	490	215
Вище С390 до С440 включно	590	240
вище С440	685	280

Таблиця А.10 – Характеристичні значення навантажень і впливів для міст України: W_0 – вітрове навантаження; S_0 – снігове навантаження; b – товщина стінки ожеледі; W_B - вітрове навантаження при ожеледі.

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Київ	370	1550	19	160
Севастополь	460	770	13	250
АР Крим				
Сімферополь	460	820	15	210
Алушта	450	860	15	160
Джанкой	480	850	16	200
Євпаторія	490	730	15	250
Керч	540	920	16	310
Красноперекопськ	510	780	16	260
Саки	480	760	15	230
Армянськ	510	780	16	260
Феодосія	500	1000	14	240
Судак	470	940	15	160
Ялта	470	830	13	180
Вінницька область				
Вінниця	470	1360	17	220

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Жмеринка	480	1360	19	240
Могилів-Подільський	470	1280	19	210
Хмільник	450	1390	18	210
Волинська область				
Луцьк	480	1240	17	210
Володимир-Волинський	500	1200	17	160
Ковель	460	1200	13	160
Нововолинськ	500	1240	15	170
Дніпропетровська область				
Дніпропетровськ	470	1340	19	260
Вільногірськ	440	1190	19	220
Дніпродзержинськ	470	1280	19	230
Жовті Води	440	1170	19	260
Кривий Ріг	440	1110	19	260
Марганець	460	1040	18	260
Нікополь	460	1020	17	260
Новомосковськ	470	1390	19	260
Орджонікідзе	460	1030	18	260
Павлоград	480	1390	17	260
Первомайськ	500	1380	19	260
Синельникове	480	1350	19	260
Тернівка	490	1390	18	260
Донецька область				
Донецьк	500	1500	22	260
Авдіївка	490	1450	22	230

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Артемівськ	480	1380	22	210
Горлівка	500	1500	22	210
Дебальцеве	500	1440	26	210
Дзержинськ	500	1480	22	240
Димитров	480	1420	19	210
Добропілля	480	1410	19	210
Докучаївськ	500	1520	23	300
Єнакієве	500	1470	24	240
Жданівка	500	1160	19	250
Маріуполь	600	1380	28	350
Кіровське	500	1490	25	240
Костянтинівка	480	1400	21	210
Краматорськ	470	1400	21	210
Красноармійськ	480	1410	19	230
Красний Лиман	460	1390	21	210
Макіївка	500	1490	23	240
Селідове	490	1420	20	250
Слав'янськ	460	1400	21	210
Сніжне	490	1510	28	220
Торез	490	1520	27	220
Вугледар	500	1450	22	300
Харцизьк	500	1500	23	250
Шахтарськ	500	1500	25	240
Ясинувата	500	1470	22	250
Житомирська область				
Житомир	460	1460	16	200

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Бердичів	460	1410	16	200
Коростень	480	1450	16	220
Новоград-Волинський	470	1380	22	220
Закарпатська область				
Ужгород	370	1340	11	150
Мукачеве	370	1490	12	110
Запорізька область				
Запоріжжя	460	1110	19	260
Бердянськ	520	1120	26	270
Мелітополь	520	1050	22	340
Токмак	490	1070	19	260
Івано-Франківська область				
Івано-Франківськ	500	1410	21	170
Болехів	550	1520	17	170
Калуш	530	1440	19	180
Коломия	490	1400	22	160
Яремча	470	1530	19	180
Київська область				
Біла Церква	390	1520	16	170
Березань	390	1580	19	190
Бориспіль	380	1570	19	160
Бровари	380	1580	19	160
Васильків	380	1530	16	160
Ірпінь	390	1560	19	160
Переяслав-Хмельницьк.	390	1560	18	200

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Прип'ять	450	1590	19	190
Фастів	380	1510	16	190
Ржищів	390	1540	18	190
Славутич	430	1600	18	190
Кіровоградська обл.				
Кіровоград	410	1230	22	210
Олександрія	430	1250	21	240
Знам'янка	420	1320	22	210
Світловодськ	430	1310	18	210
Луганська область				
Луганськ	460	1350	28	230
Антрацит	490	1460	30	240
Брянка	480	1410	25	230
Кіровськ	480	1400	23	220
Алчевськ	480	1410	22	230
Краснодон	470	1410	29	230
Красний Луч	490	1470	29	230
Лисичанськ	460	1370	21	210
Первомайськ	480	1400	23	220
Ровеньки	480	1450	31	260
Рубіжне	450	1370	21	180
Свердловськ	480	1450	32	270
Северодонецьк	460	1370	22	210
Стаханов	480	1400	24	220
Львівська область				
Львів	520	1310	15	240

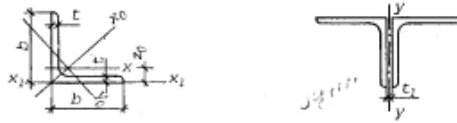
Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Борислав	540	1500	16	180
Дрогобич	560	1440	16	190
Самбір	530	1400	16	190
Стрий	550	1420	16	180
Трускавець	550	1490	16	180
Червоноград	510	1260	16	230
Миколаївська область				
Миколаїв	470	870	22	260
Вознесенськ	450	990	22	270
Очаків	490	830	22	260
Первомайськ	410	1200	22	260
Южноукраїнськ	430	1090	22	260
Одеська область				
Одеса	460	880	28	330
Білгород-Дністровський	470	890	27	330
Ізмаїл	500	1100	23	310
Іллічівськ	480	880	28	330
Котовськ	450	1170	23	270
Южний	490	870	24	310
Полтавська область				
Полтава	470	1450	19	250
Комсомольськ	430	1280	18	240
Кременчук	430	1300	18	230
Лубни	410	1600	16	250
Миргород	420	1540	17	240
Рівненська область				

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Рівне	520	1320	18	240
Дубно	530	1270	17	250
Кузнецовськ	460	1260	13	200
Острог	520	1320	17	250
Сумська область				
Суми	420	1670	16	250
Охтирка	450	1600	17	240
Глухів	390	1770	17	230
Конотоп	360	1740	15	220
Лебедин	430	1640	18	220
Ромни	380	1730	19	230
Шостка	390	1790	16	220
Тернопільська обл.				
Тернопіль	520	1390	17	230
Харківська область				
Харків	430	1600	14	230
Ізюм	430	1460	19	210
Куп'янськ	450	1460	19	210
Лозова	480	1490	19	230
Люботин	450	1570	15	250
Первомайський	450	1510	18	230
Чугуїв	430	1600	15	220
Херсонська область				
Херсон	480	760	19	290
Каховка	460	840	19	320
Нова Каховка	450	820	19	320

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Хмельницька область				
Хмельницький	500	1340	19	230
Кам'янець-Подільський	460	1270	19	210
Нетішин	520	1330	18	210
Славута	510	1350	18	210
Шепетівка	500	1370	19	210
Черкаська область				
Черкаси	420	1520	18	220
Ватутіне	410	1420	19	210
Канів	410	1540	15	210
Золотоноша	410	1560	18	210
Сміла	420	1480	18	210
Умань	440	1440	19	210
Чернівецька область				
Чернівці	500	1320	22	210
Чернігівська область				
Чернігів	410	1720	16	160
Ніжин	370	1690	15	180
Прилуки	370	1640	19	210

Таблиця А.11 – Сортамент рівнобоких кутиків

Кутники рівнополічкові (вибірка з ГОСТ 8509-86)

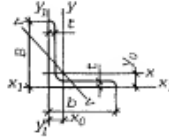


Розмір кутника, мм		Площа перерізу А, см ²	Линійна густина, кг/м	Відстань до центра, см	Вісь x – x		Вісь z ₁ – z ₂	Вісь x ₀ – x ₀		Вісь y ₀ – y ₀		Радіуси інерції для двох кутників при t, мм		
b	t				I _x , см ⁴	i _x , см ²		I _{z₁} , см ⁴	I _{z₂} , см ⁴	i _{z₁} , см ²	i _{z₂} , см ²	I ₁₀ , см ⁴	I ₂₀ , см ⁴	10
50	5	4,8	3,77	1,42	11,2	1,53	20,9	17,8	1,92	4,63	0,98	2,45	2,53	2,61
56	5	5,41	4,25	1,57	16	1,72	29,2	25,4	2,16	6,59	1,1	2,69	2,77	2,85
63	5	6,13	4,81	1,74	23,1	1,94	41,5	36,6	2,44	9,52	1,25	2,96	3,04	3,12
	6	7,28	5,72	1,78	27,1	1,93	50	42,9	2,43	11,2	1,24	2,99	3,06	3,14
70	5	6,86	5,38	1,9	31,9	2,16	56,7	50,7	2,72	13,2	1,39	3,23	3,3	3,38
	6	8,15	6,39	1,94	37,6	2,15	68,4	59,6	2,71	15,5	1,38	3,25	3,33	3,4
75	5	7,39	5,8	2,02	39,5	2,31	69,6	62,6	2,91	16,4	1,49	3,42	3,49	3,57
	6	8,78	6,89	2,06	46,6	2,3	83,9	73,9	2,9	19,3	1,48	3,44	3,52	3,6
80	6	9,38	7,36	2,19	57	2,47	102	90,4	3,11	23,5	1,58	3,65	3,72	3,8
	7	10,8	8,51	2,23	65,3	2,45	119	100	3,09	27	1,58	3,67	3,75	3,82
90	7	12,3	9,64	2,47	94,3	2,77	169	150	3,49	38,9	1,78	4,06	4,13	4,21
100	7	13,8	10,8	2,71	131	3,08	231	207	3,88	54,2	1,98	4,45	4,52	4,6
	8	15,6	12,2	2,75	147	3,07	265	233	3,87	60,9	1,98	4,47	4,54	4,62
	10	19,2	15,1	2,83	179	3,05	333	284	3,84	74,1	1,96	4,52	4,59	4,67
110	8	17,2	13,5	3	198	3,39	353	315	4,28	81,8	2,18	4,87	4,95	5,02
125	9	22	17,3	3,4	327	3,86	582	520	4,86	135	2,48	5,48	5,56	5,63
	10	24,3	19,1	3,45	360	3,85	649	571	4,84	149	2,47	5,52	5,58	5,66
140	10	27,3	21,5	3,82	512	4,33	911	814	5,46	211	2,78	6,12	6,19	6,26
160	10	31,4	24,7	4,3	774	4,96	1356	1229	6,25	319	3,19	6,91	6,97	7,05
	12	37,4	29,4	4,39	913	4,94	1633	1450	6,23	376	3,17	6,95	7,02	7,09
180	11	38,8	30,5	4,85	1216	5,6	2128	1933	7,06	500	3,59	7,74	7,81	7,83
	12	42,2	33,1	4,89	1317	5,59	2324	2093	7,04	540	3,58	7,76	7,83	7,9
200	12	47,1	37	5,37	1823	6,22	3182	2896	7,84	749	3,99	8,55	8,62	8,69
	13	50,9	39,9	5,42	1961	6,21	3452	3116	7,83	805	3,98	8,58	8,64	8,71
	14	54,6	42,8	5,46	2097	6,2	3722	3333	7,81	861	3,97	8,6	8,66	8,73
	16	62	48,7	5,54	2363	6,17	4264	3755	7,78	970	3,96	8,64	8,7	8,77
	20	76,5	60,1	5,7	2871	6,12	5385	4560	7,72	1182	3,93	8,72	8,79	8,86
	25	94,3	74	5,89	3466	6,06	6733	5494	7,63	1438	3,91	8,81	8,88	8,95
	30	111,5	87,6	6,07	4020	6,0	8130	6351	7,55	1688	3,89	8,9	8,97	9,05

Примітка. Указані позначення: b – ширина полицки; t – товщина полицки; I – моменти інерції; i – радіус інерції.

Таблиця А.12 – Сортамент нерівнобоких кутиків

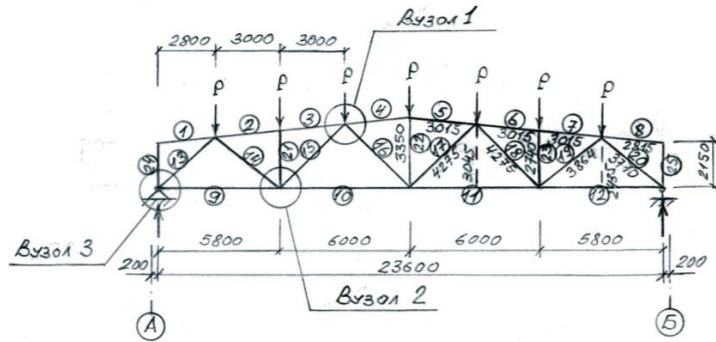
Кутянки нерівнополічкової (вибірка з ГОСТ 8510-72)



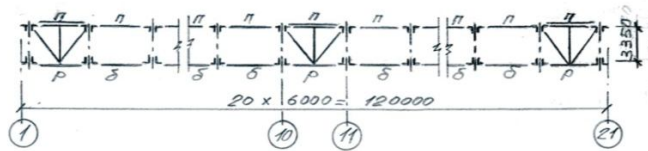
Розмір кутянки, мм			Площа поверхні A , см^2	Линійна густина λ , кг/м	Відстань до центра, см		Вісь $x - x$		Вісь $y - y$		Вись $v - v$	Радіуси інерції для двох кутянок при i_x , мм			Радіуси інерції i для двох кутянок при i_y , мм		
B	b	t			x_0 , см	y_0 , см	I_x , см^4	i_x , см	I_y , см^4	i_y , см		10	12	14	10	12	14
75	50	5	6,11	4,79	2,39	1,17	34,8	2,39	12,5	1,43	1,09	2,2	2,28	2,36	3,75	3,83	3,9
90	56	6	8,54	6,7	2,95	1,28	70,6	2,88	21,2	1,58	1,22	2,38	2,45	2,53	4,49	4,57	4,65
100	63	6	9,59	7,53	3,23	1,42	98,3	3,2	30,6	1,79	1,38	2,62	2,7	2,77	4,92	4,99	5,07
		7	11,1	8,7	3,28	1,46	113	3,19	35	1,78	1,37	2,64	2,72	2,78	4,95	5,02	5,1
110	70	8	13,9	10,9	3,61	1,64	172	3,51	54,6	1,98	1,52	2,92	2,99	3,07	5,41	5,49	5,56
125	80	8	16	12,5	4,05	1,84	256	4	83	2,28	1,75	3,27	3,34	3,91	6,06	6,13	6,21
		10	19,7	15,5	4,14	1,92	312	3,98	100	2,26	1,74	3,31	3,37	3,46	6,11	6,19	6,27
140	90	8	18	14,1	4,49	2,03	364	4,49	120	2,58	1,98	3,61	3,69	3,76	6,72	6,79	6,86
		10	22,2	17,5	4,58	2,12	444	4,47	146	2,56	1,96	3,67	3,74	3,82	6,77	6,84	6,92
160	100	9	22,9	18	5,19	2,23	606	5,15	186	2,85	2,2	3,95	4,02	4,09	7,67	7,75	7,82
		10	25,3	19,8	5,23	2,28	667	5,13	204	2,84	2,19	3,97	4,04	4,12	7,69	7,77	7,84
		12	30	23,6	5,32	2,36	784	5,11	239	2,82	2,18	4,02	4,09	4,16	7,74	7,82	7,9
180	110	10	28,3	22,2	5,88	2,44	952	5,8	276	3,12	2,42	4,29	4,36	4,43	8,62	8,7	8,77
		12	33,7	26,4	5,97	2,52	1123	5,77	324	3,1	2,4	4,33	4,4	4,47	8,67	8,75	8,22
200	125	11	34,9	27,4	6,5	2,79	1449	6,45	446	3,58	2,75	4,86	4,93	5	9,51	9,59	9,66
		12	37,9	29,7	6,54	2,83	1568	6,43	482	3,57	2,74	4,88	4,95	5,02	9,54	9,62	9,68
		14	43,9	34,4	6,62	2,91	1801	6,41	551	3,54	2,73	4,92	4,99	5,06	9,58	9,64	9,73
		16	49,8	39,1	6,71	2,99	2026	6,38	617	3,52	2,72	4,95	5,03	5,1	9,63	9,7	9,78

Примітка. Умовні позначення: B — ширина більшої полочки; b — ширина меншої полочки; t — товщина полочки; I — момент інерції; i — радіус інерції.

Геометрична і статична схема кроквяної ферми

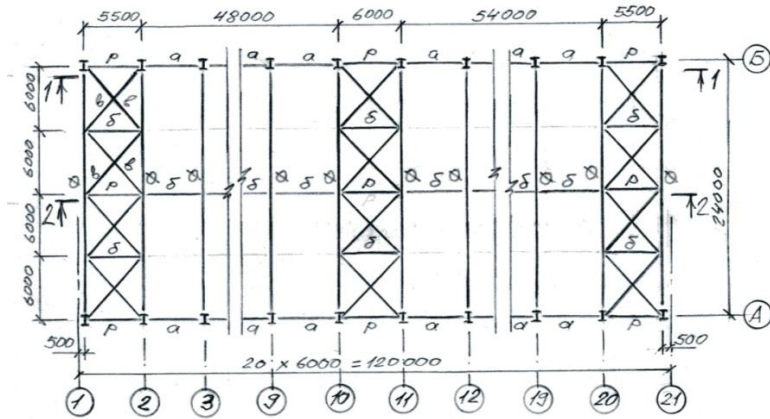


2-2

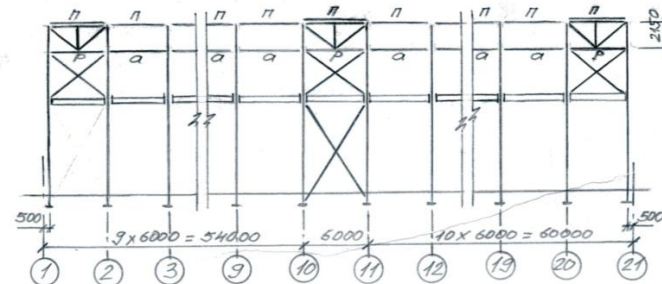


Таблиця елементів							
Марка	Переріз			Марка	Переріз		
	Ескіз	Поз.	Склад		Ескіз	Поз.	Склад
a			2L 63x5	P		1	2L 70x5
б			L 75x5		2	2L 70x5	
			L 50x5		3	2L 75x5	
					4	2L 63x5	

Схема в'язей по нижнім поясам ферм



1-1



1. Матеріал в'язей: сталь вуглецева класу С235 (ВСт3кп2).
2. Кріплення елементів в'язей здійснювати на болтах нормальної точності М20.

			НОІН України	ХНУИГ ім. О.М. Бекетова
			Курсова робота	
Виконав			Конструкції будівель та споруд	Літер
Перевірив				
			"Проектування стержнів і вузлів кроквяної ферми"	
			Лист	Листів
Курс	Група	Фак-т	Геометрична і статична схема кроквяної ферми. Схема в'язей покриття	
4	A2013-3	АДОМ	Кафедра будівельних конструкцій	

Рисунок 1 – Креслення схем ферми і в'язей

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 77 с. (Державні будівельні норми України).
2. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 199 с. (Державні будівельні норми України).
3. Металлические конструкции. Общий курс : учебник / [Е. И. Беленя и др.]; под ред. Е. И. Беленя. – Москва : Высшая школа, 1986. – 591 с.
4. Файбишенко В. К. Металлические конструкции : учеб. пособие / В. К. Файбишенко – Москва : Стройиздат, 1984. – 334 с.
5. Клименко Ф. Є. Металеві конструкції : підручник / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко – Львів : Світ, 2002. – 312 с.
6. Мандриков А. П. Примеры расчета металлических конструкций : учеб. пособ. / А. П. Мандриков. – Москва : Стройиздат, 1991. – 431 с.

Навчальне видання

Методичні вказівки
для виконання курсової роботи
з навчальної дисципліни
«КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД»
(для студентів 3-4 курсів напряму підготовки
6.060102 – Архітектура)

Укладач **СЄДИШЕВ Євгеній Серафимович**

Відповідальний за випуск : *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *Є. С. Сєдишев*

План 2015, поз. 7 М

Підп. до друку 23.06.2016

Друк на різнографі

Зам. №

Формат 60 x 84/16

Ум. друк. арк. 3,0

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4705 від 28.02.2014 р.