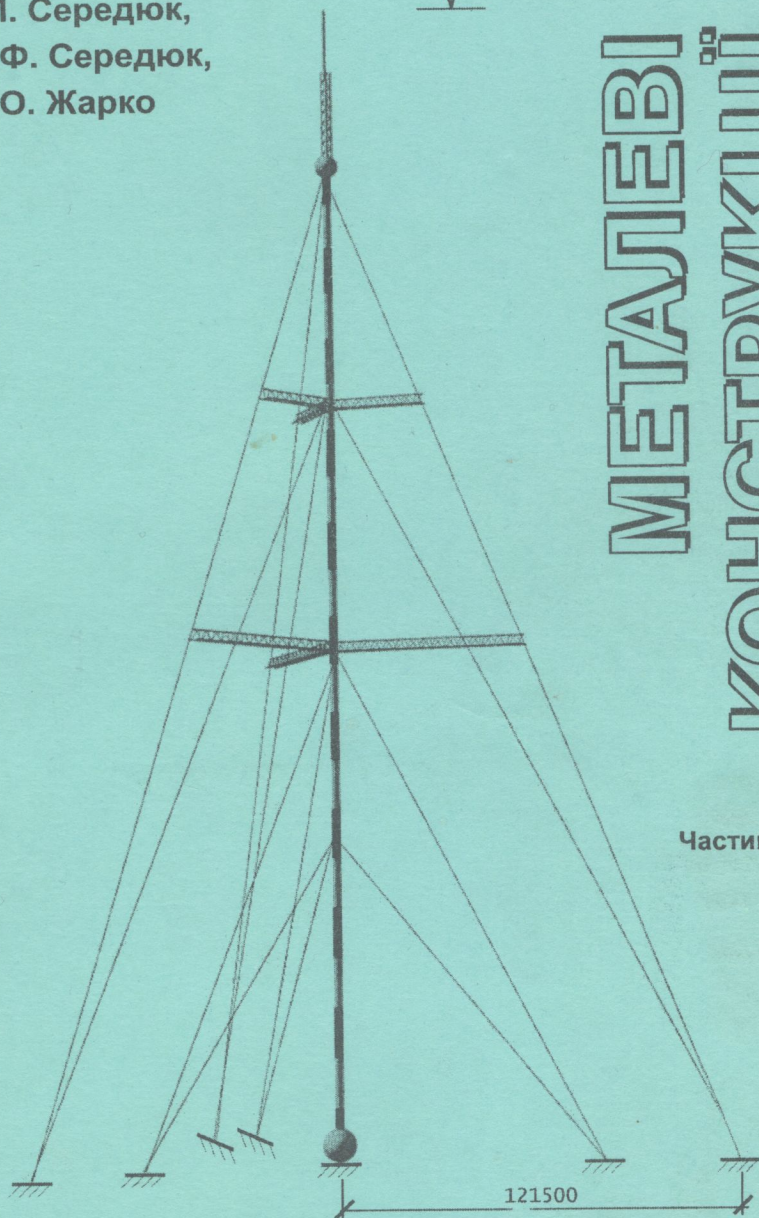


624 (075)  
M 54

В. Д. Свердлов,  
І. П. Середюк,  
В. Ф. Середюк,  
Л. О. Жарко

353,400



# МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

Частина 1

3474-43

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ВІННИЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

**В. Д. Свєрдлов, І. П. Серєдюк,  
В. Ф. Серєдюк, Л. О. Жарко**

# **МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ**

Частина I

*Затверджено Міністерством освіти і науки України як підручник  
для студентів вищих навчальних закладів, які навчаються за спеціальностями  
«Промислове та цивільне будівництво» і «Міське будівництво і господарство».*

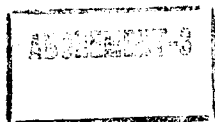
НТБ ВНТУ



3474-43

624(075) M 54 2003

Металеві конструкції



УНІВЕРСУМ-Вінниця

2003

УДК 624.014(075)

М 54

Рецензенти:

*В. О. Пермяков*, доктор технічних наук, професор, академік Академії будівництва України, зав. кафедри металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури;

*Ю. І. Немчинов*, доктор технічних наук, професор, заступник директора Науково-дослідного інституту будівельних конструкцій Держбуду України;

*М. Ф. Друкований*, доктор технічних наук, професор, заступник директора ІнБТЕГП Вінницького національного технічного університету

Рекомендовано до видання Міністерством освіти і науки України  
(лист № 1/11-1426 від 09.04.03)

**М 54 Металеві конструкції.** Підручник. Частина 1 / В. Сverdлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко. — Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. — 263 с.

**ISBN 966-641-064-8**

В підручнику викладені питання проектування будівельних металевих конструкцій. Містяться відомості про матеріали металевих систем, сортамент сталі, з'єднання елементів, методику розрахунку. Розрахункові положення підкріплені прикладами з практики металобудівництва.

Підручник призначений для студентів спеціальності 7.092101. Особливо корисний він для студентів, які навчаються без відриву від виробництва, а також може використовуватись працівниками проектних і виробничих організацій.

УДК 624.014(075)



**ISBN 966-641-064-8**

## ЗМІСТ

<b>ПЕРЕДМОВА</b> .....	7
<b>1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА, ІСТОРИЧНИЙ РОЗВИТОК ТА ПЕРСПЕКТИВИ МЕТАЛОБУДІВНИЦТВА В УКРАЇНІ</b> .....	8
1.1. Загальна характеристика металевих конструкцій .....	8
1.2. Історія розвитку металобудівництва .....	17
1.3. Перспективи металобудівництва в Україні .....	19
<b>2. МАТЕРІАЛИ ДЛЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ І ЇХ РОБОТА ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ</b> .....	21
2.1. Сталі як конструкційні матеріали .....	21
2.2. Алюмінієві сплави .....	27
2.3. Вибір сталі для будівельних конструкцій .....	29
2.4. Сортамент .....	30
2.4.1. Кутиковий профіль .....	30
2.4.2. Швелери .....	32
2.4.3. Двотаври .....	33
2.4.4. Сталь листова .....	35
2.4.5. Труби .....	35
2.4.6. Холодногнуті профілі .....	36
2.4.7. Профільований настил .....	36
2.4.8. Інші профілі .....	37
2.5. Робота металів під навантаженням .....	37
2.5.1. Крихке руйнування металів і робота сталі при статичних навантаженнях .....	37
2.5.2. Робота сталі при концентрації напружень .....	40
2.5.3. Ударна в'язкість (оцінювання матеріалу за крихкістю) .....	41
2.5.4. Втомленість металу .....	42
<b>3. РОЗРАХУНОК МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ</b> .....	45
3.1. Основні поняття граничних станів. Метод розрахунку конструкцій за граничними станами .....	45
3.1.1. Врахування несприятливих навантажень .....	46
3.1.2. Врахування несприятливих механічних характеристик матеріалів .....	46



3.1.3. Врахування умов роботи конструкцій за ступенем відповідальності будівель і споруд.....	47
3.1.4. Групи граничних станів.....	47
3.2. Розрахунок за першою і другою групами граничних станів.....	48
3.3. Розрахункові опори сталі.....	49
3.4. Навантаження і впливи.....	49
3.5. Види напружень та їх урахування в розрахунках елементів металевих конструкцій.....	52
3.6. Розрахунок розтягнутих і стиснутих елементів.....	54
3.7. Розрахунок елементів, які працюють на згинання.....	56
3.8. Розрахунок позацентрово розтягнутих і позацентрово стиснутих елементів.....	57
<b>4. З'ЄДНАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ.....</b>	<b>60</b>
4.1. Зварні з'єднання, класифікація швів та їх характеристика.....	60
4.1.1. Розрахунок зварних з'єднань стиковими швами.....	63
4.1.2. Розрахунок зварних з'єднань з кутовими швами.....	65
4.1.3. Конструктивні вимоги щодо зварних з'єднань.....	68
4.1.4. Приклади розрахунку і конструювання зварних з'єднань.....	69
4.2. Болтові і заклепкові з'єднання, види болтів і заклепок, їх робота і загальна характеристика.....	75
4.2.1. Робота і розрахунок звичайних болтів.....	79
4.2.2. Робота і розрахунок високоміцних болтів.....	81
4.2.3. Конструювання болтових з'єднань.....	82
4.2.4. Приклади розрахунку і конструювання болтових з'єднань.....	84
<b>5. БАЛКИ ТА БАЛКОВІ КОНСТРУКЦІЇ.....</b>	<b>87</b>
5.1. Загальна характеристика балок і балкових конструкцій.....	87
5.2. Компонування балкових кліток.....	88
5.3. Сталеві настили балкової клітки.....	91
5.4. Підбирання перерізу прокатних балок.....	94
5.5. Компонування і підбирання перерізу складених зварних балок.....	97
5.5.1. Висота балки.....	97
5.5.2. Товщина стінки.....	99
5.5.3. Підбирання перерізів поясів.....	99
5.5.4. Змінення перерізу балки по довжині.....	101
5.6. Перевірка міцності, прогину та стійкості складених балок.....	102
5.6.1. Перевірка міцності і прогину балки.....	102
5.6.2. Перевірка загальної стійкості балки.....	103

5.6.3. Перевірка місцевої стійкості елементів балки .....	103
5.7. Проектування елементів конструкцій складених балок.....	109
5.7.1. З'єднання поясів балки зі стінкою .....	109
5.7.2. Стики балок.....	110
5.7.3. Спирання та спрягання балок.....	115
5.7.4. Вузли з'єднання балок.....	117
5.8. Ефективні види балок і балкових конструкцій .....	119
<b>6. ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТІ КОЛОНИ .....</b>	<b>128</b>
6.1. Загальна характеристика і типи перерізів суцільних і наскрізних колон .....	128
6.2. Підбирання перерізу стержня суцільної колони .....	131
6.3. Підбирання перерізу стержня наскрізної колони.....	135
6.4. Бази колон, їх конструкції і розрахунок.....	138
6.5. Оголовки колон, їх конструкції і розрахунок.....	142
<b>7. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ РОБОЧОЇ ПЛОЩАДКИ У ВИГЛЯДІ НОРМАЛЬНОГО ТИПУ БАЛКОВОЇ КЛІТКИ З МЕТАЛЕВИМ НАСТИЛОМ .....</b>	<b>145</b>
7.1. Завдання на проектування .....	145
7.2. Компонування робочої площадки.....	145
7.3. Розрахунок балки настилу Б1 .....	146
7.4. Розрахунок і конструювання головної балки Б2.....	147
7.4.1. Розрахункова схема, збирання навантажень, зусилля .....	147
7.4.2. Підбирання перерізу і перевірка міцності балки Б2 .....	148
7.4.3. Змінення перерізу балки по довжині.....	150
7.4.4. Перевірка міцності перерізу балки на опорі.....	151
7.4.5. Перевірка місцевої стійкості стиснутих елементів балки.....	152
7.4.6. Розрахунок поясного шва балки .....	154
7.4.7. Розрахунок опорної частини балки .....	154
7.4.8. Розрахунок монтажного стику балки .....	155
7.4.9. Розрахунок вузлів з'єднання балок Б1 і Б2.....	159
7.5. Розрахунок і конструювання центрально стиснутої колони К1 .....	161
7.5.1. Підбирання перерізу із двох швелерів або двох двотаврів .....	161
7.5.2. Розрахунок безрозкісної системи ґрат (планок) .....	162
7.5.3. Розрахунок та конструювання оголовка .....	164
7.5.4. Розрахунок та конструювання бази колони.....	165
7.6. Робочі креслення робочої площадки .....	167

<b>8 ФЕРМИ</b> .....	180
8.1 Компонування конструкцій ферм.....	180
8.2 Розрахунок і конструювання ферм.....	184
8.2.1 Збір навантажень.....	184
8.2.2 Визначення зусиль в елементах ферм.....	185
8.2.3 Розрахункова довжина елементів ферм.....	185
8.2.4 Розрахунок перерізів елементів ферм.....	187
8.2.5 Розрахунок вузлів ферм.....	190
8.2.6 Конструювання легких ферм.....	191
8.3 Застосування труб і гнутих профілів в елементах ферм.....	193
8.4 Важкі ферми.....	193
8.5 Приклади розрахунку ферм.....	195
 <b>РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА</b> .....	 201
 <b>ДОДАТКИ</b> .....	 203
Додаток 1.....	203
Додаток 2.....	204
Додаток 3.....	248
Додаток 4.....	257

## ПЕРЕДМОВА

Авторами підручника «Металеві конструкції» в свій час (1994...1999) підготовлено ряд посібників, які і послужили матеріалом для написання цієї книги. Використовуючи великий досвід металобудівництва, проектування, наукових досліджень та викладацької роботи, автори зібрали цікаву та потрібну студентам спеціальності ПЦБ інформацію з проектування та використання в регіоні, а також в цілому в державі прогресивних металоконструкцій.

В підручнику використано матеріали ряду конференцій з металевих конструкцій, матеріали діяльності Асоціації з металевих конструкцій та Академії будівництва. Значна увага приділяється практичним роботам.

Необхідність видання підручника обумовлена також змінами будівельних нормативів, які вже виконані або готуються до видання. Авторами пропонуються до вивчення металеві конструкції, які в даний час випускаються заводами МК України та зарубіжжя, а також розглянута перспектива в металобудівництві та металопроектуванні.

Авторами планується видання підручника в двох частинах. «Металеві конструкції» – перша частина цього підручника.

Глави 1, 8 написані канд. техн. наук, проф. В. Д. Свердловим; глави 2, 3 – канд. техн. наук, доц. І. П. Середюком; глави 4, 6 – ст. викл. В. Ф. Середюк і канд. техн. наук, доц. Л. О. Жарко; глави 5, 7 – ст. викл. В. Ф. Середюк.

Додатки сформовані: додаток 1 – канд. техн. наук, проф. В. Д. Свердловим; додатки 2, 3 – канд. техн. наук, доц. І. П. Середюком; додаток 4 – канд. техн. наук, доц. Л. О. Жарко.

Колектив авторів висловлює подяку КНУБА і в першу чергу завідувачу кафедри В.О. Пермякову, НДІБК та інституту «Укрндіпроектстальконструкція» за рекомендації та зауваження до підготовленого підручника.

# 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА, ІСТОРИЧНИЙ РОЗВИТОК ТА ПЕРСПЕКТИВИ МЕТАЛОБУДІВНИЦТВА В УКРАЇНІ

## 1.1. Загальна характеристика металевих конструкцій

За призначенням будівельні металеві конструкції поділяються на три групи:

- несучі, які утворюють головний каркас споруди;
- захисні, які виконують тепло-, волого- та звукоізоляційні функції;
- допоміжні, які потрібні для обслуговування устаткування та несучих конструкцій (сходи, площадки і інші).

Є також конструкції, які об'єднують функції несучих та захисних (листові покрівлі, панелі та інші).

Металеві конструкції використовуються:

- для промислових будівель (одно- і багатоповерхові, рис. 1.1, рис.1.2);
- для покриття споруд великих прольотів (50...300 м) громадського та виробничого призначення (спортивні споруди, ринки, ангари, елінги, виставкові павільйони, рис. 1.3; 1.4; 1.5; 1.6);
- в мостах, естакадах, акведуках, віадуках (рис. 1.7);
- в листових конструкціях (резервуари, газгольдери, бункери, силоси і інші, рис. 1.8; 1.9; 1.10; 1.11; 1.12);
- в вежах, щоглах, опорах ліній електропередач, вентиляційних трубах (рис. 1.13; 1.14; 1.15; 1.16; 1.17);
- для каркасів багатоповерхових будівель (рис. 1.18);
- для кранових конструкцій (рис. 1.19);
- в спеціальних спорудах.

Широке застосування металевих конструкцій в будівництві пояснюється їх позитивними якостями: легкістю, надійністю, індустріальністю, непроникністю. Сталеві конструкції в 8...10 разів легші, ніж залізобетонні. Це дає змогу споруджувати будівлі з великими прольотами та значної висоти.

Важливою якістю є щільність, яка дозволяє виготовляти непроникні для газів і рідин резервуари та газгольдери.

Разом з тим, металеві конструкції мають і ряд недоліків, а саме:

- корозія сталі;
- значна вартість;
- низька пожежна стійкість.

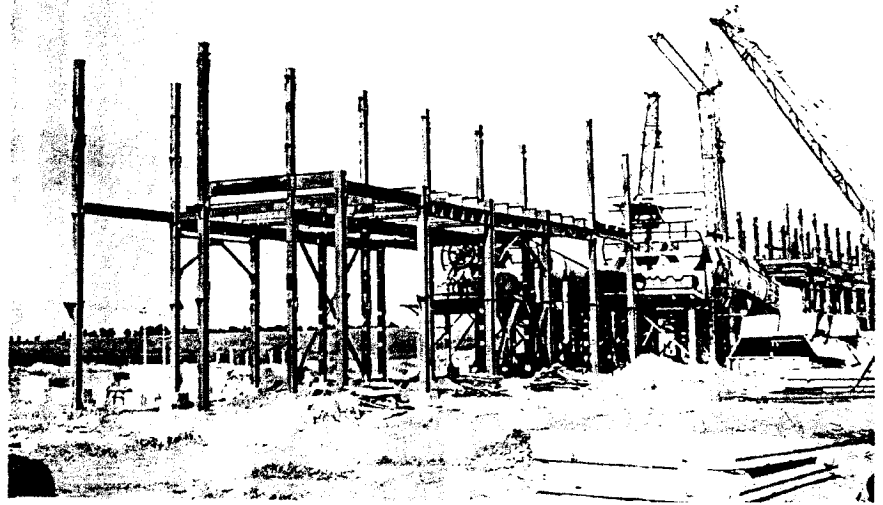


Рис. 1.1. Металоконструкції Городківського цукрового заводу (Вінницька обл.)

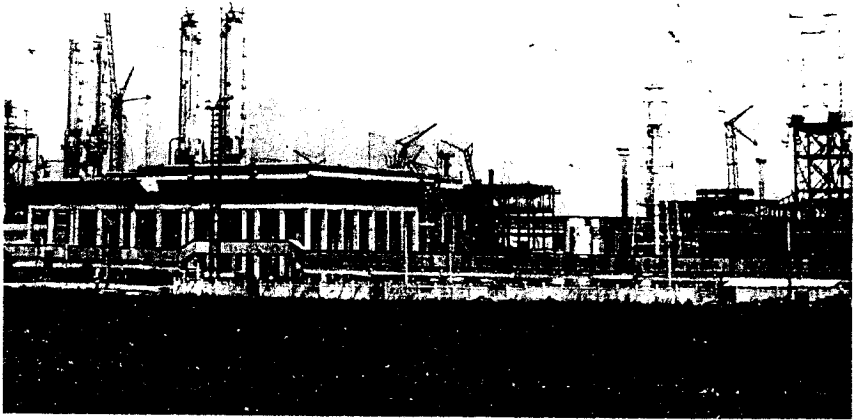


Рис. 1.2. Металоконструкції Одеського припортового заводу

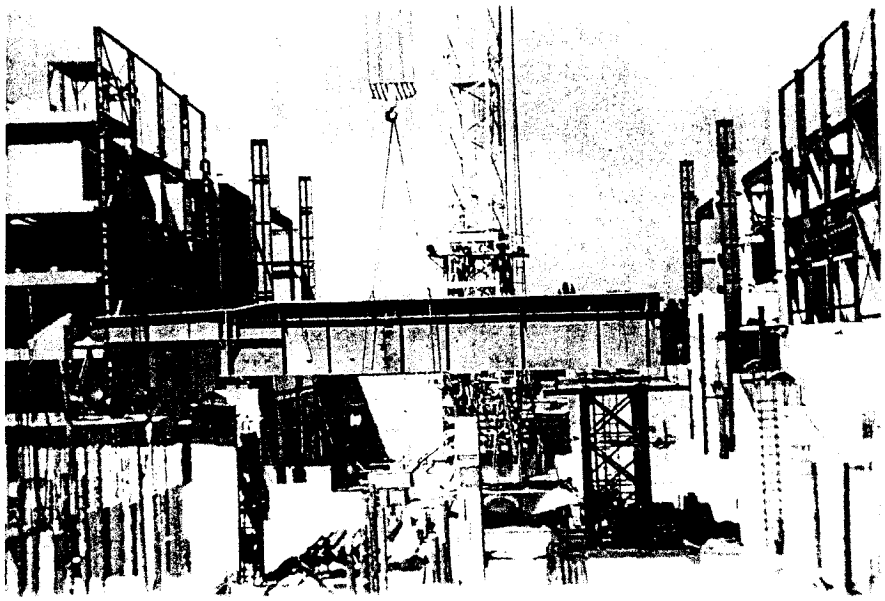


Рис. 1.3. Металоконструкції Харківського оперного театру

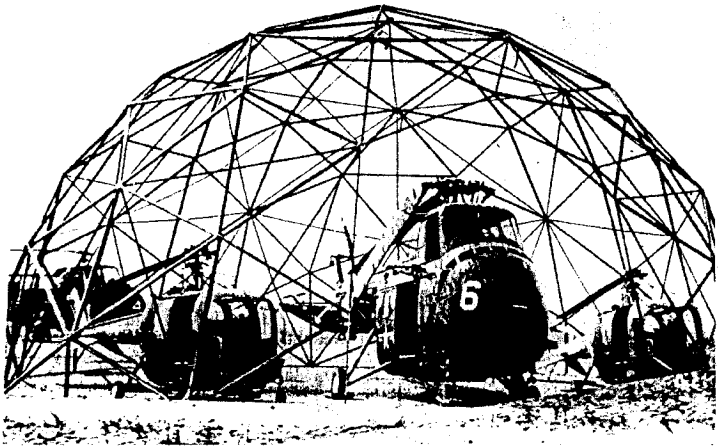


Рис. 1.4. Купол діаметром 15,25 м

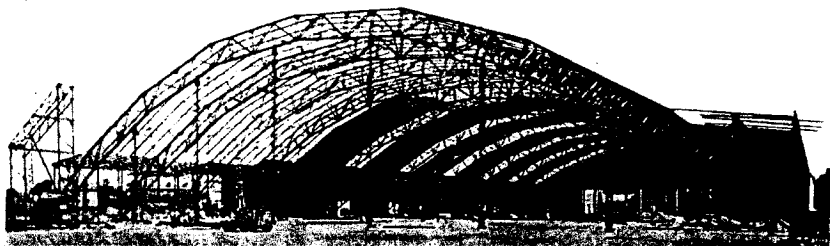


Рис. 1.5. Аркове покриття



Рис. 1.6. Велотрек у Крилатському (Москва)



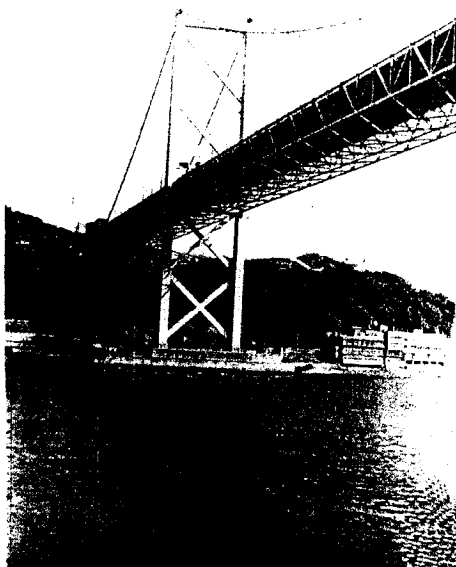


Рис. 1.7. Металевий вантовий перехід



Рис. 1.8. Монтаж вертикального резервуару

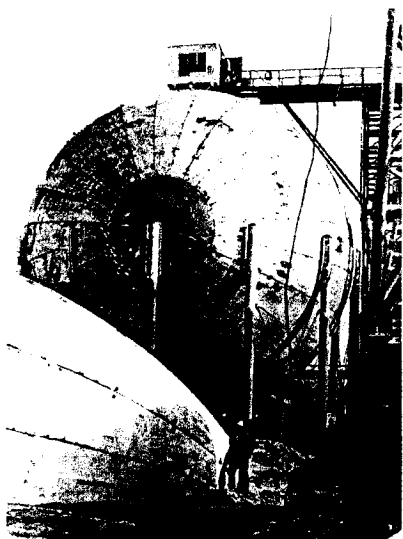


Рис. 1.9. Кульовий резервуар

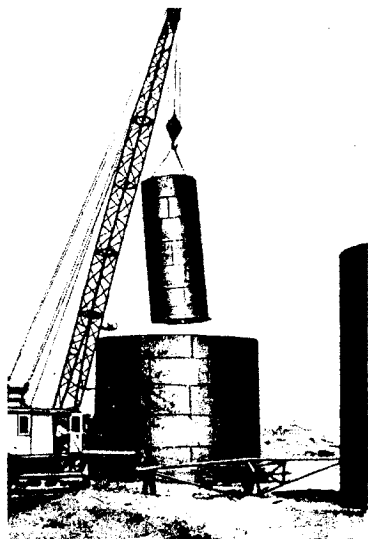


Рис. 1.10. Збірні сталеві вертикальні резервуари

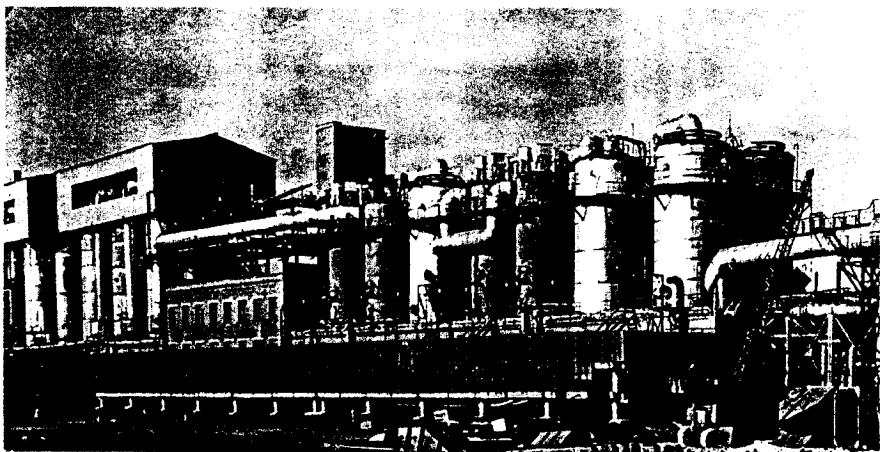


Рис. 1.11. Металеві конструкції цементного заводу

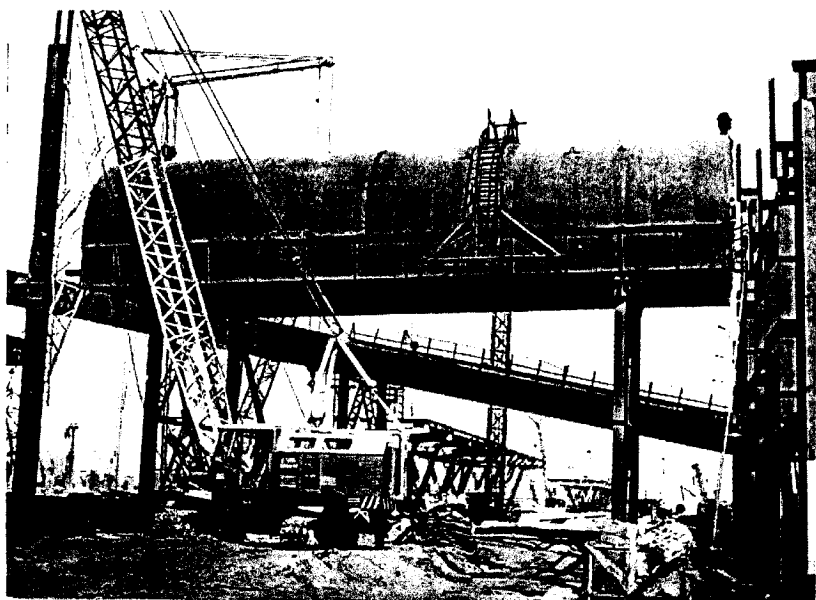


Рис. 1.12. Монтаж галерей

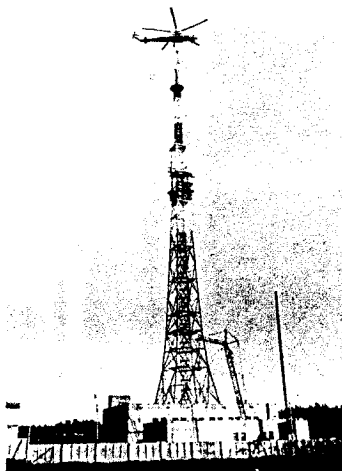


Рис. 1. 13. Монтаж вежі за допомогою гелікоптера (Житомирська обл.)



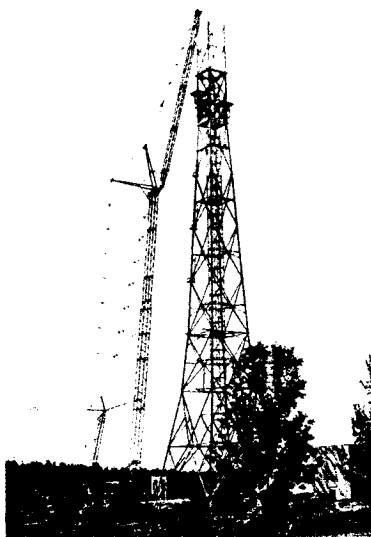


Рис. 1.16. Монтаж вежі

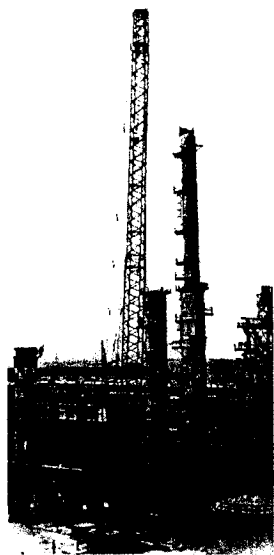


Рис. 1.17. Металеві димові та вентиляційні труби



Рис. 1.18. Багатоповерхові будівлі з металевим каркасом

## 1.2. Історія розвитку металобудівництва

Вперше метал у досить великих будівлях був застосований в III ст. до н.е. в Індії (м. Делі). Це була металева колона висотою 8 м і масою 6 т.

В X ст. в Китаї із заліза було збудовано 13-поверхову пагоду.

Стяжки із заліза застосовувались в XII сторіччі (наприклад Успенський собор у Володимирі) а в XIV-XVI з'явилися перші металеві крокви (Храм Василя Блаженного у м. Москві) та конструкції у вигляді каркасів куполів (дзвіниця Івана Великого в Москві).

В кінці XVII і на початку XVIII ст. з'явилися перші чавунні конструкції (Урал, Санкт-Петербург).

На початку XIX ст. починають застосовувати зварювальне залізо, а згодом будівельні сталі.

Значним поштовхом у розвитку металевих конструкцій стало винайдення прокату. Перші прокатні сталі для одержання кутикового, таврового і зетового перерізів з'явилися в Англії (1820 р.).

До середини XIX ст. був збудований ряд цікавих споруд, в яких застосовувались металеві конструкції з ковкого заліза. Під час будівництва Казанського собору (1801...1811 рр.) архітектор Вороніхін використав для купола діаметром 17,7 м просторову систему, яка складається з двох рядів залізних ребер.

Металеві конструкції було застосовано в Зимовому палаці для перекриття над великою церквою (проліт 12,9 м), Георгіївською тронною залюю (проліт 21,3 м) та Білою залюю (проліт 20 м). Крім громадських будівель металеві конструкції в цей час почали застосовуватись також у деяких промислових спорудах.

Розвиток будівництва мостів пов'язаний з іменами відомих інженерів і вчених: Д.І. Журавський - уперше розробив теорію розрахунку ферм, Ф.С. Ясинський - один із творців теорій стійкості стиснених стержнів, А.М. Белелюбський винайшов нову систему металевих мостів і був одним із авторів першого російського метричного сортаменту фасонного сталевого прокату. У промисловому будівництві XIX ст. металеві конструкції застосовувались для покриття. Наприкінці минулого століття з'явилися мостові крани, які змінили конструктивну форму виробничих будинків.

Принциповою віхою в розвитку металевих конструкцій було винайдення в 1882 р. російським інженером М.М. Бенардосом дугового електричного зварювання.

У розвинених країнах світу наприкінці XIX ст. металеві конструкції застосовували в громадському і промисловому будівництві. Найбільш зна-

чною спорудою з металу стала вежа Ейфеля (рис. 1.15) висотою 300 м у Парижі, 800...1000-метрові мости та ін.

В XVIII-XIX століттях починають будуватись багатоповерхові будинки. В Нью-Йорку в 1894 р. будується будівля 20 поверхів, заввишки 91 м, а в 1913 р. - 55 поверхів висотою 231 м. Тут же в 1931 р. споруджена будівля "Смпайр Стейтс Білдінг", яка має 102 поверхи висотою 381 м, а 1971 р. дві будівлі баштового типу по 110 поверхів заввишки 411 м, розмірами в плані 63х63 м.

На початку XX ст. було споруджено просторові покриття пасажу в Москві, перекриття зали АН України в Києві та ін. Однією із перших споруд такого типу було також купольне покриття над великою аудиторією Комерційного інституту в Києві, збудоване в 1911 р. Автори проекту - П.Н. Рижков і П.В. Рабцевич. Купольне покриття систем К.К. Симинського над Конференцзалом Української Академії наук у Києві було споруджено в 1928 р. Це покриття експлуатується й нині.

Професор І.П. Прокоф'єв (1758-1828 рр.) спроектував багато унікальних великопролітних покриттів (Московський поштамт, дебаркадер Казанського вокзалу в Москві та ін.), надрукував першу монографію про виготовлення та монтаж металевих мостів.

Багатогранною є інженерна діяльність акад. В.Г. Шухова (1853-1939 рр.). Він розвинув ідеї просторових систем, розроблені ним конструкції відрізняються оригінальністю і різноманітністю. Для покриттів виробничих будівель В.Г. Шухов уперше в світовій практиці застосував оболонки двоякої кривизни, розробив всіячі решітчасті конструкції покриттів і башт різного призначення. У збудованих ним спорудах реалізовано ідеї попереднього напруження конструкції і зведення покрить у вигляді всіячих систем з використанням роботи металу на розтяг. Значний внесок зробив В.Г. Шухов у теорію та практику будівництва резервуарів й інших листових конструкцій; розробив нові форми резервуарів, методику розрахунку і знаходження їх оптимальних розмірів.

В 1953 р. Г.В. Раєвський запропонував і впровадив рулонований метод монтажу резервуарів.

Професор Л.Д. Проскураков (1858-1926 рр.) розвинув ідеї найвигіднішого обрису мостових ферм, увів у важкі ферми кутикову решітку. Побудований за його проектом Єлисейський міст і нині є однією з найлегших споруд.

Особливо потрібно зазначити велику роль акад. Є.О. Патона (1870-1953 рр.) у розвитку металевих конструкцій, який удосконалив і впровадив нові види зварювання і зварювального устаткування. Під керівництвом Є.О. Патона розроблено і впроваджено вітчизняну апаратуру, що не поступається апаратурі Європи та США, розроблено теорію зварювальних процесів під флюсом.

Одним із провідних спеціалістів у галузі будівельних конструкцій був проф. М.С. Стрелецький (1885-1967 рр.), який сформулював основи, що визначають оптимальну конструктивну форму:

I - проектування, яке має забезпечувати найбільшу економію металу;

II - виробництво, яке зменшує затрати на виготовлення і монтаж конструкції;

III - організація виробництва має забезпечувати скорочення термінів будівництва.

Великий внесок у розвиток металевих конструкцій зробили і роблять такі вчені СНД: М.П. Мельников, Є.І. Беленя, В.І. Трофімов, М.М. Жербін, Я.М. Ліхтарніков, А.Г. Соколов, В.В. Трофимович, К.К. Муханов, М.М. Сахновський, А.Н. Генієв, В.М. Шимановський, П.Г. Бугаєць, В.В. Кузнецов, Є.І. Горохов, Н.Н. Стрелецький, В.О. Пермьков, В.О. Владимирський, А.А. Нілов, А.В. Сільвестров, В.В. Бірюльов, В.М. Гордеев та інші.

### **1.3. Перспективи металобудівництва в Україні**

В минулих 50 років основне виробництво МК було зорієнтовано на металомісткі конструкції, які випускали практично всі заводи України. А вже останніх 25 років почалось виробництво легких металевих конструкцій.

В даний час на Україні працює 10 заводів металоконструкцій, які щорічно випускають 400...500 тонн конструкцій.

Заводи оснащені передовим обладнанням фірми СЕЛМА (Franires і інші), впроваджують нові технології: зварювання в суміші аргону і вуглекислого газу, ними освоєна технологія автоматичного зварювання під флюсом дводюговими автоматами, виконується термічна різка металу з використанням машин типу "Комета", "Кристал" з ЧПУ, ефективно використовується дробильне устаткування (Фінляндія і інші) з очищення поверхні металоконструкцій.

Заводи України випускають і конструкції для машинобудівної галузі.

Слід відмітити високу якість ряду випускаємих металоконструкцій (Дніпропетровськ, ЗМК) та матеріалів оцинкованої сталі, ефективних захисних конструкцій, профільованого листа та інші.

На базі Житомирського ЗОКа та Кам'янець-Подільський ЗМК створена нова галузь з виготовлення ефективних захисних металоконструкцій.

На території України працює фонд іноземних фірм. Як правило, іноземні постачальники беруть на себе комплексні рішення питань будівництва об'єктів, починаючи з проектування і закінчуючи здачею будівлі в експлуатацію, виключаючи багатоступеневу організацію будівництва.

Розглядаючи іноземний досвід, слід врахувати відмову в їх практиці від типових конструкцій, залишаючи тільки типові рішення.

При цьому проектування за індивідуальним завданням дозволяє більш ефективно використовувати матеріал.



В даний час ведеться робота з коректування будівельних норм і правил. Намічено розробити три державних нормативних документи (ДБН): “Сталеві конструкції. Норми проектування”(замість СНиП П-23.81\*), “Навантаження і впливи. Норми проектування” (замість СНиП 2.01.07-85) і “СПДС. Робочі креслення металевих конструкцій”(замість СТСЄВм2722-84).

Розробляються нові методики захисту сталевих конструкцій від корозії, використовуючи гальванічні покриття (Маріупольський ЗМК), а також ефективні утеплювачі для захисних елементів (Житомирський ЗМК).

Велика робота з удосконалення використання металевих конструкцій ведеться УкрНДІ Проектстальконструкція, інститутом електрозварювання ім. Є.О. Патона, а також рядом вузів (Київським національним університетом будівництва та архітектури, Донецькою академією будівництва та архітектури, Придніпровською, Одеською, Харківською академіями будівництва та іншими).

## 2. МАТЕРІАЛИ ДЛЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ І ЇХ РОБОТА ПІД НАВАНТАЖЕННЯМ

Більшість металевих конструкцій для будівництва виготовляється з прокатної сталі. Її частка становить близько 95% всього обсягу металевих конструкцій; конструкцій з алюмінієвих сплавів – близько 5%, а відливок зі сталі і чавуну - менше 1%.

Перевага сталі як конструкційного матеріалу для металевих конструкцій зумовлена високою міцністю та значно нижчою вартістю і енергомісткістю порівняно з алюмінієвими сплавами.

Крім того, сталь має вищі значення модуля пружності, межі витривалості, вогнестійкості, менший коефіцієнт лінійного розширення, а також простіше зварюється. Однак необхідно відзначити, що обсяги використання алюмінієвих сплавів у будівництві зростають з року в рік. Цьому сприяє зростання виробництва алюмінію та зниження його вартості. За останні 30...35 років відношення вартості  $1\text{ м}^3$  алюмінію до вартості  $1\text{ м}^3$  сталі зменшилося з 5,7 до 2,2 разу. Переваги алюмінієвих сплавів – більша широка сировинна база, менша густина ( $\rho_{\text{ал}}=2,7\text{ т/м}^3$  проти  $\rho_{\text{ст}}=7,85\text{ т/м}^3$ ), вища корозійна стійкість, простота формоутворення профілів, відсутність іскор при ударах.

Застосування чавуну обмежено внаслідок збільшеної крихкості, що дозволяє використовувати його тільки для опорних частин конструкцій балок, ферм, арок, які працюють на стискання, а також для захисних споруд. Застосовується, як правило, сірий чавун марок СЧ 12-28, СЧ 15-32, СЧ 18-36, СЧ 21-40, СЧ 24-40, СЧ 28-48 (перша цифра означає нормативний опір на розтягування при згинанні, друга – нормативний опір при центральному стисканні).

### 2.1. Сталі як конструкційні матеріали

Сталь - це сплав заліза з вуглецем та деякими домішками. Сталі класифікують за різними ознаками: за хімічним складом, способом розкислення, призначенням, структурою тощо.

За хімічним складом сталі ділять на вуглецеві і леговані. Для будівельних конструкцій застосовують маловуглецеві і низьколеговані сталі. Вуглець має особливий вплив на її властивості. Зі збільшенням вмісту вуглецю підвищується міцність сталі, але зменшується пластичність і погіршується зварюваність. Тому в будівельних сталях, які повинні бути достатньо пластичними і добре зварюватися, вуглецю повинно бути не більше 0,22%.

Структура маловуглецевої сталі залежить від температури під час застигання розплавленої сталі. Відомо, що температура плавлення чистого заліза  $1539^{\circ}\text{C}$ , з домішками вуглецю вона знижується приблизно до  $1520^{\circ}\text{C}$ . При  $t \approx 910^{\circ}\text{C}$  утворюється твердий розчин вуглецю в залізі, так званий аустеніт, далі при  $t=732^{\circ}\text{C}$  відбувається хімічна взаємодія ( $3\text{Fe}+\text{C}=\text{Fe}_3\text{C}$ ) і створюється цементит. При подальшому застиганні цементит насичується

залізом і в структурі сталі він має вигляд перліту. Розміщується перліт між зернами фериту у вигляді прошарків і окремих включень. Як і цементит, його характеризують значна міцність та пружність. Отже, при кімнатній температурі структура сталі складається з двох компонентів – перліту (більш темний, твердий) і фериту (більш світлий, пластичний).

Для покращання властивостей сталі в її склад вводять легуючі компоненти.

В низьколегованих сталях сумарний вміст легуючих компонентів не перевищує 5%, в середньолегованих – 5...10%, високолеговані сталі містять легуючих домішок понад 10%.

Структура низьколегованих сталей аналогічна структурі маловуглецевих сталей (вуглецю  $\leq 0,22\%$ ), збільшення міцності досягається легуванням такими домішками як: кремній (С), марганець (Г), мідь (Д), нікель (Н), хром (Х), ванадій (Ф), вольфрам (В), молібден (М), титан (Т), алюміній (Ю), азот (А), бор (Р). Вони покращують механічні властивості сталей і їх стійкість до корозії.

Склад легуючих домішок вказують в марці сталі: перші дві цифри відповідають вмісту вуглецю в сотих частках проценту, потім перераховують домішки і їх вміст з заокругленням до цілих відсотків (процентів). Наприклад 14Г2АФ, 10ГС2.

Кремній (С) підвищує міцність сталі, але знижує пластичність, погіршує зварюваність і корозійну стійкість сталі.

Марганець (Г) підвищує міцність, понижує шкідливий вплив сірки і кремнію. Коли марганцю більше 2,0%, сталь стає крихкою.

Мідь (Д) дещо підвищує міцність сталі і збільшує її стійкість проти корозії. Коли міді більше 0,7%, це прискорює старіння сталі і підвищує її крихкість.

Хром (Х) і нікель (Н) підвищують міцність сталі, не впливають на її пластичність і покращують корозійну стійкість.

Алюміній (Ю) підвищує ударну в'язкість.

Ванадій (Ф) і молібден (М) підвищують міцність сталі і не впливають на її пластичність, запобігають зниженню міцності термічно зміцненої сталі при зварюванні.

Азот (А) в незв'язаному стані сприяє старінню сталі і робить її крихкою. Коли азот в хімічній сполуці з алюмінієм, ванадієм, титаном і іншими елементами, тоді він є легуючим елементом і дає можливість одержати сталь з мілкозернистою структурою.

Алюміній (Ю) та марганець (Г) в сталі є одночасно і розкислювачами.

Поряд з корисними домішками до складу сталей входять і шкідливі, які неминуче надходять з рудою та паливом. У першу чергу це такі, як сірка і фосфор.

Сірка викликає червоноламкість сталі – крихкість при гарячій обробці тиском. Червоноламкість сталі усуває марганець, який зв'язує сірку в

сульфіди. Фосфор підвищує крихкість сталі, викликає її холодноламкість - зниження ударної в'язкості при пониженні температури, а також знижує пластичність. Вміст сірки і фосфору в сталях суворо обмежується і не повинен перевищувати 0,03...0,05%.

Дуже шкідливими є також кисень і водень, які призводять до крихкості сталей. Хімічний склад різних сталей наведено в табл. 2.1.

Для одержання оптимальної структури сталь піддають термічній обробці. Під час термічної обробки зменшуються величини зерен фериту, збільшується розчинність легуючих компонентів. Тому покращуються механічні якості, сталь стає більш однорідною, зростає її в'язкість і пластичність. При термічній обробці одночасно знімаються внутрішні напруження, що також сприяє покращенню властивостей сталі.

Способи термічної обробки сталей.

а) Нормалізація – повторне нагрівання сталі до температури створення аустеніту (890°...920°C) і повільне охолодження на повітрі.

б) Гартування – нагрівання сталі до температури фазового перетворення ( $\geq 900^\circ\text{C}$ ) і швидке охолодження (наприклад, водою). Сталь зберігає переохолоджену гратку аустеніту і містить вуглець у твердому розчині. Така структура нестійка. Для її стабілізації здійснюють відпуск – повторне нагрівання з повільним охолодженням. Найчастіше відпуск виконують при нижчих температурах, ніж гартування – до 700°C. При цьому отримують дрібнозернисту феритову структуру, рівномірно зміцнену перлітовими прошарками і вкрапленнями. Це так званий сорбіт відпуску, який має високу міцність і в'язкість. Потрібна структура може бути отримана і без відпуску, якщо належним чином підібрана швидкість охолодження після гартування.

Незважаючи на мізерну розчинність вуглецю у фериті, все ж деяка його частина під час кристалізації розплаву залишається у складі зерен у вигляді твердого розчину. З часом атоми вуглецю дифундують до меж зерен, збільшуючи там кількість карбїду заліза  $\text{Fe}_3\text{C}$ . Виділяються також карбїди і нітриди інших елементів, внаслідок чого зростає міцність сталі, але одночасно знижуються її пластичність, опір крихкому руйнуванню, динамічним і ударним навантаженням. Цей процес називається старінням металу. З підвищенням температури, при періодичному нагріванні і охолодженні під дією постійних і особливо змінних напружень, під час механічних впливів старіння прискорюється.

Маловуглецеві сталі залежно від гарантій при поставках поділяють на групи і категорії. Є три групи: група А – сталь має гарантовані механічні якості; група Б – гарантований хімічний склад сталі; група В – сталь має гарантовані механічні якості та хімічний склад. Для будівельних конструкцій вживається лише маловуглецева сталь групи В.

Хімічний склад сталей (вибірка з ГОСТ 27772-88)

Назва	Доля елементів, %									
	вуглецю, не більше	марганцю	кремнію	сірки не більше	фосфору	хрому	нікелю	міді	ванадію	інші
C 235	0,22	≤0,60	≤0,05	0,050	≤0,040	≤0,30	≤0,30	≤0,30	-	-
C 245, C 275, C345T, C375T*	0,22	≤0,65	0,05-0,15	0,05-0,15	≤0,040	≤0,30	≤0,30	≤0,30	-	-
C 255, C 285, 345T* C375T*	0,22 0,22 0,20	≤0,65 0,8-1,10 0,8-1,10	0,15-0,30 0,05-0,15 0,15-0,3	0,050 0,50 0,050	≤0,040 ≤0,040 ≤0,040	≤0,30 ≤0,30 ≤0,30	≤0,30 ≤0,30 ≤0,30	≤0,30 ≤0,30 ≤0,30	-	-
C 345, C 375, C390T** C 390T	0,15	1,30-1,70	≤0,80	0,040	≤0,035	≤0,30	≤0,30	≤0,30	-	-
C 345K	0,12	0,30-0,60	0,17-0,37	0,040	0,070-0,120	0,05-0,80	0,30-0,60	0,30-0,50	-	Алюміній 0,08-0,15
C 390	0,18	1,20-1,60	≤0,60	0,040	≤0,035	≤0,40	≤0,30	≤0,30	0,07-0,12	Азот 0,015-0,025
C 390K	0,18	1,20-1,60	≤0,17	0,040	≤0,035	≤0,30	≤0,30	0,20-0,40	0,08-0,15	Азот 0,015-0,025
C 440	0,20	1,30-1,70	≤0,60	0,040	≤0,035	≤0,40	≤0,30	≤0,30	0,08-0,14	Азот 0,015-0,025
C 590	0,15	1,30-1,70	0,40-0,70	0,035	≤0,035	≤0,30	≤0,30	≤0,30	0,07-0,15	Молибден 0,15-0,25
C 590K	0,14	0,90-1,40	0,20-0,50	0,035	≤0,035	0,20-0,50	1,40-1,75	≤0,30	0,05-0,10	Молибден 0,15-0,25 Азот 0,02-0,03 Алюміній 0,05-0,10

\*Сталь термозмінена з прокатного нагрівання.

\*\*Сталь термозмінена з спеціальним нагріванням

Категорії поставки бувають від 1 до 6 і до 15 для низьколегованих сталей. Для всіх категорій поставки гарантуються механічні властивості. Розрізняються категорії переважно гарантіями щодо ударної в'язкості. Наприклад, ударна в'язкість може не гарантуватися (категорія 2), гарантуватися при  $t=+20^{\circ}\text{C}$  (категорія 3).

За способом розкислення сталі можуть бути: киплячими (КП), напів-спокійними (ПС), спокійними (СП). Для підвищення якості маловуглецевої сталі її розкислюють домішками марганцю, кремнію, алюмінію, кальцію чи титану. Розкислені сталі не киплять при розливці і тому їх називають спокійними. Спокійна сталь однорідна, добре зварюється, краще чинить опір крихкому руйнуванню і динамічним впливам, але її вартість на 12% вища за вартість киплячої сталі.

Кипляча сталь розкислена не повністю, а тільки марганцем. Під час розливки бульбашки газу впливають на поверхню і створюють враження кипіння сталі. Тому така сталь називається киплячою. Вона більше засмічена газами, менш однорідна, гірше чинить опір крихкому руйнуванню і старінню.

Напівспокійна сталь розкислена марганцем і алюмінієм, займає проміжне положення між киплячою і спокійною як за якістю, так і за вартістю.

Маркування маловуглецевих сталей таке: ВСт3кп2, ВСт3пс6, ВСт3сп5 тощо, тут: В – група поставки сталі; Ст3 – порядковий номер сплаву; КП, ПС, СП – кипляча, напівспокійна, спокійна; остання цифра (2, 6, 5) означає категорію поставки.

У позначках марок низьколегованих сталей відображено їх хімічний склад, який впливає на механічні властивості сплавів. Для металевих конструкцій норми рекомендують такі леговані сплави: 09Г2, 14Г2, 09Г2С, 10Г2С1, 15Г2СФ, 15ХСНД, 10ХСНДП, 12Г2СМФ тощо. Тут дві перші цифри характеризують вміст вуглецю у сотих частках процента, а цифри після умовних позначок елементів – їх вміст у процентах, при цьому вміст хімічного елемента менше 1% не вказується.

За способом виплавки будівельні сталі бувають мартенівськими, киснево-конверторними або виплавленими в електропечах (де також виплавляють сталь з чавуну). Виплавка сталі в електропечах відзначається підвищеною чистотою. В поставках спосіб виплавки не вказують, тому що різні технології виплавки дають сталі близькі за якістю.

За призначенням сталі ділять на конструкційні, інструментальні і сталі з особливими якостями. Конструкційні сталі застосовують при виготовленні будівельних конструкцій, деталей машин. Інструментальні сталі застосовують для виготовлення різних інструментів і ріжучих пристроїв. Сталі з особливими якостями мають специфічні фізико-хімічні властивості (корозійностійкі, магнітні, жароміцні і інші). Їх застосовують в залежності від специфіки, призначення і умов експлуатації конструкцій або приладів.

Всі конструкційні сталі за міцністю діляться на 3 групи.

1 група – сталі звичайної міцності,  $\sigma_y < 29 \text{ кН/см}^2$  – маловуглецеві (вміст вуглецю до 0,22%), наприклад ВСтЗкп2, ВСтЗпсб, ВСтЗсп5.

2 група – сталі збільшеної міцності,  $29 \text{ кН/см}^2 \leq \sigma_y < 40 \text{ кН/см}^2$ :

- низьколеговані, наприклад, 09Г2, 09Г2С, 14Г2, 10Г2, 10Г2С1, 10ХСНД, 15ХСНД, 10ХНДП (С345...С390);

- маловуглецеві термічно зміцнені, наприклад, ВСтТпс.

3 група – високоміцні сталі  $\sigma_y \geq 40 \text{ кН/см}^2$ , що їх отримують легуванням і термічною обробкою одночасно, наприклад, 16Г2АФ, 18Г2АФпс, 15Г2СФт.о., 12Г2СМФт.о., 12ГН2МФАЮт.о. (С440...С590).

Основним документом, який регламентує характеристики сталі, для металевих конструкцій є ГОСТ 27772-88 "Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия". Згідно з ним фасонний прокат виготовляють зі сталей С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С375. Листовий, універсальний прокат і гнуті профілі виготовляють зі сталей С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С375, С390, С390К, С440, С590, С590К. Буква С в назві сталі означає сталь "строительную", цифра показує значення межі текучості в МПа при найменшій товщині прокату, буква К - варіант хімічного складу.

Прокат зі сталі С345 і С375 виготовляють 4-ох категорій в залежності від вимог за випробуваннями на ударне згинання (ударну в'язкість). Показники ударної в'язкості для прокату зі сталей С345 і С375, що нормуються, для кожної категорії поставки наведені в табл. 2.2.

Таблиця 2.2

### Характеристики, що нормуються, для категорій поставки

Характеристика, що нормується	Категорія			
	1	2	3	4
Ударна в'язкість при:				
- 40°C	+	-	+	-
- 70°C	-	+	-	+
Ударна в'язкість після механічного старіння	-	-	+	+

Вибір варіанта хімічного складу і виду термообробки визначається заводом, головною задачею якого є забезпечення необхідних властивостей сталі. Листовий прокат може виготовлятися з термічною обробкою, при цьому в позначенні сталі дають букву Т, наприклад, С345Т.

Особливістю ГОСТ 27772-88 є те, що для деяких сталей (С245, С255, С275, С285, С345, С375) використовують статистичні методи контролю, які гарантують забезпеченість нормативних значень межі текучості і тимчасового опору 0,95.

Будівельні металеві конструкції виготовляють також зі сталей, які поставляються за ГОСТ 380-88 "Сталь углеродистая обычной прочности", ГОСТ 19281-89 "Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия" і за іншими стандартами. Принципової різниці між власти-

востями сталі, що мають однаковий хімічний склад, але постачаються за різними стандартами, немає. Різниця тільки в способах контролю і позначеннях. Згідно з ГОСТ 380-88 в позначеннях марки сталі вказують групу постачання, спосіб розкислення і категорію. При поставці за групою А завод гарантує механічні властивості, за групою Б - хімічний склад, за групою В - механічні властивості та хімічний склад.

Сталі, які постачаються за різними стандартами, взаємозамінні (табл. 2.29 дод. 2). Так, сталь С245 відповідає сталі ВСт3пс6, сталь С255 – ВСт3сп5.

## 2.2. Алюмінієві сплави

Алюміній для будівельних конструкцій використовується тільки у вигляді сплавів з різними хімічними домішками.

Алюміній має щільність майже у три рази меншу ніж у сталі, модуль пружності дорівнює  $E=71000$  МПа, модуль зсуву  $G = 27000$  МПа, що також приблизно у 3 рази менше відповідних характеристик сталі. Міцність алюмінію у чистому вигляді незначна -  $\sigma_e=60\dots70$  МПа,  $\sigma_{02} = 20\dots30$  МПа. Алюміній має гарні пластичні властивості, видовження при розриві досягає 40...50%. Збільшити міцність алюмінію можна за рахунок введення легуючих елементів, таких як магній, марганець, кремній, мідь, цинк, нікель, залізо, титан, хром і інші. Переваги алюмінієвих сплавів: легкість, корозійна стійкість, антимагнітність, холодостійкість, відсутність утворення іскор при ударах, естетичність. Але такі недоліки, як невеликий модуль пружності (для алюмінієвих сплавів  $E=0,71\cdot 10^5$  МПа, для сталі  $E=2,06\cdot 10^5$  МПа) і відносно висока вартість, суттєво обмежують застосування алюмінієвих сплавів в якості конструкційних матеріалів. Конструкції із алюмінієвих сплавів знаходять застосування в спорудженнях легких просторових і стержневих систем (ферм, арок, веж, щогл, склепін); в листових конструкціях (резервуарах); в конструкціях, які об'єднують захисні і несучі функції (панелі перекриттів і стін), листові покриття великих прольотів; для виготовлення переплетень та оздоблення будівель і споруд.

У будівельних конструкціях використовують алюмінієві сплави, оскільки в чистому вигляді алюміній мало придатний як конструкційний матеріал через незначну міцність і велику деформівність.

Алюмінієві сплави поділяють на два види: деформаційні та ливарні. Деформаційні – використовують для отримання листів, стрічок, різноманітних профілів, труб шляхом прокатування, пресування, кування, штампування, гнуття та інших способів, які супроводжуються пластичним деформуванням матеріалу. Вироби з цих сплавів використовують у будівництві найширше. Для підвищення стійкості і жорсткості елементів профілі виготовляють з бульбами на кінцях полиць. Ливарні - застосовують у вигляді відливок. Внаслідок недостатньої пластичності вони використовуються мало, лише у вигляді дрібних фасонних деталей.



Деформаційні сплави бувають таких груп: А – технічний алюміній з вмістом домішок до 1%; АМц – алюмомарганцеві сплави (вміст марганцю 1...1,6%); АМг – манганалі (вміст магнію 1,8...2,8%, марганцю 0,2...0,6%); АВ – авіалі (сплави, леговані кремнієм, магнієм, міддю, марганцем чи хромом); АД – алюмодеформаційний сплав (наприклад АД 31 містить магнію 0,4...0,9%, кремнію 0,3...0,7%); Д – дюралюміни (вміст міді ~4%, магнію 1,5%, марганцю 0,6%); В – високоміцні складнолеговані сплави, позначаються цифрами (наприклад, сплав 1915 містить міді 0,1%, магнію 1,3...1,8%, марганцю 0,2...0,6%, кремнію 0,3%, цинку 3,4...4%, хрому 0,08...0,2%, цирконію 0,15...0,22%).

Ливарні сплави позначають так: АЛ8 (містить 9,5...11,5% магнію), АЛ9 тощо; цифри 8,9 – порядкові номери ливарних сплавів.

Рекомендується також цифрове позначення не тільки високоміцних алюмінієвих сплавів, наприклад, технічний алюміній АД1 позначають як 1013 (перша цифра – 1 – означає основу – алюміній, друга цифра – 0 – характеризує основний легуючий елемент чи їх групу, останні дві – 13 – номер сплаву).

Покращення механічних якостей алюмінієвих сплавів досягається термічною чи механічною обробкою. Залежно від виду обробки в кінці позначення марки сплаву додається відповідна буква. Постачання виробів з алюмінієвих сплавів ведеться у м'якому відпаленому стані (умовна позначка М), напівнагартваному (П), нагартваному (Н), термічно зміцненому і природно зістареному (Т), термічно зміцненому і штучно зістареному (Т1).

Відпаленого стану виробів досягають, витримуючи їх протягом 1...1,5 год. при  $t=390...430^{\circ}\text{C}$  з подальшим повільним охолодженням (на  $30^{\circ}\text{C}$  за 1 год.). Після відпалювання матеріал стає більш пластичним, але при цьому зменшується його міцність. Термічне зміцнення має дві стадії – гартування і старіння.

Гартування полягає в нагріванні до  $450...520^{\circ}\text{C}$  і швидкому охолодженні найчастіше у воді при  $t \geq 20^{\circ}\text{C}$ . При цьому необхідно відзначити, що в алюмінієвих сплавах на відміну від сталі при температурних впливах структура не змінюється. Старіння можливе природне протягом 4...30 діб при кімнатній температурі і штучне при  $t \approx 150^{\circ}\text{C}$  протягом декількох годин. Природа старіння алюмінієвих сплавів і сталей однакова. Термічній обробці піддають високоміцні алюмінієві сплави, авіалі, дюралюміни. Покращення механічних характеристик сплавів, що не піддаються термічному зміцненню, досягається холодною обробкою - витяжкою.

Відповідно до способу обробки такі сплави називаються нагартваними (Н), чи напівнагартваними (П). Через знижені значення відносного видовження нагартвані матеріали не рекомендується піддавати пластичному деформуванню (наприклад, гнуттю) та зварюванню, щоб уникнути тріщин і розривів.

Для будівельних конструкцій найчастіше застосовують такі марки: АД1М, АМцМ, АМг2М, АМг2П, АД31Т, АД31Т1, 1915Т. Ці сплави добре

зварюються і мають досить високу корозійну стійкість. Такі сплави, як 1925Т, дюралюміні, деякі авіалі не зварюються і тому можуть використовуватися лише в клепаних чи болтових з'єднаннях. Сплав марки 1915 самогартується при охолодженні на повітрі. Цим пояснюється висока міцність зварних з'єднань цього матеріалу без додаткової термічної обробки після зварювання.

Технічний алюміній та алюмінієві сплави, що мають малу міцність (АД1М, АМцМ, АМг2М, АМг2П), рекомендуються для захисних конструкцій (покрівельних і стінових панелей, підвісних стель, перегородок, віконних і дверних заповнень, вітражів тощо). У несучих конструкціях необхідно вживати сплави, які мають підвищену міцність (АД31Т, АД31Т1, 1915Т, 1925). Для виготовлення алюмінієвих відливок рекомендуються литварні сплави АЛ8, АЛ9.

### **2.3 Вибір сталі для будівельних конструкцій**

Сталі для будівельних конструкцій вибирають на основі варіантного проектування і техніко-економічного аналізу згідно з рекомендаціями норм проектування [1]. Вибір сталі залежить від температури середовища, в якій буде експлуатуватися конструкція. Цей фактор враховує небезпеку крихкого руйнування при знижених температурах. На вибір сталі також впливають ще такі фактори, як:

- характер навантаження, який визначає особливості роботи матеріалу і конструкцій при динамічних, вібраційних і змінних навантаженнях;
- спосіб з'єднання елементів, який визначає ступінь концентрації напружень і властивості сталі в зоні з'єднання;
- характер напруженого стану і рівень виникаючих напружень;
- товщина прокату, цей фактор враховує зміну властивостей сталі зі збільшенням його товщини.

Згідно з [1] сталеві конструкції поділяють на 4 групи.

До першої групи відносять зварні конструкції, які працюють в особливо важких умовах або які піддаються безпосередньому впливу динамічних, вібраційних або рухомих навантажень (наприклад, підкранові балки, балки робочих площадок або елементи естакад, що безпосередньо сприймають рухомі навантаження, фасонки ферм і інші). Конструкції першої групи експлуатуються в найбільш складних умовах, що сприяють можливості їх крихкого руйнування. Тому до властивостей сталей для цих конструкцій пред'являють найбільш великі вимоги.

До другої групи відносять зварні конструкції, які експлуатуються при статичних навантаженнях при впливі розтягання, згинання або згинання з розтяганням (ферми, ригелі рам, балки перекриттів та покриттів, косоури сходів, підпори високовольтних ліній, підпори транспортних галерей, елементи контактної мережі транспорту і інші), а також конструкції першої групи без зварювання. Для конструкцій цієї групи загальним є під-

вищена безпека крихкого руйнування, яка пов'язана з наявністю розтягувальних напруг.

До третьої групи відносять зварні конструкції, що працюють при статичному навантаженні на стискання або стискання зі згинанням (колонни, стояки, опорні плити, елементи настилів перекриттів, зв'язки між колонами та інші), а також конструкції другої групи при відсутності в них зварних з'єднань.

В четверту групу входять допоміжні конструкції будівель і споруд (зв'язки, крім тих, що включені до третьої групи; елементи фахверка, сходи, трапи, площадки, огорожі і т.п.) а також конструкції і їх елементи третьої групи при відсутності зварних з'єднань.

В нормах проектування (табл. 50[1]) наводиться перелік сталей в залежності від групи конструкцій і кліматичного району будівництва. В межах кожної групи конструкцій в залежності від температури експлуатації до сталей ставлять вимоги до ударної в'язкості при різних температурах.

Вибір сталі в межах кожної групи повинен виконуватися на основі порівняння техніко-економічних показників, таких як витрати сталі і вартість конструкцій.

## **2.4. Сортамент**

У будівництві сталь застосовують у вигляді виробів, які виготовляють на металургійних заводах. Прокатні вироби мають різну форму поперечного перерізу (профіль). Розрізняють листову та профільну сталь. Профільну сталь розділяють на сортову (квадрат, кругла) і фасонну (двотаври, швелери, кутики і інше).

У результаті багаторічного досвіду застосування різних за формою профілів відсортувались конструктивно найзручніші й економічно найвигідніші, придатні для різних типів конструкцій у різних умовах будівництва - кутикові, двотаврові та швелерні профілі. Поряд із листовою та круглою сталлю вони є основними в будівництві.

Каталог прокатних профілів з зазначенням їх форми, розмірів, геометричних характеристик називають сортаментом і оформляють у вигляді державних стандартів (ДСТУ, ГОСТ).

### **2.4.1. Кутиковий профіль**

Існують два типи кутикових профілів - з рівними і нерівними полицями.

Кутикові профілі широко застосовують в конструкціях у вигляді таких основних форм: зв'язуючого елемента, який з'єднує листи або утворює складений клепааний переріз (рис. 2.1); самостійного перерізу, який складається з одного або двох кутиків і призначений для роботи на основні сили (розтягування або стискання) (рис. 2.2); з'єднання конструктивних деталей

- для кріплення балок до колон, кріплення прогонів до поясів ферм, для опорних стільців, ребер жорсткості та ін.

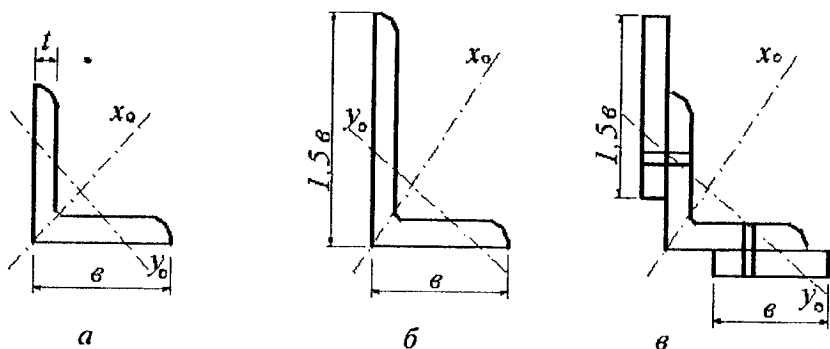


Рис. 2.1. Кутикові профілі:  
а) рівнополичний; б) нерівнополичний; в) складений клепааний переріз

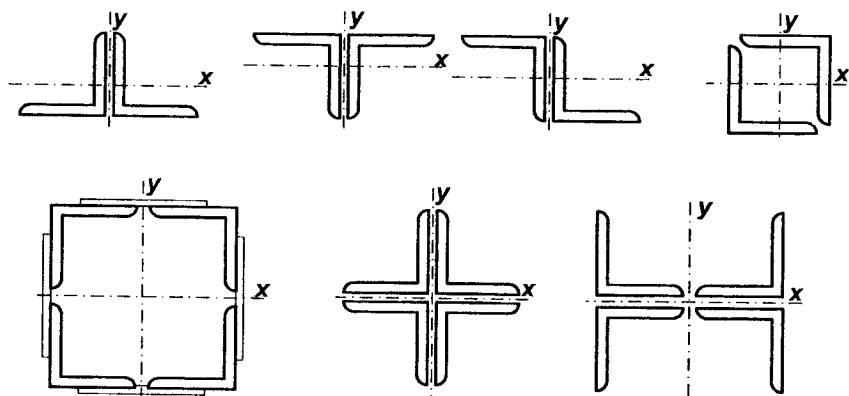


Рис. 2.2. Види складених (поперечних) перерізів елементів з кутиків

Завдяки універсальності використання кутиків їх сортамент значно поширився - від найменших і найлегших профілів із площею поперечного перерізу  $2,4 \dots 3,0 \text{ см}^2$  до найпотужніших і найважчих із площею поперечного перерізу до  $163 \text{ см}^2$ . Для зручності користування (прикріплення і стикування) полиці кутиків мають паралельні грані.

Номер і товщину кутика вибирають залежно від призначення в конструкції. Якщо кутик застосовують у складі клепаного перерізу, необхідно забезпечити надійну і рівномірну передачу зусиль між окремими частина-

ми перерізу. Тому профіль кутика слід вибирати, виходячи з конструктивного компонування всього перерізу.

Якщо кутики працюють на зовнішні навантаження як самостійний переріз у складі стержневої конструкції, то потрібно вибирати найтонші з них, оскільки мірою вигідності стисненого елемента є його радіус інерції, від якого залежить коефіцієнт  $\varphi$ , що знижує розрахунковий опір.

Для розтягнутих елементів зварних конструкцій товщина кутика не має особливого значення, але й у цьому разі беруть тонкі кутики, оскільки вони жорсткіші, а це зручніше при монтажі. У несучих металевих конструкціях мінімальними профілями для робочих елементів беруть кутики 50x5мм і 60x40x5 мм.

За ДСТУ 2251-93 “Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент” за точністю прокатування кутики виготовляють: А – високої точності; В – звичайної точності, довжиною від 4 до 12 м. Допускається виготовлення кутиків довжиною не менше 3 м і понад 12 м. Сортамент кутиків рівнополічних наведено в табл. 2.1 дод. 2. Сортамент кутиків нерівнополічних наведено в табл. 2.2 дод. 2.

#### 2.4.2. Швелери

Згідно з ДСТУ 3436-96 “Швелери сталеві гарячекатані. Сортамент” швелери загального та спеціального призначення мають висоту від 50 до 400 мм та ширину полиць від 32 до 115 мм. Номер швелера відповідає його висоті, вираженій у сантиметрах.

За формою і розмірами швелери виготовляють таких серій: У – з ухилом внутрішніх граней полиць; П – з паралельними гранями полиць; Е – економічні з паралельними гранями полиць; Л – легкої серії з паралельними гранями полиць; С – спеціальні. Поперечний переріз швелерів серій У і С повинен відповідати показаному на рисунку 2.3, а, серій П, Е, Л – на рис. 2.3, б. Швелери виготовляють довжиною від 2 до 12 м, а за узгодженням – довжиною понад 12 м.

Цей профіль конструктивно зручний тоді, коли до стінки повинні прилягати інші елементи. Швелери використовують як елементи, що працюють на згинання, тому їх широко застосовують у вигляді прогонів у покриттях промислових будівель. Проте через відсутність симетрії відносно осі у швелер (рис. 2.3, а), як правило, зазнає скручування і отримує додаткові, хоча й незначні, напруження.

Швелери широко застосовуються, як правило, в основних несучих конструкціях у вигляді складених з двох елементів перерізів, з'єднаних планками або решітками, наприклад, у колонах, балках, поясах ферм (рис. 2.3, в-ж) тощо.

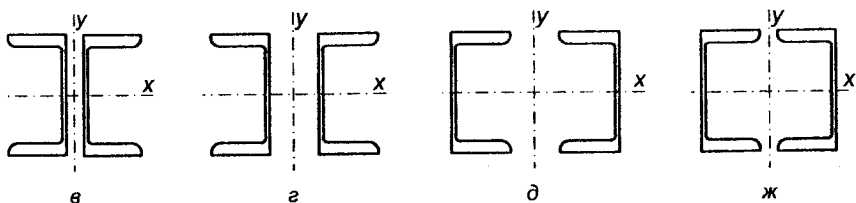
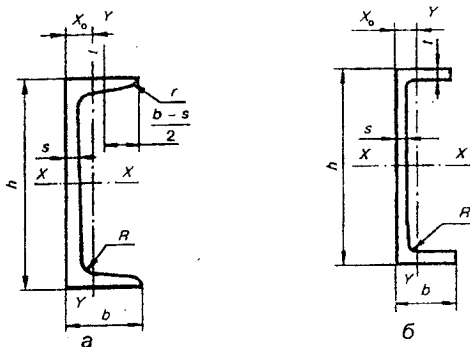


Рис. 2.3. Типи швелерів та перерізи конструкцій з них:  
 а – серій У і С; б – серій П, Е, Л; в-ж – перерізи конструкцій зі швелерів

Сортамент швелерів наведено в табл. 2.3...2.6 дод. 2.

### 2.4.3. Двутаври

Двутаври застосовують в основному як балки, що працюють на згинання, чим, як відомо з теорії опору матеріалів, і визначається їх конфігурація (рис. 2.4). Номер двутавра відповідає його висоті, вираженій у сантиметрах.

Згідно з ГОСТ 8239-89 “Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент” двутаври з нахилом внутрішніх граней полиць мають висоту від 100 до 600 мм, довжина прокату від 4 до 12 мм, а за узгодженням – довжиною понад 12 м. Поперечний переріз двутавра повинен відповідати перерізу, показаному на рис. 2.4, а. Сортамент звичайних двутаврів наведено в табл. 2.7 дод. 2. Стінки у великих двутаврів (45...60) мають мінімальну товщину, яка за умови стійкості досягає 1/50 висоти двутавра, що підвищує ефективність перерізу балки при роботі її на згинання.

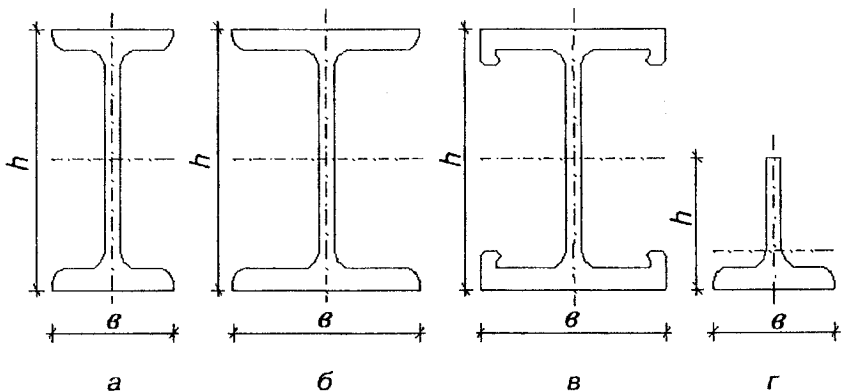


Рис. 2.4. Види поперечних перерізів двотаврів і тавра:

а – звичайний двотавр; б – широкополичний двотавр; в – колонний двотавр; г – тавр

Крім звичайних двотаврових профілів (рис. 2.4, а) застосовують також профілі з паралельними гранями полиць (рис. 2.4, б), які діляться на типи: Б - нормальні; Ш - з широкими полицями; К - для колон.

За ГОСТ 26020-83 “Двотавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент” нормальні двотаври (Б) мають висоту від 100 до 1013 мм, відношення ширини полиць до висоти профілю змінюється від  $b:h=1:1,81$  (для  $h=100$  мм) до  $b:h=1:3,16$  (для  $h=1013$  мм). Сортамент двотаврів типу “Б” наведено в табл. 2.8 дод. 2.

Широкополичні двотаври (Ш) мають висоту від 200 до 700 мм. Відношення ширини полиць до висоти профілю від  $1:1,29$  (для  $h=193$  мм) до  $1:2,24$  (для  $h=718$  мм). Сортамент двотаврів типу “Ш” наведено в табл. 2.9 дод. 2.

Колонні двотаври (К) мають висоту від 200 до 400 мм. Ці двотаври мають відношення ширини полиць до висоти профілю близько 1:1, що суттєво підвищує жорсткість перерізу відносно осі У в порівнянні з іншими типами. Сортамент двотаврів типу “К” наведено в табл. 2.10 дод. 2.

Двотаври додаткової серії (Д) типу (Б1, Б2) і (Ш1) мають висоту від 239 до 496 мм. Їх сортамент наведено в табл. 2.11 дод. 2.

Конструктивні переваги двотаврів з широкими полицями дають змогу використовувати їх у вигляді самостійних елементів (балки, колони, стержні важких ферм), які не потребують ніякої обробки, що в 2...3 рази знижує трудомісткість виготовлення конструкцій.

З двотаврів із широкими полицями розрізанням стінки у поздовжньому напрямі виготовляють таврові профілі (рис. 2.4, г), які використовують у конструкціях, що мають решітку, наприклад, у фермах.

#### 2.4.4. Сталь листовая

Листова сталь, яку широко застосовують у будівництві, становить 40...60% маси всієї споруди, а в спеціальних листових конструкціях - оболонках - близько 100% маси. Таке широке застосування листа навіть у стержневих системах пояснюється необмеженою можливістю створення будь-яких профілів потрібних розмірів, потужності та конфігурації перерізу. Листову сталь класифікують за такими ознаками, як товщина і ширина стрічки.

Тонколистову сталь завтовшки до 4 мм використовують для виготовлення гнутих, штампованих тонкостінних профілів, а також з неї виготовляють профільований настил.

Товстолистову сталь використовують для елементів суцільних систем і листових конструкцій. Сортамент цієї сталі містить листи завтовшки 4...160 мм, завширшки 600...3800 мм. Найпоширеніша ширина не перевищує 2400 мм. Листи завтовшки від 4 до 6 мм градують через 1 мм, 6...22 мм через 2 мм, і далі 25, 28, 30, 32, 36, 40, 50, 60, 80, 100 мм. Для будівельних конструкцій застосовують сталь завтовшки 4...40 мм.

Сталь широкострічкова універсальна завдяки прокатуванню між чотирма валками має рівні краї і застосовується для зварних балок, колон, а також для зварювання встик або якщо потрібно отримати рівні кінці. Товщина такої сталі 6...60 мм, ширина - 200...1050 мм, довжина - 5...12 м (може досягати 18 м). Застосування універсальної сталі зменшує відходи і трудомісткість виготовлення конструкцій, оскільки не потребує різання.

Сталь рифлена завтовшки від 2,5 до 8 мм з ромбічними або сочевицеподібними виступами застосовується для настилів робочих площадок. Також використовують просічно-витяжну сталь завтовшки від 4,5 до 6 мм. Цю сталь отримують шляхом холодної витяжки листа з попередньо нанесеними розрізами.

#### 2.4.5. Труби

Сталеві труби бувають безшовні та електрозварні. Трубчасті профілі особливо економічні при застосуванні їх в стиснутих елементах, оскільки мають найбільший радіус інерції при потрібній площі перерізу.

Безшовні труби мають діаметр 25...550 мм і товщину стінки 2,5...75 мм. Використовують такі труби в конструкціях радіо- і телевізійних опор, для трубопроводів а також в інших спеціальних спорудах. Для решітчастих сталевих конструкцій використовують в основному електрозварні труби діаметром від 25 мм і більше з товщиною стінки не менше 2,5 мм.

Круглі електрозварні труби мають діаметр 25...550 мм і товщину стінок 1...16 мм. Використовують ці труби в конструкціях покриття, особливо в будівлях з агресивним середовищем.



До сортаменту електрозварних труб належать також профілі квадратного перерізу розміром 80...180 мм і прямокутного перерізу розмірами від 60x100 до 160x200 мм з товщиною профілів 3...8 мм, так звані гнutoзварні профілі (ГЗП). Ці труби виготовляють на профілезгинальному стані з наступним заварюванням шва. Сортамент різних труб наведено в табл. 12, 13, 18, 19, 20, 21 дод. 2.

#### 2.4.6. Холодногнуті профілі

Холодногнуті профілі виготовляють з листа завтовшки 1...8 мм. За технічними умовами металургійних заводів гнуті профілі виготовляють різноманітних форм (рис. 2.5). Найпоширеніші - кутиковий профіль, швелери, Z-подібні та інші.

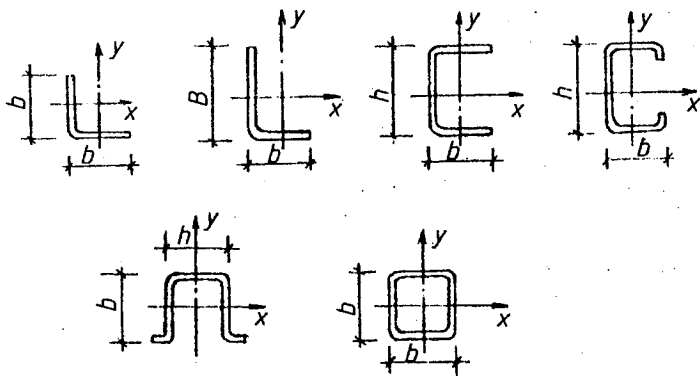


Рис. 2.5. Основні типи холодногнутих профілів

Головна сфера застосування гнутих профілів - легкі конструкції покриттів будівель, де вони замінюють прокатні профілі. Холодногнуті профілі дають економію металу до 10%. Особливістю холодногнутих профілів є їх тонкостінність, тому втрата місцевої стійкості стінок і полиць може виникнути раніше загальної втрати стійкості. Тому елементи з гнутих профілів застосовують для малонавантажених довгих стержнів зв'язків, елементів фахверка, розкосів малих ферм і інших елементів, перерізи яких підбирають за значеннями граничної гнучкості. Для збільшення місцевої стійкості в полицях гнутих профілів роблять відгини.

Сортамент гнутих та гнutoзварних профілів наведено в табл. 14, 15, 16, 17 дод. 2.

#### 2.4.7. Профільований настил

Профільований настил виготовляється на спеціальних станах і є одним із видів гнутих профілів. Такий настил застосовується для конструкцій

покриття і стінового огороження. Профільовані листи розрізняють за висотою і формою гофра. Для виготовлення профільованого настилу застосовують листи завтовшки від 0,6 до 1 мм. В залежності від потрібної жорсткості висота хвилі може становити від 18 до 120 мм. Для забезпечення корозійної стійкості профнастил виготовляють з оцинкованої сталі. В позначеннях, наприклад, Н57-750-07, перша цифра означає висоту хвилі 57 мм, друга 750 - ширину листа, третя - товщину листа - 0,7 мм.

Сортамент профільованого настилу з основними геометричними характеристиками наведено в табл. 22, 23 дод. 2.

#### **2.4.8. Інші профілі**

Крім розглянутих вище для будівельних металевих конструкцій застосовують і інші профілі:

- сталь круглу діаметром 5...250 мм - для елементів зв'язків (тяжів), анкерних болтів;
- сталь квадратну від 6х6 до 200х200 мм – для елементів зв'язків (тяжів) та інших;
- перфоровані балки, що їх отримують шляхом спеціального розрізування двотаврових прокатних профілів і наступним їх зварюванням;
- сталеві канати і високоміцний дріт - для висячих і вантових конструкцій;
- профілі для віконних рам і ліхтарних переплетень;
- рейки.

Сортамент найбільш розповсюджених типів профілів, які використовують для негнучких несучих металевих конструкцій, наведено в табл. 24...28 дод. 2.

### **2.5. Робота металів під навантаженням**

#### **2.5.1. Крихке руйнування металів і робота сталі при статичних навантаженнях**

Метали - тіла кристалічні, тобто атоми в них розміщені в певному геометрично правильному порядку. У реальних металах є деяке відхилення від ідеального порядку в розміщенні атомів у кристалічній решітці, котрі і впливають на міцність металів.

Міцність металів при різних силових впливах характеризується їх здатністю чинити опір цим впливам без руйнування. Руйнування металу може бути крихким і пластичним в залежності від ступеня розвитку пластичних деформацій.

Крихке руйнування відбувається шляхом розривання міжатомних зв'язків без видимих деформацій, раптово. Крихке руйнування металу можна розділити на три етапи: зародження мікротріщини, збільшення її розмірів і лавиноподібне поширення з наступним руйнуванням матеріалу.

Пластичне руйнування металів є наслідком зміщення атомних шарів при зсуві і супроводжується значними деформаціями, котрі можна своєчасно виявити і запобігти руйнуванню.

Один і той же метал може руйнуватися і крихко і пластично в залежності від виду напруженого стану, наявності концентраторів напружень, температури експлуатування та інше.

Теоретична міцність кристала сталі при розриванні становить близько  $3300 \text{ кН/см}^2$ , а при зсуві  $\sim 1300 \text{ кН/см}^2$ , що значно перевищує границю текучості реальних металів. Міцність тонкого сталюго дроту може сягати  $400 \text{ кН/см}^2$ , а міцність металопрокату будівельних сталів не перевищує  $100 \text{ кН/см}^2$ . Така суттєва різниця між теоретичною міцністю металів і практичною міцністю реальних металів і пояснюється різними дефектами кристалічної структури.

Сталь складається в основному з фериту із включенням перліту. Зерна перліту значно міцніші за феритову основу. Ці дві різні за міцністю, пружністю та пластичністю складові визначають роботу вуглецевої сталі під навантаженням. Роботу сталі при одноосному напруженому стані можна прослідкувати на випробуванні зразка на розтягування (рис. 2.6).

У першій стадії до межі пропорційності  $\sigma_{\text{пн}}$  деформації будуть пружними, тобто пропорційними діючим напруженням. Після зняття навантаження деформації зникають, оскільки на цій стадії матеріал видовжується лише в результаті пружноповертального викривлення атомної решітки. Модуль деформації  $E$  на цій стадії роботи сталі є величина постійна (для сталі  $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ ).

При подальшому зростанні навантаження виникають залишкові деформації, пропорційність між напруженнями і деформаціями порушується. Деформації починають зростати швидше, ніж напруження. Наступає стадія пружно-пластичної роботи сталі, модуль деформації змінний (на діаграмі ділянка 1-3, рис. 2.6).

Наступне збільшення навантаження на зразок призводить до розвитку великих деформацій при постійних напруженнях. На діаграмі з'являється площадка текучості  $\sigma_{\text{т}}$ . На площадці текучості матеріал видовжується без приросту навантаження, тобто ніби тече. Напруження, при якому утворюються площадка текучості, називають межею текучості. Протяжність площадки текучості маловуглецевих і деяких низьколегованих сталей становить  $1,5 \dots 2,5\%$ . Деформації розвиваються в результаті пружного деформування кристалів сталі і пластичних незворотних зсувів по площинах ковзання зерен фериту. Тому після зняття навантаження пружна частина деформацій повертається (лінія розвантаження паралельна лінії навантаження), а пластична частина залишається, що призводить до залишкових деформацій (ділянка 3-4, рис. 2.6).

Подальший розвиток деформацій зразка утруднюється міцнішими і жорсткішими зернами перліту. Тому для утворення спільних площин зсуву в зразку потрібно підвищити напруження. Карбіди і нітриди в сталях під-

вищеної та високої міцності, розміщуючись у тілі зерен фериту і під їх стиками, спричиняють додатковий опір зсуву по площинах спайності в зернах фериту і відповідно підвищують міцність сталі.

Стадією самозміцнення називають стадію роботи матеріалу, в якій підвищується опір сталі зовнішнім впливам після площадки текучості до тимчасового опору (ділянка 4-5, рис. 2.6). Матеріал у цій стадії працює як пружно-пластичний. При підході до тимчасового опору розриву  $\sigma_b$  деформації видовження та звуження починають концентруватись у найбільш слабкому місці - тут утворюється шийка. Переріз у місці шийки інтенсивно зменшується, що приводить до підвищення напружень у місці звуження. Тому, незважаючи на те, що навантаження на зразок не збільшується, у місці утворення шийки відбувається розрив. Повне відносне видовження  $\epsilon$ , визначене після руйнування матеріалу, є основним показником пластичності.

Чим більше пластичне видовження, тим більший запас пластичної роботи сталі. Для м'яких вуглецевих сталей  $\epsilon = 22 \dots 26\%$ .

Сталі з відносним видовженням більшим  $13 \dots 14\%$  для будівельних металевих конструкцій не застосовують.

Діаграми  $\sigma$ - $\epsilon$  деформування сталі підвищеної міцності майже не мають площадки текучості - після пружної роботи крива, маючи закруглення, переходить у стадію самозміцнення (рис. 2.6, б). У сталей високої міцності, особливо у термічно зміцнених, площадка текучості відсутня. Умовну межу текучості у таких сталей встановлюють за залишковим видовженням, яке дорівнює  $0,2\%$ .

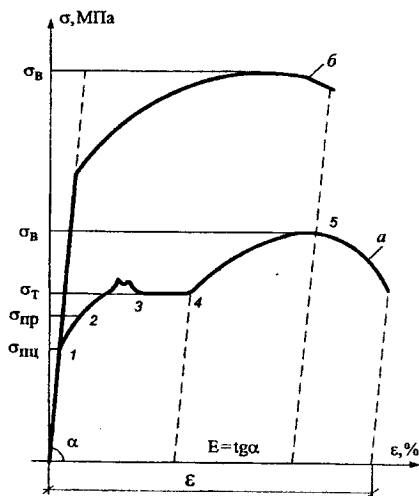


Рис. 2.6. Діаграма деформацій сталі при розтягуванні:  
а - маловуглецевої звичайної міцності; б - підвищеної міцності

Основними характеристиками роботи сталі є такі показники:

$\sigma_T$  - межа текучості, яка характеризує початок розвитку великих деформацій;  $\sigma_s$  - тимчасовий опір, що відповідає граничному навантаженню, яке сприймається елементом; відносне видовження  $\epsilon$ , яке є мірою пластичності матеріалу.

Зазначені характеристики встановлюють за державними стандартами на сталь. Межа текучості високоміцних сталей наближається до тимчасового опору  $\sigma_T/\sigma_s=0,8$ , що обмежує використання роботи матеріалу в пружно-пластичній стадії. При напруженнях від межі пропорційності  $\sigma_{шц}$  до межі текучості  $\sigma_T$  модуль пружності зменшується, у результаті незначно збільшуються загальні деформації конструкцій і зменшується стійкість стиснених елементів конструкцій.

Для сталей високої міцності пропорційність між напруженнями і деформаціями порушується задовго до межі текучості, що потрібно враховувати в процесі розв'язування задач стійкості елементів конструкцій. Якщо на елемент діє навантаження, яке перевищує напруження межі пружності (пластичні деформації і перехід у стадію самозміцнення), з'являються деформації, пов'язані із зміщенням зсуву в кристалічній решітці.

Значення меж текучості і тимчасового опору, які отримані при температурі  $t=20^\circ\text{C}$ , наведені в нормативно-технічній літературі, при зміні температури ці показники також змінюються. При від'ємних температурах тимчасовий опір і межа текучості істотно підвищуються і зближуються між собою, тобто пластичні властивості при від'ємних температурах погіршуються. При підвищенні температури до  $100\dots 200^\circ\text{C}$   $\sigma_T$  і  $\sigma_s$  майже не змінюються; при  $t=300^\circ\text{C}$  дещо підвищується тимчасовий опір. При температурах понад  $400\dots 500^\circ\text{C}$  значення  $\sigma_T$  і  $\sigma_s$  різко знижується; при  $t=600^\circ\text{C}$  ці значення наближаються до нуля і несуча здатність сталі практично вичерпується.

### 2.5.2. Робота сталі при концентрації напружень

При розтягуванні гладкого зразка правильної форми напруження у всіх перерізах, віддалених від місця прикладання навантаження, розподіляються рівномірно і траєкторії головних напружень прямолінійні (рис. 2.7,а).

Якщо в плоскому зразку зробити отвір або надрізи з боків (рис. 2.7, б...д), лінії силового потоку відхиляться і обтікатимуть нові межі. Концентрація ліній силового потоку характеризує підвищення напруження, а відхилення цих ліній від прямої говорить про існування напружень, які діють у двох напрямках, викривлюючи шлях цієї прямої. У цьому разі має місце плоский (двовісний) напружений стан, який виникає виключно в результаті конструктивних змін меж контуру.

Відношення максимального напруження в місцях концентрації до номінального рівномірно розподіленого по ослабленому перерізу, називають коефіцієнтом концентрації напружень

$$K = \sigma_{\max} / \sigma_0, \quad (2.1)$$

де  $\sigma_{\max}$  - максимальне напруження в місці концентрації;  $\sigma_0$  - номінальне напруження в ослабленому перерізі. Із рис. 2.7 видно, що коефіцієнт концентрації напружень залежить від форми концентратора. У круглих отворах і напівкруглих виточках цей коефіцієнт дорівнює 2...3, у місцях гострих надрізів він тим більший, чим менший радіус кривини надрізу і густіше збираються в цих місцях лінії силового потоку. У цьому разі коефіцієнт концентрації напружень може досягати значень 6...9.

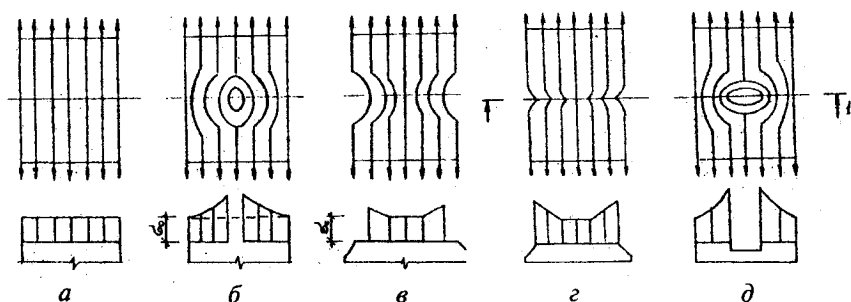


Рис. 2.7. Траєкторії головних розтягувальних напружень:  
а – зразок постійного перерізу; б-д – зразки з отворами і надрізами

Напружений стан виробу за наявності концентрації напружень дуже складний. За характером роботи металу в основному встановлюють зону різкого перепаду напружень безпосередньо в дефекті та зону із розподілом напружень (близьких до рівномірного) при підході до дефекту. При рівномірному розподілі напружень руйнування відбувається під дією дотичних напружень. Найбільші дотичні напруження виникають у площинах, які мають кут нахилу  $45^\circ$  до діючої сили.

При статичних навантаженнях і нормальній температурі концентрація напружень особливого впливу на несучу здатність елемента не має. Тому в розрахунках елементів металевих конструкцій при статичних навантаженнях вплив концентрації напружень на їх міцність не враховується.

### 2.5.3. Ударна в'язкість (оцінювання матеріалу за крихкістю)

Питому роботу, тобто роботу, що витрачається на ударне руйнування стандартного зразка з надрізом, віднесено до поперечного перерізу, називають ударною в'язкістю.

Ударна в'язкість визначається схильністю матеріалу до крихкого руйнування і чутливістю до концентрації напружень. Досліджують ударну в'язкість у процесі випробування зразків на маятниковому копрі. Визначають роботу, яка витрачається на руйнування надрізаного зразка (рис. 2.8).

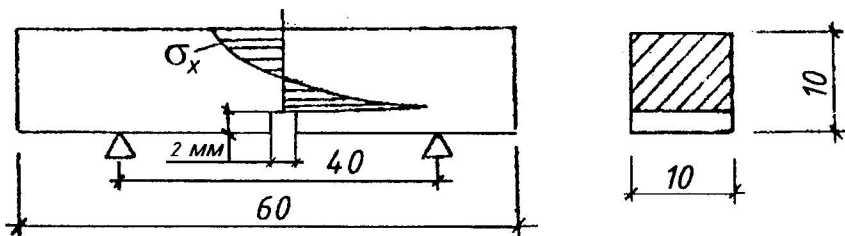


Рис. 2.8. Зразок для випробувань на ударну в'язкість

У пластичних сталях в'язкість характеризує роботу, що витрачається на одиницю об'єму матеріалу при пластичній деформації. Ударна в'язкість є порівняльною характеристикою.

Температуру, при якій ударна в'язкість спадає, тобто знижується до  $0,3 \text{ МДж/м}^2$ , вважають порогом холодноломкості. Нижче зазначеної температури експлуатувати конструкції з такої сталі небезпечно.

Ударна в'язкість алюмінієвих сплавів із зниженням температури не знижується.

#### 2.5.4. Втомленість металу

Втомленістю металу називають його руйнування під дією багаторазово повторюваного знакозмінного чи просто змінного навантаження при напруженнях, нижчих від межі міцності (наприклад, стрій солдатів, що крокують по мосту, змішує кроки, оскільки амплітуда коливань напружень

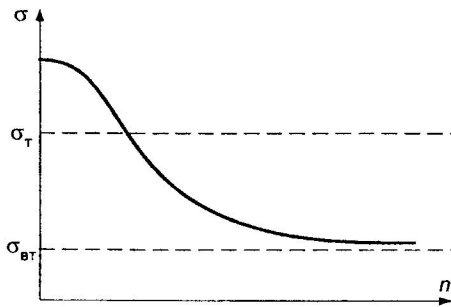


Рис. 2.9. Залежність руйнівного напруження від числа циклів навантаження

в перерізах конструкції мосту веде до втоми металу).

Здатність металу чинити опір такому руйнуванню називають витривалістю, а напруження, при якому метал руйнується, - його втомленістю, чи вібраційною міцністю. На рис. 2.9 показано криву вібраційної міцності для сталі марки ВСтЗ при симетричних знакозмінних циклах навантаження залежно від їх кількості. При великій кількості циклів крива вібраційної міцності асимптотично наближається до певної межі, яку називають межею витривалості (втомленості). На вібраційну міцність матеріалу істотно впливають надрізи, різкі зміни перерізів та інші фактори, які створюють плоский або об'ємний напружений стан.

Руйнування металу при повторюваних знакозмінних навантаженнях завжди відбувається раптово і при значно менших напруженнях, ніж руйнування при дії одноразового навантаження. Характерним є злам втомленості, що складається з двох різнорідних за зовнішнім виглядом частин.

Руйнування через втомленість відбувається без зовнішніх ознак пластичної деформації навіть у найпластичніших металів і спричиняється меншим руйнівним напруженням навіть порівняно з межею пружності при статичному навантаженні. Межі витривалості сталі відповідає приблизно 10 млн. циклів навантажень.

Крім числа циклів навантаження міцність при витривалості залежить від виду навантаження, який характеризується коефіцієнтом асиметрії цикла  $\rho$  (рис. 2.10).

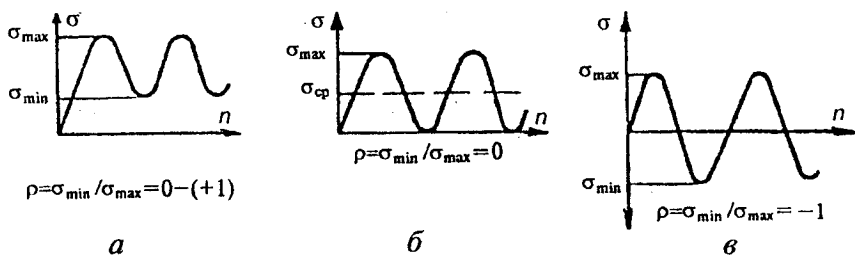


Рис. 2.10. Характеристика циклів навантажень:

- а – однознаковий (несиметричний); б – повний однознаковий (асиметричний);  
 в – повний рівнознаковий (симетричний)

Втомленість металу враховують у розрахунках за допомогою коефіцієнтів, які знижують розрахункові опори.

Механічні властивості сталі а також фактори, які впливають на крихке руйнування чи на перехід сталі в крихкий стан, вивчають в Інституті електрозварювання АН України ім. Є.О. Патона та інших науководослідних організаціях. У результаті досліджень встановлена необхідність розрахунку металевих конструкцій із забезпеченням холодостійкості, уникненням крихких руйнувань. Це досягається розробкою спеціальних конс-



труктивних форм, які гарантують неможливість виникнення концентрації місцевих напружень експлуатацією при потрібному температурному режимі; застосуванням холодостійких сталей.

Питання вивчення структури сталей, роботи сталей при різних видах навантажень мають важливе народногосподарське значення, оскільки дають можливість проектувати несучі конструкції із сталей, котрі корозійно стійкі, добре зварюються і мають оптимальну вартість.

Ці важливі питання потребують подальшого вивчення і вдосконалення проектних розрахунків якісних характеристик металевих конструкцій.

Важливість вивчення, класифікації, структури сталей зумовлена наступною темою - розрахунком елементів сталевих конструкцій. Спеціалісти в галузі металевих конструкцій повинні спільно з металургами займатися питаннями вдосконалення характеристик сталі, добором компонентів, які забезпечували б її корозійну стійкість, добре зварювання й зниження вартості.

### 3. РОЗРАХУНОК МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ

#### 3.1. Основні поняття граничних станів. Метод розрахунку конструкцій за граничними станами

Процес проектування починають зі складання і порівняння різних варіантів конструктивних схем будівель, які відповідають експлуатаційному призначенню. Після цього вибирають конструктивну схему, що задовольняє всі вимоги, які висуваються до металевих конструкцій, порівнюючи техніко-економічні показники кожного варіанта.

Мета та призначення розрахунку конструкцій - перевірити міцність, стійкість і жорсткість заздалегідь наміченої конструктивної схеми споруди, що дозволяє уточнити розміри і забезпечити надійність споруди при найменших витратах металу.

Розрахунок споруд та їх конструктивних елементів виконують на основі методів опору матеріалів і будівельної механіки. Головна мета цих методів - визначити внутрішні зусилля, які виникають у конструкціях під дією прикладених навантажень. Розрахунок починають зі складання розрахункової схеми споруди. При цьому опорним кріпленням елементів надають певних теоретичних властивостей (шарнірні опори, опори з пружним і жорстким кріпленням та ін.). Визначивши за прийнятою розрахунковою схемою зусилля в елементах, підбирають їх перерізи, перевіряють несучу здатність і конструюють кріплення елементів так, щоб задовольнити поставлені вимоги.

Потрібно використовувати більш точні методи знаходження напружень з урахуванням розвитку пластичних деформацій.

Розрахунок будівельних сталевих конструкцій виконують за граничними станами. Методика граничних станів розроблена радянськими вченими. Провідна роль у впровадженні розрахунків за методом граничних станів в норми проектування сталевих конструкцій належить М.С. Стрелецькому (1885-1967 рр), який запропонував її у практику проектування в 1955 р. як обов'язкову замість методу розрахунку за руйнівними зусиллями, що існував з 1938 по 1955 рік.

Граничним називають такий стан конструкції, при якому вона, не задовольняючи поставлені до неї вимоги, втрачає міцність або стійкість чи стає непридатною для подальшої експлуатації.

Умова розрахунку конструкцій - неприпустимість настання будь-якого граничного стану протягом усього терміну експлуатації будівель і споруд, у тому числі і в процесі їх зведення. Виконання такої умови досягається тим, що під час розрахунку конструкцій враховуються найнесприятливіші навантаження; несприятливі механічні характеристики матеріалів; можливі відхилення від передбачуваних умов роботи, що не відображені безпосередньо в розрахунках.

### 3.1.1. Врахування несприятливих навантажень

Навантаження, що діють на будівельні конструкції, встановлені нормами для передбачуваних (нормальних) умов експлуатації. Такі навантаження називають нормативними. Вони позначаються за допомогою індексу  $n$ , тобто -  $F^n$ ,  $q^n$  та ін. Оскільки навантаження мають природу випадкових величин, то протягом терміну служби в конструкціях через їх змінення або відхилення від нормальної експлуатації, можливі відхилення навантажень від нормативних в більший або менший бік. Ці відхилення враховують у розрахунках коефіцієнтами надійності за навантаженням  $\gamma_f$ .

Нормативні навантаження, помножені на коефіцієнти надійності за навантаженням, називають розрахунковими, позначаючи їх (індекс упускають):

$$F = F^n \cdot \gamma_f; \quad q = q^n \cdot \gamma_f. \quad (3.1)$$

Коефіцієнти  $\gamma_f$  враховують найнесприятливішу для конструкції дію навантажень, тому, як правило, їх значення більше одиниці. Але є такі випадки, коли постійні навантаження приймаються з коефіцієнтом  $\gamma_f < 1$ , наприклад, при розрахунку анкерних болтів.

Коефіцієнти  $\gamma_f$  залежать від виду навантажень, тому згідно з нормами проектування кожне навантаження має своє значення  $\gamma_f$  (табл. 3.1 і 3.2 дод. 3).

Коефіцієнт  $\gamma_f$  характеризує тільки зміну навантаження, не враховуючи його динамічного впливу, який характеризується спеціальним коефіцієнтом динамічності  $\xi$  (п. 6.7 [3]).

Нормативні навантаження використовують при розрахунках конструкцій за другою групою граничних станів.

Розрахункові навантаження використовують при розрахунках конструкцій за першою групою граничних станів.

### 3.1.2. Врахування несприятливих механічних характеристик матеріалів

Міцність кожної марки сталі встановлюється нормами на основі випробувань на розрив великої кількості стандартних зразків, взятих із партії прокату. Залежно від того, обмежується робота матеріалу пружною стадією чи допускаються пластичні деформації, показником міцності сталі вважають межу текучості  $\sigma_T$  або тимчасовий опір  $\sigma_{\sigma}$ . Нормативною межею текучості або тимчасовим опором сталі вважають мінімальне значення, яке визначають у процесі випробувань, їх імовірність 0,95. Отримані характеристики міцності називають нормативним опором, встановленим за межею текучості  $R_{yn}$  або за тимчасовим опором  $R_{un}$ . У розрахунках конструкцій

нормативний опір зменшують, ділячи його на коефіцієнти надійності за матеріалом  $\gamma_m$ .

Нормативні опори, поділені на коефіцієнти  $\gamma_m$ , називають розрахунковими:

$$R_y = R_{yn} / \gamma_m; \quad R_u = R_{un} / \gamma_m. \quad (3.2)$$

Значення коефіцієнта надійності за матеріалом  $\gamma_m$  для прокату і труб приймають за табл. 2 [1] або табл. 3.5 дод. 3 залежно від виду сталі. При цьому враховують відповідність виду сталі державним стандартам і технічним умовам.

### 3.1.3. Врахування умов роботи конструкцій за ступенем відповідальності будівель і споруд

Можливі відхилення від передбачуваних умов роботи конструкції і особливостей роботи, не відображені безпосередньо в розрахунках, враховують залежно від зниження (а іноді й підвищення) розрахункових опорів множенням їх на коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c$ .

Значення коефіцієнта  $\gamma_c$  беруть за табл. 6 [1] або табл. 3.6 дод. 3. Крім урахування умов роботи враховують ступінь відповідальності та капітальності будівель і споруд, для чого розрахункові опори ділять (значення навантажень або зусиль перемножують) на коефіцієнт надійності за призначенням конструкцій  $\gamma_n$ . Для об'єктів I класу, які мають особливо важливе народногосподарське або соціальне значення, беруть  $\gamma_n = 1,0$ , а для об'єктів, які мають важливе або обмежене значення, беруть  $\gamma_n < 1$  (для II класу  $\gamma_n = 0,95$ , для III класу  $\gamma_n = 0,9$ ).

Таким чином, коефіцієнти  $\gamma_c$  і  $\gamma_n$  дають змогу для однієї й тієї самої сталі отримати різні граничні напруження, які допускаються в конструкції або її елементах залежно від їх призначення й умов роботи:

$$\sigma_{\text{lim}} = R_y \gamma_c / \gamma_n. \quad (3.3)$$

#### 3.1.4. Групи граничних станів

Граничні стани будівельних конструкцій ділять на дві групи.

**Перша** група складається з двох розрахункових випадків: перший - за втратою несучої здатності (об'єднує граничні стани, що виникають при руйнуваннях будь-якого характеру, втраті стійкості форми або стійкості положення); другий - за повною непридатністю до експлуатації внаслідок текучості матеріалу, руйнувань у з'єднаннях, повзучості або утворення тріщин.

Друга група визначається за непридатністю для нормальної експлуатації або за зниженням довговічності споруди внаслідок неприпустимих деформацій (прогинів, осідань, кутів повороту, коливань та інше).

### 3.2. Розрахунок за першою і другою групами граничних станів

Оскільки настання будь-якого із граничних станів першої групи неприпустиме, умова розрахунку полягає в тому, щоб несуча здатність конструкції та її елементів завжди перевищувала можливі найбільші зусилля, які можуть у них виникати. Ця умова записується у вигляді граничної нерівності

$$N \leq V = f(R; S). \quad (3.4)$$

Зусилля  $N$  (згинальний момент, поздовжня або поперечна сили) – є функцією розрахункового навантаження, яке визначається сумою (при найнесприятливішому поєднанні) нормативних навантажень  $F^n$ , помножених на відповідні коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_f$  (при врахуванні кількох тимчасових навантажень враховують також коефіцієнт поєднання  $\Psi \leq 1$ ):

$$F_{\max} = \sum F^n \gamma_f \cdot \Psi. \quad (3.5)$$

Фактична (мінімально можлива) розрахункова несуча здатність перерізу елемента  $V=f(R,S)$  визначається показниками міцності матеріалу ( $R$ ), помноженими на геометричні характеристики перерізу  $S$  (площу перерізу  $A$  при розтягуванні, момент опору  $W$  при згинанні). Оскільки в розрахунках необхідно враховувати найнесприятливіший випадок, коли несуча здатність перерізу  $V$  мінімальна, то характеристики міцності потрібно брати найменшими з можливих, тобто у вигляді розрахункових опорів  $R_y$  або  $R_u$ .

Для прикладу складемо граничну нерівність для стержня з площею перерізу  $A_{нт}$ , розтягнутого осьовою силою  $N$ , яка є наслідком дії постійного навантаження з коефіцієнтом надійності за навантаженням  $\gamma_f$ :

$$N^n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \leq A_{нт} \cdot R_y \cdot \gamma_c. \quad (3.6)$$

Аналогічно, підставляючи в граничну нерівність зусилля і геометричні характеристики перерізів для згинальних, стиснених та інших елементів, отримаємо відповідні формули для їх розрахунку.

Оскільки друга група граничних станів пов'язана з появою надмірних деформацій (переміщень, що утруднюють нормальну експлуатацію), основна гранична нерівність має вигляд

$$f \leq [f] \quad (3.7)$$

і означає, що деформація  $f$  від діючих навантажень не повинна перевищувати граничної деформації  $[f]$ , яка встановлена нормами [1] (табл. 3.7 дод. 3).

Друга група граничних станів забезпечує нормальну експлуатацію конструкцій, тому деформації (переміщення)  $f$  визначаються не від розрахункових, а від нормативних навантажень, тобто без урахування коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_f$ . Послаблення перерізів отворами під заклепки або болти в процесі визначення геометричних характеристик перерізів не враховують.

### 3.3. Розрахункові опори сталі

Нормативні і розрахункові опори при розтягуванні, стисканні і згинанні для різних сталей, груп міцності, товщини й виду прокату наведені в табл. 3.6 дод. 3. При інших напружених станах розрахункові опори обчислюють за формулами (табл. 1\*[1]):

при зсуві

$$R_s = 0,58R_{yn} / \gamma_m ; \quad (3.8)$$

при зминанні торцевої поверхні (за наявності пригання)

$$R_p = R_{un} / \gamma_m ; \quad (3.9)$$

при місцевому згинанні в циліндричних шарнірах у разі щільного дотику

$$R_{lp} = 0,5R_{un} / \gamma_m ; \quad (3.10)$$

при діаметральному стисканні катків з їх вільним дотиком (у конструкціях з обмеженою рухомістю)

$$R_{cd} = 0,025R_{un} / \gamma_m ; \quad (3.11)$$

при розтяганні в напрямі товщини прокату

$$R_{tn} = 0,5R_{yn} / \gamma_m , \quad (3.12)$$

тут  $\gamma_m$  - коефіцієнт надійності за матеріалом (табл. 3.3 дод. 3).

### 3.4. Навантаження і впливи

Навантаження і впливи за часом дії поділяють на:

*постійні* (коли напрям, місце і тривалість їх прикладання можна вважати незмінними);

*тимчасові* – довготривалі та короткочасні (навантаження, які в окремі періоди будівництва та експлуатації можуть бути і відсутніми); особливі.

До *постійних навантажень і впливів* відносять масу постійних частин будівель та споруд; масу і тиск ґрунтів; вплив попереднього напруження конструкцій.

До тимчасових тривалих навантажень відносять: масу стаціонарного устаткування; масу рідин і сипучих матеріалів у ємностях; тиск газів і рідин у резервуарах, газгольдерах та трубопроводах; навантаження на перекриття складів, бібліотек; тривалі температурні впливи.

До короткочасних навантажень відносяться: снігові, вітрові навантаження, навантаження від ожеледі; температурні та кліматичні навантаження; навантаження від підйомно-транспортного устаткування; навантаження на перекриття житлових і громадських будівель від маси людей, меблів; навантаження при монтажі й перевстановленні устаткування.

До особливих навантажень і впливів належать: сейсмічні та вибухові впливи; навантаження, які виникають при несправності або поломці устаткування, а також різкому порушенні технологічних процесів; вплив осідань підвалин, зумовлених докорінною зміною структури ґрунтів (деформації просадкових ґрунтів при замочуванні або вічномерзлих ґрунтів при відтаванні).

Нормативні постійні навантаження та впливи визначають за стандартами та даними заводів-виробників або за їх розмірами, встановленими в процесі проектування на основі досвіду попередніх проектувань і довідкових матеріалів.

Тимчасові тривалі навантаження і впливи визначають за стандартами і за табл. 3 [3] або табл. 3.2 дод. 3. Короткочасні навантаження і впливи встановлюють за чинними інструктивно-нормативними документами.

*Снігове навантаження.* Снігове навантаження на покриття залежить від кліматичного району будівництва, профілю та нахилу покрівлі, швидкості вітру.

Нормативне снігове навантаження на  $1\text{ м}^2$  горизонтальної проекції покриття дорівнює

$$S^n = S_0 \cdot \mu, \quad (3.13)$$

де  $S_0$  - нормативна вага снігового покриву на  $1\text{ м}^2$  горизонтальної поверхні землі;  $\mu$  - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на горизонтальну поверхню до снігового навантаження на покриття залежно від форми та нахилу покрівлі (за дод. 3 [3] приймають  $\mu = 0 \dots 1$ ). Нормативну вагу снігового покриву визначають залежно від району будівництва за табл. 4 [3] або за табл. 3.3 дод. 3.

Розрахункове снігове навантаження  $S$  визначають як добуток нормативного навантаження  $S^n$  на коефіцієнт надійності за навантаженням:

$$S = S^n \cdot \gamma_f = S_0 \cdot \mu \cdot \gamma_f. \quad (3.14)$$

При визначенні коефіцієнта  $\mu$  потрібно враховувати не тільки загальний профіль, а й профіль на ділянках перепадів за висотою покрівлі, де

можливе найбільше нагромадження снігу. Коефіцієнт  $\mu$  допускається знижувати на 15% при швидкості вітру  $V \geq 4$  м/с і нахилах покрівлі 12...20%, а при швидкості вітру  $V \geq 2$  м/с і нахилах покрівлі 12% - домножувати на коефіцієнт  $K=1,2-0,1$  [3, п. 5.5].

Коефіцієнт надійності  $\gamma_f$  для снігового навантаження на покриття слід брати залежно від відношення нормативної власної ваги покриття  $q^n$  до нормативної ваги снігового покрову  $S^n$ : якщо  $q^n/S^n \leq 0,8$ , то  $\gamma_f = 1,6$ ; в інших випадках  $\gamma_f = 1,4$ .

*Вітрове навантаження.* Вітрове навантаження на будівлі та споруди визначають як суму статичної і динамічної складових. Статичну складову, яка відповідає встановленому швидкісному напору  $W_0$ , враховують в усіх випадках. Динамічну складову, спричинену пульсацією швидкісного напору, враховують: у розрахунках висотних будівель і споруд, мачт, веж, димових труб, опор ЛЕП та ін. (споруд із періодом власних коливань  $T = 0,25c^{-1}$ ); багатопверхових будівель ( $h \geq 40$  м); поперечних рам одноповерхових однопролітних промислових будівель висотою  $H > 36$  м і при відношенні висоти до прольоту  $H/B \geq 1,5$  [3, п. 6.2].

Нормативне статичне вітрове навантаження, яке беруть нормальним до поверхні споруди або його частини,

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k \cdot c, \quad (3.15)$$

де  $\omega_0$  - нормативний вітровий тиск,  $H/m^2$ ;  $k$  - коефіцієнт, який враховує зміну швидкісного напору за висотою залежно від типу місцевості, його приймають згідно з п. 6.5 і табл. 6 [3];  $c$  - аеродинамічний коефіцієнт, який визначають залежно від профілю перерізу споруди (його приймають згідно з п. 6.6 і дод. 4 [3]).

Нормативний вітровий тиск на будівлю залежно від району будівництва для будівель висотою до 10 м наведено в табл. 5 [3] або в табл. 3.4 дод. 3.

Розрахункове статичне вітрове навантаження

$$\omega = \omega_m \cdot \gamma_f = \omega_0 \cdot k \cdot c \cdot \gamma_f, \quad (3.16)$$

де  $\gamma_f$  - коефіцієнт надійності за вітровим навантаженням (для типових громадських, промислових і сільськогосподарських будівель  $\gamma_f = 1,4$ ).

Динамічну складову вітрового навантаження визначають з урахуванням зведеної до вершини статичної складової вітрового навантаження, коефіцієнта динамічності та коефіцієнтів, які враховують пульсацію напору вітру за висотою та фронтом будівлі або споруди (п. 6.7 [3]).



*Поєднання навантажень.* Залежно від складу навантажень, які враховуватимуться, розрізняють їх поєднання: основні (постійні і тимчасові навантаження) та особливі (постійні, можливі тимчасові та одне особливе навантаження).

Основні поєднання розглядаються в двох варіантах: з одним найістотнішим короточасним навантаженням і двома або більше короточасними навантаженнями.

У розрахунках конструкцій на основні поєднання, які містять тільки одне короточасне навантаження, останнє беруть без зниження, а якщо до основних поєднань входять два і більше короточасних навантаження, їх розрахункові значення множать на коефіцієнти поєднань: для тривалих  $\psi_1 = 0,95$ , для короточасних  $\psi_2 = 0,9$ .

У розрахунку конструкцій на особливі поєднання короточасні навантаження чи відповідні їм зусилля потрібно множити на коефіцієнти поєднань  $\psi_2 = 0,8$ .

Вплив динамічних навантажень від устаткування, кранів, поїздів і автомобілів, які спричиняють коливання споруд, враховують множенням проектних нормативних навантажень на спеціальний коефіцієнт динамічності  $\zeta$ . Динамічний вплив вертикальних навантажень від мостових кранів надважкого режиму роботи (8К) при кроці колон до 12 м враховують коефіцієнтом динамічності  $\zeta = 1,2$ , для важкого режиму роботи (7К, 6К) –  $\zeta = 1,1$ ; для всіх типів підвісних кранів  $\zeta = 1,1$ ; при кроці колон  $> 12$  м для кранів з режимом роботи 8К вертикальні і горизонтальні навантаження враховуються з коефіцієнтом  $\zeta = 1,1$ .

### **3.5. Види напружень та їх урахування в розрахунках елементів металевих конструкцій**

Напруження поділяють на основні, додаткові, місцеві й початкові.

*Основними* називають напруження, які визначаються в перерізах від зовнішніх впливів методами опору матеріалів згідно з прийнятою ідеалізованою конструктивною (розрахунковою) схемою.

Основні напруження врівноважують зовнішні впливи і обумовлюють несучу здатність елементів конструкцій і надійність останніх. Основні напруження визначають за розрахунком.

*Додаткові* напруження виникають внаслідок додаткових зв'язків, які не були враховані в ідеалізованій розрахунковій схемі. Вони неістотно впливають на несучу здатність конструкцій, оскільки при розрахункових навантаженнях матеріал у місцях перенапруження переходить у пластичний стан, при настанні якого додаткові напруження зменшуються. У розрахунках металевих конструкцій додаткові напруження не враховують, за винятком деяких випадків.

*Місцеві* напруження (рис. 3.1) виникають під дією зовнішніх впливів а також у місцях різкої зміни або порушення суцільності перерізу, тобто в

місцях концентрації напружень. До місцевих напружень, які виникають під дією зовнішніх впливів, належать напруження в місцях прикладання зосереджених навантажень на опорах, у місцях спирання конструкції, під котками мостових кранів тощо.

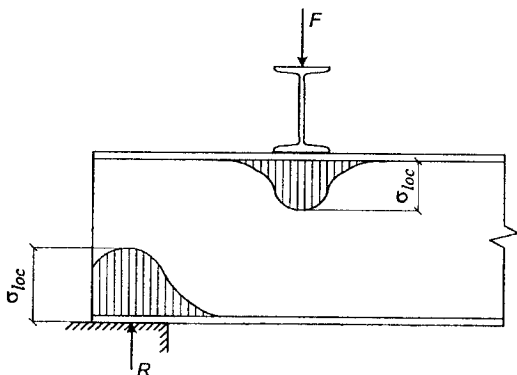


Рис. 3.1. Місцеві напруження від локальних навантажень

Місцеві напруження можуть призвести до розвитку надмірних пластичних деформацій, тріщин або до втрати стійкості в тонких елементах перерізів. Місцеве напруження цього виду враховують у розрахунках. При нормальній температурі і статичних впливах концентрація напруження істотно не впливає на несучу здатність конструкцій, а тому в розрахунках не враховується. Але при знижених температурних і динамічних навантаженнях концентрація напружень може призвести до крихкого руйнування, що враховується в процесі проектування відповідним підбором сталі та конструктивної схеми.

*Початковими* є напруження, які складаються з напружень, що існують у недонавантаженому зовнішніми навантаженнями елементі і з'явилися у ньому через нерівномірне охолодження після прокатування чи зварювання. Такі напруження називають також внутрішніми, власними або залишковими. Початкові напруження призводять до підвищення деформацій, що несприятливо впливає на стійкість при поздовжньому згинанні. Боротьба з початковими напруженнями ведеться переважно конструктивними методами і відповідними технологічними процесами при виготовленні металевих конструкцій чи їх зварюванні.

Попереднє напруження належить до початкового і дає змогу збільшити несучу здатність і жорсткість конструкцій, зменшити переміщення.

Навіть тоді, коли попереднє напруження має чимало переваг, його необхідно застосовувати при достатньому обґрунтуванні. При невмілому використанні попереднє напруження може призвести до негативних наслідків, наприклад, можуть збільшитись максимальне напруження або деформації.

### 3.6. Розрахунок розтягнутих і стиснутих елементів

Робота металу на розтягання раціональніша, оскільки повністю використовується міцність сталі.

Граничний стан першої групи центрально-розтягнутих елементів перевіряють розрахунком на міцність і непридатність до експлуатації.

Міцність центрально-розтягнутих елементів перевіряють порівнянням напруження, знайденого від розрахункових навантажень, з розрахунковим опором:

$$N/A_n \leq R_y \gamma_c, \quad (3.17)$$

де  $N$  - розтягувальне зусилля;  $A_n$  - площа перерізу нетто розтягнутого елемента,  $A_n = A - A_0$ , тут  $A_0$  - площа отворів;  $R_y$  - розрахунковий опір за межею текучості;  $\gamma_c$  - коефіцієнт умови роботи.

Цю формулу застосовують для сталей звичайної та підвищеної міцності, для яких  $R_{yn} = \sigma_T$ .

Для сталей з відношенням  $R_u/\gamma_u \leq R_y$  умова міцності має вигляд

$$N/A_n \leq R_u \gamma_c / \gamma_u, \quad (3.18)$$

де  $R_u$  - розрахунковий опір сталі за тимчасовим опором;  $\gamma_u$  - коефіцієнт надійності в розрахунках на міцність з використанням розрахункового опору  $R_u$ ,  $\gamma_u = 1,3$ .

Центрально-стиснуті елементи можуть втрачати несучу здатність при настанні граничних станів першої групи, коли руйнується матеріал стержня; втраті стійкості, коли порушується прямолінійна форма стержня без механічного руйнування матеріалу.

На стійкість розраховують тільки довгі гнучкі стержні. Короткі стержні, довжина яких перевищує найменший поперечний розмір не більше, ніж у 5...6 разів, розраховують на міцність так, як і розтягнуті елементи, за формулою (3.17). У будівництві на відміну від коротких стержнів частіше застосовують гнучкі. Гнучкі стержні втрачають несучу здатність, як правило, через втрату стійкості, а не міцності.

Прямий стержень (при навантаженні його осьювою силою до критичного стану) має прямолінійну форму стійкості. Коли сила досягає критичного значення, прямолінійна форма стержня перестає бути стійкою, достатньо незначного збільшення зовнішньої сили, щоб стержень набув нової стійкої, але вже криволінійної форми. Силу, при якій відбувається перехід від однієї форми рівноваги до іншої, називають критичною. У цьому разі критичну силу знаходять за відомою формулою Ейлера

$$N_{cr} = \pi^2 EJ_{\min} / l^2, \quad (3.19)$$

де  $E$  - модуль пружності;  $J_{\min}$  - мінімальний момент інерції поперечного перерізу стержня;  $l$  - фактична довжина стержня при шарнірному закріпленні його кінців.

Для інших схем закріплення кінців стержня в 1894 р. Ф.С. Ясинський (1856-1899 р.р.) ввів поняття розрахункової довжини стержня  $l_{ef}$ , яка характеризує його довжину і форму при втраті стійкості,  $l_{ef} = \mu \cdot l$ . Тут коефіцієнт зведення розрахункової довжини  $\mu$  залежить від умов закріплення кінців стержня. Тоді величину критичної сили  $N_{cr}$  можна визначити за формулою

$$N_{cr} = \pi^2 EJ / (\mu l)^2. \quad (3.20)$$

Критичне напруження дорівнює

$$\sigma_{cr} = N_{cr} / A = \left( \pi^2 E / l_{ef}^2 \right) \cdot (J / A) = \pi^2 E / \lambda^2, \quad (3.21)$$

де  $A$  - площа перерізу;  $\lambda = l_{ef} / i$  - гнучкість стержня;  $i = \sqrt{J / A}$  - радіус інерції поперечного перерізу елемента.

Формула (3.21) справджується тільки в межах пружних деформацій, коли модуль пружності  $E$  має постійне значення, тобто при напруженнях, що не перевищують межу пропорційності.

Критичне напруження в пружно-пластичній стадії визначають за формулою

$$\sigma_{cr} = \pi^2 T / \lambda^2, \quad (3.22)$$

де  $T$  - змінний зведений модуль, рівний

$$T = \left( EJ_1 + E^{cp} J_2 \right) / J, \quad (3.23)$$

тут  $J_1, J_2$  - моменти інерції, відповідно, пружної та пружно-пластичної часток перерізу;  $J$  - загальний момент інерції перерізу;  $E^{cp}$  - усереднене значення січного модуля пружності.

Умова збереження стійкості стержня має вигляд

$$\sigma \leq \sigma_{cr}. \quad (3.24)$$

У практичних розрахунках знаходять не  $\sigma_{cr}$ , а їх відношення до граничних напружень матеріалу за міцністю:  $\varphi = \sigma_{cr} / R_y$ .

Величину  $\varphi$  називають коефіцієнтом поздовжнього згинання.

Стійкість стержнів, стиснутих осьювою силою, перевіряють за формулою (7 [1])

$$N / \varphi A \leq R_y \gamma_c, \quad (3.25)$$

де  $A$  - площа перерізу бруто, тобто без урахування можливих послаблень перерізу отворами.

Коефіцієнт  $\phi$  залежить від гнучкості стержня та розрахункового опору сталі і визначається за табл. 72 [1] або за табл. 3.7 дод. 3.

### 3.7. Розрахунок елементів, які працюють на згинання

Настання граничного стану елементів, які працюють на згинання, розглядається для двох випадків: при роботі матеріалу в пружній стадії; при можливості розвитку пластичних деформацій.

У першому випадку (пружна робота матеріалу) граничний стан елементів визначається досягненням максимальних значень нормальних і дотичних напружень. Міцність елементів при згинанні в одній з головних площин перевіряють за формулами (28, 29 [1])

$$\sigma = M/W_{n,\min} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad \tau = Q \cdot S/J \cdot t \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (3.26)$$

де  $M, Q$  - згинальний момент і поперечна сила, визначені за розрахунковим навантаженням;  $W_{n,\min}$  - момент опору послабленого перерізу;  $S$  - статичний момент частини перерізу, що зсувається, відносно нейтральної осі;  $R_s$  - розрахунковий опір сталі зсуву.

Міцність елементів при згинанні їх у двох головних площинах перевіряють за формулою (38) [1]

$$\frac{M_x}{J_{xn}} \cdot y \pm \frac{M_y}{J_{yn}} \cdot x \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.27)$$

де  $x, y$  - координати точки, яка розглядається, відносно головних осей.

У разі спільної дії нормальних і дотичних напружень текучість має місце тоді, коли зведені напруження досягають межі текучості. Для забезпечення міцності перерізів елементів повинна виконуватися умова (33 [1])

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \cdot \gamma_c; \quad \tau_{xy} \leq R_s \cdot \gamma_c. \quad (3.28)$$

При роботі елементів на згинання з урахуванням пружно-пластичної роботи розглядають такий стан, коли під впливом навантаження напруження текучості поширюється всередину перерізу і з'являється шарнір пластичності. У шарнірі пластичності діє граничний момент, який врівноважує зовнішнє навантаження.

Пластична робота допускається в розрізних балках суцільного перерізу, зроблених зі сталі з  $R_{yn} \leq 580$  МПа, які сприймають статичне навантаження і закріплені від втрати загальної стійкості. У разі згинання балки в одній головній площині отримують розрахункове статичне навантаження при дотичних напруженнях  $\tau \leq 0,9 R_s$ , а в разі згинання в двох головних площинах, крім опорних перерізів, при  $\tau \leq 0,5 R_s$ .

Міцність зазначених балок перевіряють за формулами (39, 40 [1]) в умовах плоского згинання

$$M/c_1 \cdot W_{n,\min} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad (3.29)$$

в умовах косоного згинання

$$\frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn,\min}} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn,\min}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.30)$$

де  $M$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  - абсолютні значення згинальних моментів;  $c_1, c_x, c_y$  - коефіцієнти, які враховують перевищення пластичного моменту опору перерізу над пружним: якщо  $\tau \leq 0,5R_s$ , то  $c_1 = c$ ; якщо  $0,5R_s < \tau \leq 0,9R_s$ , то

$$c_1 = 1,05\beta c, \quad \tau = Q/th; \quad \beta = \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_s)^2}{1 - \alpha(\tau/R_s)^2}}, \quad (3.31)$$

де  $\alpha$  - коефіцієнт (для двотаврового перерізу, що згинається в площині стінки,  $\alpha = 0,7$ ; для інших типів перерізів  $\alpha = 0$ );  $c$  - коефіцієнт, що визначається за табл. 66[1] або табл. 10 дод. 3 залежно від схеми перерізу балки і взаємовідношення площ перерізу полиць  $A_f$  і стінки  $A_w$ ;  $t$ ,  $h$  - товщина і висота стінки.

Коефіцієнт  $c_1$  беруть не меншим за одиницю і не більшим за коефіцієнт  $c$ .

Загальну стійкість балки перевіряють за формулою (34 [1])

$$M/\phi_b \cdot W_c \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.32)$$

де  $\phi_b$  - коефіцієнт, який визначається за додатком 7 [1] залежно від розміщення навантаження (на верхньому або нижньому поясі балки), відношення висоти балки до ширини стиснутого пояса тощо:  $\phi_b \leq 1,0$  (дивись п. 5.4);  $W_c$  - момент опору перерізу для стиснутого пояса.

Стійкість балки не перевіряють тоді, коли на балку передається статичне рівномірно розподілене навантаження від жорсткого настилу, який спирається на верхній стиснутий пояс і надійно з ним зв'язаний (залізобетонні плити, металевий профнастил, хвиляста сталь та інше).

### 3.8. Розрахунок позацентрово розтягнутих і позацентрово стиснутих елементів

Граничний стан позацентрово розтягнутих і жорстких позацентрово стиснутих елементів визначається несучою здатністю за міцністю або розвитком пластичних деформацій. Граничний стан гнучких позацентрово стиснутих елементів характеризується втратою стійкості.

Розрахунок за міцністю позацентрово розтягнутих і позацентрово стиснутих елементів конструкцій при динамічних впливах а також елемен-

тів конструкцій, виконаних зі сталей високої міцності з розрахунковим опором  $R_y > 580$  МПа, виконується при пружній стадії роботи матеріалу за формулою (50 [1])

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{J_{xn}} \cdot y \pm \frac{M_y}{J_{yn}} \cdot x \leq R_y \gamma_c. \quad (3.33)$$

Для позацентрово стиснутих і позацентрово розтягнутих елементів з пластичних сталей з межею текучості до 580 МПа та при дії статичних навантажень граничний стан за міцністю визначається з урахуванням розвитку пластичних деформацій за формулою (49 [1])

$$\left( \frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.34)$$

де  $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  - абсолютні значення, відповідно, поздовжньої сили і згинальних моментів при найнесприятливішому їх поєднанні;  $n$ ,  $c_x$ ,  $c_y$  - коефіцієнти, які беруть за табл. 66 [1] або табл. 3.10 дод. 3.

Особливість роботи позацентрово стиснутих елементів полягає в тому, що зовнішній момент зростає за рахунок збільшення не тільки сили, а й прогину.

Критичне напруження позацентрово стиснутого елемента менше, ніж центрально-стиснутого:  $\sigma_{cr1} \leq \sigma_{cr}$ .

У нормах проектування критичні напруження визначаються залежно від гнучкості, ексцентриситету і форми перерізу.

Стійкість позацентрово стиснутих елементів постійного перерізу в площині дії моменту, яка збігається з площиною симетрії, перевіряють за формулою (51 [1])

$$N / \varphi_e A \leq R_y \gamma_c, \quad (3.35)$$

де  $\varphi_e$  - коефіцієнт, що враховує зниження несучої здатності позацентрово стиснутого елемента. Визначають його таким чином:

а) для суцільностінчастих стержнів залежно від умовної гнучкості стержня  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$  і зведеного відносного ексцентриситету, який визначається за формулою (52 [1])

$$m_{ef} = \eta \cdot m, \quad (3.36)$$

де  $\eta$  - коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за табл. 73 [1];  $m = e \cdot A / W_c$  - відносний ексцентриситет,  $e = M / N$  - ексцентриситет прикладання поздовжньої сили,  $W_c$  - момент опору перерізу для найбільше стиснутого волокна;

б) для наскрізних перерізів з решітками чи планками, розташованими в площинах, паралельних площині згинання за таблицею 75 [1] в залежності від умовної зведеної гнучкості  $\bar{\lambda}_{ef}$  і відносного ексцентриситету  $m$ , який визначається за формулою (53 [1])

$$m = e \cdot A \cdot a, \quad (3.37)$$

де  $a$  - відстань від головної осі перерізу, перпендикулярної площині згинання, до осі найбільше стиснутої вітки, але не менше відстані до осі стінки вітки.

Розрахунок на стійкість не потрібний для суцільностінчастих стержнів при  $m_{ef} > 20$  та для наскрізних стержнів при  $m > 20$ . У цих випадках розрахунок виконують так само, як і для елементів, що працюють на згинання.

Стійкість позацентрово стиснутих елементів постійного перерізу з площини дії моменту (при  $J_x > J_y$ ) перевіряють за формулою (56 [1])

$$N/c \cdot \varphi_y \cdot A \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.38)$$

де  $c$  - коефіцієнт, що враховує вплив згинального моменту, який діє в площині згинання, на зниження несучої здатності стержня із площини дії моменту і визначається згідно з п. 5.31 [1].

Якщо відносний ексцентриситет  $m_x \leq 5$ , то за формулою (57 [1]) коефіцієнт

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x). \quad (3.39)$$

Коли  $m_x \geq 10$ , то за формулою (58) [1] коефіцієнт

$$c = 1 / (1 + m_x \cdot \varphi_x / \varphi_b). \quad (3.40)$$

Коли відносний ексцентриситет знаходиться в межах  $5 < m_x < 10$ , тоді за формулою (59 [1]) коефіцієнт

$$c = c_5 (2 - 0,2m_x) + c_{10} (0,2m_x - 1). \quad (3.41)$$

У формулах (3.39)...(3.41) прийнято:

$\alpha$  і  $\beta$  - коефіцієнти за таблицею 10 [1];

$\varphi_b$  - коефіцієнт, дивись формулу (3.32);

$c_5$  - коефіцієнт, який визначають за формулою (3.39), коли  $m_x=5$ , а

$c_{10}$  - за формулою (3.40), коли  $m_x=10$ ;

$\varphi_y$  - коефіцієнт поздовжнього згинання (аналогічно центрально стиснутим елементам).

Розрахунок стиснуто-вигнутих стержнів виконують так само, як і позацентрово стиснутих.



## 4. З'ЄДНАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

### 4.1. Зварні з'єднання, класифікація швів та їх характеристика

Вид з'єднання елементів металевих конструкцій залежить від особливостей конструктивних рішень, прийнятих при проектуванні будівель і споруд, умов їх роботи під навантаженням та можливостей виконання робіт за місцем їх проведення.

Завдяки можливості механізувати та автоматизувати процес виготовлення металевих конструкцій, а також забезпечити високу міцність та надійність з'єднань широке впровадження у практику будівництва мають зварні з'єднання (майже 95% усіх з'єднань). При застосуванні зварних з'єднань є можливість виконувати з'єднання елементів безпосередньо без допоміжних деталей і отворів, при цьому досягається економія металу та простота конструктивної форми. До недоліків зварних з'єднань відносять деформації від усадки зварних швів, наявність зварювальних напруг в їх зоні, що в деяких випадках призводить до збільшення крихкості сталі.

Зварний шов – це ділянка зварного з'єднання, яка утворилася в результаті кристалізації металу зварювальної дуги.

Зварні шви класифікують за конструктивною ознакою, призначенням, положенням у просторі і протяжністю.

За конструктивною ознакою зварні шви поділяють на стикові і кутові.

Стикові шви служать для з'єднання елементів, що лежать в одній площині або в одній поверхні (рис. 4.1).

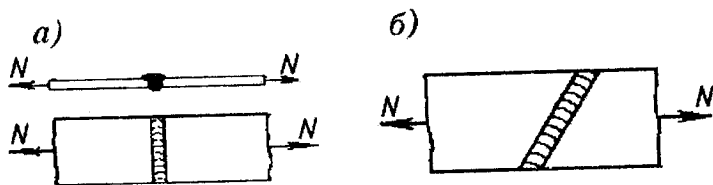


Рис. 4.1. Стикові шви: а – прямий; б – похилий

При виконанні стикових швів необхідно забезпечити проварювання елементів на всю їх товщину. Стикові шви можуть бути одnobічними чи двобічними. Одnobічні шви застосовують у випадках, коли нема доступу до зворотного боку шва. При цьому для запобігання витікання розплавленого металу із зварювальної ванни можуть бути застосовані підкладки. Стикові шви у більшості випадків розміщують перпендикулярно до діючих зусиль, але вони можуть бути і похилими. При значних товщинах елементів для забезпечення повного проварювання виконують попередню обробку їх торців, утворюючи скоси різної форми (рис. 4.2).

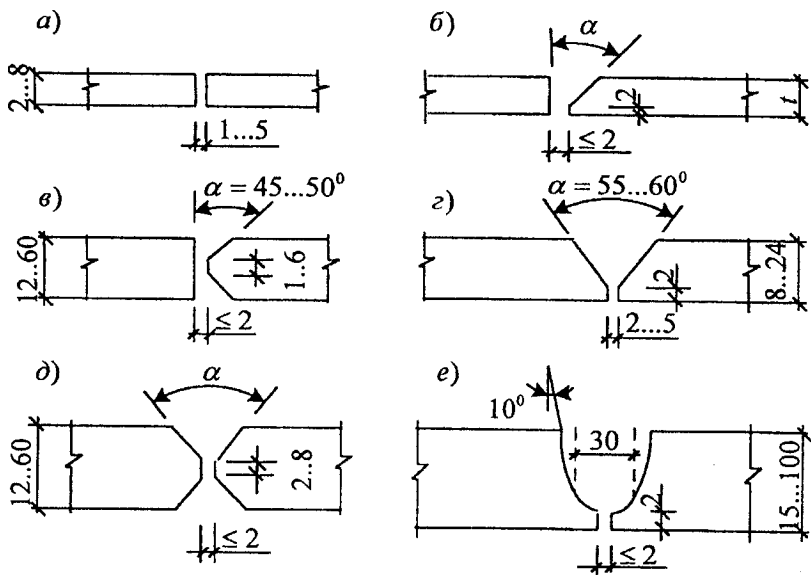


Рис. 4.2. Обробка торців стикових швів:  
 а – без обробки; б – односторонній У-подібний;  
 в – односторонній К-подібний; г – двосторонній V-подібний;  
 д – двосторонній Х-подібний; е – криволінійна обробка

Зварні шви, які розташовують в кутах, утворених крайками одного з елементів і поверхнею іншого, називають кутовими. До кутових швів відносять зварні шви кутових і таврових з'єднань та з'єднань внапусток (рис 4.3). Кутові шви виконують без попередньої обробки крайків, але з очищенням, з видаленням задирок, що забезпечує щільне прилягання елементів, які з'єднуються. В залежності від розташування кутових швів по відношенню до напрямку зусилля, розрізняють лобові і флангові шви (рис. 4.4).

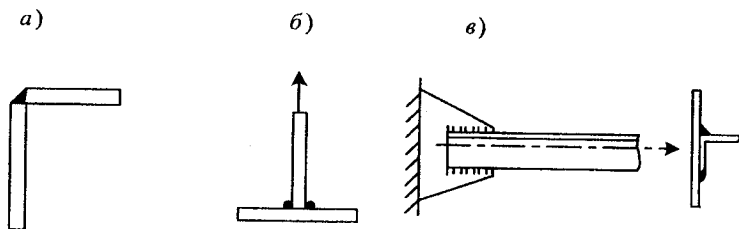


Рис. 4.3. Кутові з'єднання: а - вквіт; б - втавр; в - внапусток

Фланговими називають шви, які розташовані паралельно діючому зусиллю, лобовими, – що розташовані перпендикулярно зусиллю.

За призначенням шви ділять на робочі, зв'язуючі та підварювальні.

Зварні з'єднання і шви, руйнування яких призводить до виходу з роботи конструкцій, а також напруження, що виникають у таких з'єднаннях, називають робочими. Параметри робочих швів визначають за розрахунками на міцність.

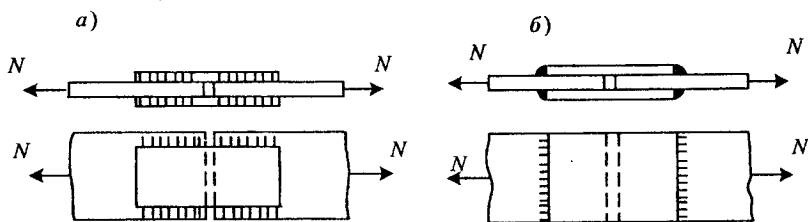


Рис. 4.4. Кутові шви: а- фланговий; б – лобовий

Зв'язувальними називають шви, в яких при прикладанні зусиль, паралельних осі шва, виникають такі самі напруження, як і в основному металі. Розміри цих швів призначають з конструктивних міркувань, також вони залежать від технології виконання зварних з'єднань.

Підварювальний шов являє собою меншу частину двобічного шва, яка виконується попередньо для запобігання проварювань при подальшому зварюванні чи накладається в останню чергу в корінь шва для забезпечення високої якості.

За місцем виконання зварні шви ділять на заводські, які виконують в стаціонарних умовах при виготовленні елементів конструкцій, і монтажні, що здійснюються безпосередньо на будівельному майданчику.

За розміщенням у просторі під час виконання зварювальних робіт шви можуть бути нижніми, горизонтальними, вертикальними, напівстельовими та стельовими (рис 4.5).

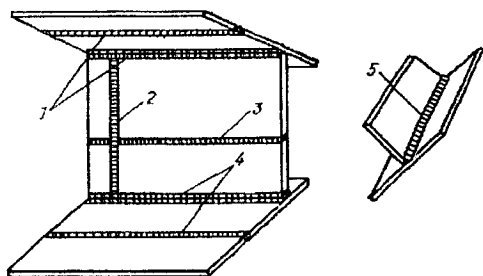


Рис. 4.5. Положення швів у просторі: 1 – стельові; 2 – вертикальні; 3 – горизонтальні на вертикальній поверхні; 4 – нижні; 5 – “в човник”

Ці положення регламентуються нормативними документами [1] в залежності від кутів повороту поздовжньої та поперечної осей шва. Положення монтажних швів визначається проектним розташуванням елементів, тому конструктивні рішення повинні передбачати мінімальний об'єм зварювальних робіт в незручних положеннях. Найбільш сприятливі умови для формування швів забезпечуються при зварюванні в нижньому положенні та "в човник". Цим положенням слід надавати перевагу при виготовленні конструкцій у заводських умовах, що досягається застосуванням маніпуляторів та інших пристроїв, які дозволяють кантувати (перевертати) конструкцію, встановлюючи її при зварюванні в зручному положенні.

За протяжністю зварні шви ділять на суцільні та переривисті. У більшості випадків переривисті шви призводять до концентрації напружень на кінцях шва і зниженню корозійної стійкості в проміжках між швами. Відрізки переривистих швів розміщуються один проти одного або в шаховому порядку.

#### 4.1.1. Розрахунок зварних з'єднань стиковими швами

З'єднання встик без накладок забезпечує найбільші можливості для економії металу і електродного дроту, оптимальні умови роботи, а також найліпші умови для контролю якості швів і пришовної зони фізичними методами. Застосування стикових зварних з'єднань особливо доцільно в листових конструкціях (резервуарах, газгольдерах, бункерах, силосах, трубопроводах), також вони виконуються в балках та колонах. З'єднання стиковими швами добре забезпечують герметичність, вони зручні для фізичних методів контролю якості швів, характеризуються невеликою концентрацією напружень порівняно з іншими видами зварних з'єднань.

Розрахунок зварних стикових з'єднань на дію центрально прикладеної сили базується на припущенні, що напруження розподіляються по довжині шва рівномірно (рис 4.6). Це дозволяє визначити значення напружень в напрямку, перпендикулярному до дії сил стискання чи розтягання за формулою

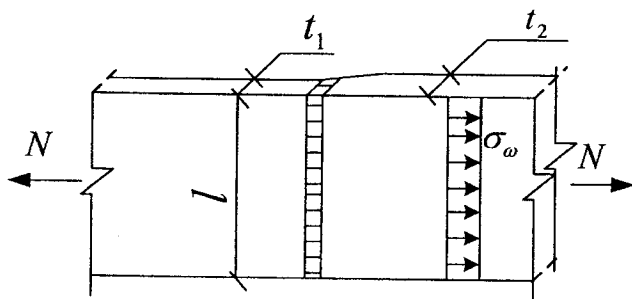


Рис. 4.6. Розрахункова схема прямих стикових швів

$$\sigma_{\omega} = N/tl_{\omega} \leq R_{\omega y} \gamma_c, \quad (4.1)$$

де  $\sigma_{\omega}$  - нормальне напруження, діюче в стиковому шві;  $N$  - розрахункове осьове зусилля;  $t$  - найменша товщина з'єднаних елементів;  $l_{\omega}$  - розрахункова довжина шва;  $R_{\omega y}$  - розрахунковий опір зварного стикового шва;  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи елемента.

Значення розрахункової довжини шва  $l_{\omega}$  дорівнює повній довжині шва за мінусом двох його мінімальних товщин  $l_{\omega} = l - 2t$ , або повній його довжині у випадку, коли кінцеві ділянки шва виводять за межі стику,  $l_{\omega} = l$ . Зменшення фактичної довжини шва пояснюється необхідністю урахування наявності непроварювання та кратера на початку та наприкінці шва. Отже, при виведенні цих ділянок за межі стику за допомогою спеціальних планок, які після зварювання відрізаються, розрахункова довжина шва дорівнює повній довжині.

Розрахунковий опір стикових зварних з'єднань, які виконані усіма способами дугового зварювання, за умови правильного вибору зварювальних матеріалів, наявності повного проварювання та високої якості швів, згідно з вимогами норм [1], приймають такими, що дорівнюють розрахунковим опорам основного металу, тобто  $R_{\omega y} = R_y$ . Це справедливо при роботі з'єднання на стискання, а також на розтягання або згинання при автоматичному, напівавтоматичному та ручному зварюванні з контролем якості швів фізичними методами. Коли відсутні фізичні методи контролю, приймають  $R_{\omega y} = 0,85R_y$ .

У випадках, коли розрахунковий опір стикового шва розтягання менше, ніж у основного металу, довжина шва може бути недостатньою. Збільшують довжину шва за рахунок його нахилу до осі діючої сили (рис. 4.7). Перевірка міцності у цьому випадку виконується як за нормальними, так і за дотичними напруженнями:

$$\sigma_{\omega} = N \sin \alpha / tl_{\omega} \leq R_{\omega y} \gamma_c; \quad (4.2)$$

$$\tau_{\omega} = N \cos \alpha / tl_{\omega} \leq R_{\omega s} \gamma_c, \quad (4.3)$$

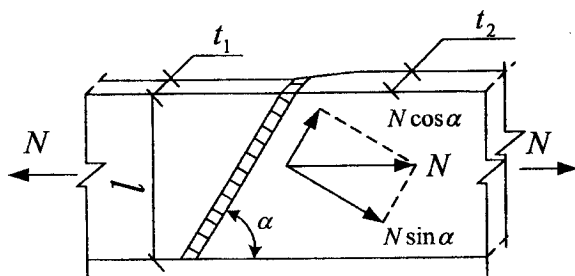


Рис. 4.7. Розрахункова схема похилого стикового шва

де  $l_{\omega} = l/\sin\alpha - 2t$  - розрахункова довжина косого шва,  $R_{\omega s}$  - розрахунковий опір стикового зварного шва зсуву,  $R_{\omega s} = R_y$ .

Рівнодійне напруження перевіряють за формулою

$$\sigma_{\text{рівн.}} = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + \tau_{\omega}^2} \leq R_{\omega y} \gamma_c. \quad (4.4)$$

В конструкціях із сталі зі співвідношенням  $R_u/\gamma_u > R_y$  при розрахунку стикових зварних з'єднань розтягнутих елементів у формулах (4.1) ... (4.4) замість  $R_{\omega y}$  беруть  $R_{\omega u}/\gamma_u$ . Розрахунковий опір стикових зварних з'єднань стисканню, розтяганню та згинанню, що встановлений за тимчасовим опором  $R_{\omega u}$ , дорівнює  $R_u$  основного металу, тут коефіцієнт надійності  $\gamma_u = 1,3$ .

При дії згинального моменту стиковий шов працює на чистий вигин. Напруження в шві визначаються за формулою

$$\sigma_{\omega} = M/W_{\omega} = 6M/tl_{\omega}^2 \leq R_{\omega y} \gamma_c. \quad (4.5)$$

При одночасній дії нормальної сили і згинального моменту

$$\sigma_{\omega} = N/tl_{\omega} + 6M/tl_{\omega}^2 \leq R_{\omega y} \gamma_c. \quad (4.6)$$

При сумісній дії згинального моменту і перерізувальної сили напруження в стиковому шві перевіряють за формулою

$$\sqrt{\sigma_{\omega x}^2 + \sigma_{\omega y}^2 - \sigma_{\omega x} \sigma_{\omega y} + 3\tau_{\omega}^2} \leq 1,15 R_{\omega y} \gamma_c, \quad (4.7)$$

де  $\sigma_{\omega x}$  і  $\sigma_{\omega y}$  - нормальні напруження в стиковому зварному з'єднанні за двома взаємно перпендикулярними напрямками,  $\tau_{\omega}$  - середні напруження від зрізання, 1,15 - коефіцієнт, який враховує зміну міцності матеріалу при складному напруженому стані.

#### 4.1.2. Розрахунок зварних з'єднань з кутовими швами

Зварні з'єднання з кутовими швами характеризуються нерівномірним розподілом напружень. Це пов'язано з концентрацією напружень, що виникає від скривлення зусилля від одного елемента до іншого, а також від наявності щілини між елементами в корені шва. Розрахунок флангових і лобових швів проводять незалежно від орієнтації шва відносно діючих зусиль у припущенні рівномірного розподілу напружень уздовж шва. Вважають, що шов руйнується від умовного зрізання по одному з двох перерізів (рис. 4.8).

Зварні з'єднання з кутовими швами при дії поздовжньої чи поперечної сили розраховують на умовне зрізання за двома перерізами:

- по металу шва (переріз 1-1, рис. 4.8)

$$\tau_f = N / (n\beta_f k_f l_{\omega}) \leq R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c; \quad (4.8)$$

- по металу межі сплавлення (переріз 2-2, рис. 4.8)

$$\tau_z = N / (n\beta_z k_f l_\omega) \leq R_{\omega z} \gamma_{\omega z} \gamma_c, \quad (4.9)$$

де  $n$  – кількість швів у з'єднанні;  $\beta_f$ ,  $\beta_z$  – коефіцієнти, що враховують вплив глибини проплавлення шва (табл.4.1, дод. 4);  $k_f$  – менший з катетів кутового шва;  $l_\omega$  – розрахункова довжина шва, що дорівнює фактичній за мінусом 10 мм на можливе непроварювання та кратер на початку та наприкінці шва ( $l_\omega = l - 10$  мм);  $R_{\omega f}$  – розрахунковий опір металу шва, залежить від характеристик сталі електрода або зварювального дроту (табл. 4.2 дод. 4), згідно з рекомендаціями норм [1]

$$R_{\omega f} = 0,55 R_{\omega un} / \gamma_{\omega n}, \quad (4.10)$$

тут  $R_{\omega un}$  – нормативний опір металу шва, встановлений за тимчасовим опором;  $\gamma_{\omega n}$  – коефіцієнт надійності за матеріалом шва, який дорівнює 1,25 при значеннях  $R_{\omega un} \leq 490$  МПа та 1,35 при  $R_{\omega un} > 490$  МПа;  $R_{\omega z}$  – розрахунковий опір металу межі сплавлення, залежить від сталі елементів, які зварюються, розраховується за формулою

$$R_{\omega z} = 0,45 R_{un}, \quad (4.11)$$

де  $R_{un}$  – нормативний опір сталі розриву;  $\gamma_{\omega f}$ ,  $\gamma_{\omega z}$  – коефіцієнти умов роботи шва, які дорівнюють одиниці в усіх випадках за винятком конструкцій, що експлуатуються за низьких температур ( $< -40^\circ \text{C}$ ), для яких  $\gamma_{\omega f} = 0,85$  для металу шва з нормативним опором  $R_{\omega un} = 410$  МПа та  $\gamma_{\omega z} = 0,85$  для всіх сталей.

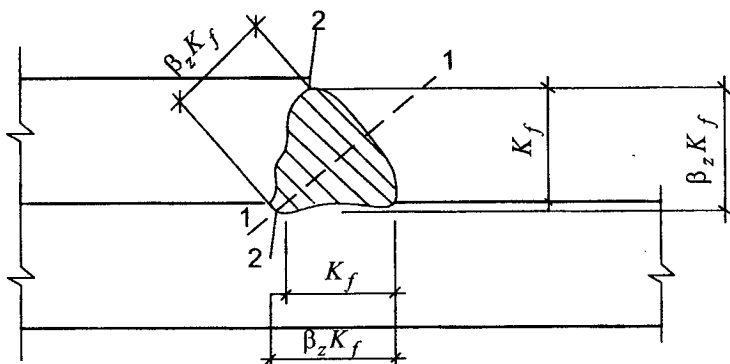


Рис. 4.8. Розрахункова схема кутового шва:

1 – розрахунковий переріз по металу шва; 2 – по металу межі сплавлення

Для кутових швів, розміри яких встановлені за розрахунком, в елементах конструкцій із сталі з межею текучості до 285 МПа (2900 кгс/см<sup>2</sup>) необхідно застосовувати електроди чи зварювальний дріт, для яких розрахункові опори зрізанню по металу шва  $R_{\omega f}$  повинні бути більші, ніж  $R_{\omega z}$ .

При ручному зварюванні треба задовольнити таку умову

$$1,1R_{\omega z} < R_{\omega f} \leq R_{\omega z}\beta_z/\beta_f. \quad (4.12)$$

В елементах із сталі з межею текучості понад 285 МПа (2900 кгс/см<sup>2</sup>) допускається застосовувати електроди чи зварювальний дріт, для яких виконується умова

$$R_{\omega z} < R_{\omega f} \leq R_{\omega z}\beta_z/\beta_f. \quad (4.13)$$

Розрахунок зварних з'єднань з кутовими швами на дію згинального моменту необхідно проводити з урахуванням орієнтації зварних швів відносно площини дії моменту. При дії моменту в площині, перпендикулярній до площини розміщення швів, розрахунок виконують за двома перерізами:

- по металу шва

$$\tau_f = M/W_f \leq R_{\omega f}\gamma_{\omega f}\gamma_c; \quad (4.14)$$

- по металу межі сплавлення

$$\tau_z = M/W_z \leq R_{\omega z}\gamma_{\omega z}\gamma_c, \quad (4.15)$$

де  $W_f$ ,  $W_z$  – моменти опору розрахункового перерізу, відповідно по металу шва та по металу межі сплавлення.

Розрахунок зварних з'єднань з кутовими швами при дії моменту в площині розміщення швів необхідно виконувати за двома перерізами за формулами:

- по металу шва

$$M\sqrt{x^2 + y^2} / (J_{fx} + J_{fy}) \leq R_{\omega f}\gamma_{\omega f}\gamma_c; \quad (4.16)$$

- по металу межі сплавлення

$$M\sqrt{x^2 + y^2} / (J_{zx} + J_{zy}) \leq R_{\omega z}\gamma_{\omega z}\gamma_c, \quad (4.17)$$

де  $J_{fx}$ ,  $J_{fy}$  – моменти інерції розрахункового перерізу по металу шва відносно головних осей з'єднання;  $J_{zx}$ ,  $J_{zy}$  – те ж, по металу межі сплавлення;  $x$  та  $y$  – координати точки шва, найбільш віддаленої від центра ваги розрахункового перерізу швів, відносно головних осей з'єднання (рис. 4.14).

При розрахунку зварних з'єднань з кутовими швами за одночасної дії в тому самому перерізі поздовжньої і поперечної сил та моменту повинні виконуватися такі умови:

$$\tau_f \leq R_{\omega f}\gamma_{\omega f}\gamma_c; \quad \tau_z \leq R_{\omega z}\gamma_{\omega z}\gamma_c, \quad (4.18)$$

де  $\tau_f$  і  $\tau_z$  – напруження в розрахунковому перерізі, відповідно, по металу



шва та по металу межі сплавлення, їх знаходять геометричним підсумовуванням дотичних напружень, викликаних зусиллями від дії поздовжньої і поперечної сил та згинального моменту.

#### 4.1.3. Конструктивні вимоги щодо зварних з'єднань

При конструюванні стикових з'єднань необхідно дотримуватися таких вимог:

- при значній величині різниці товщин з'єднуваних елементів для плавного переходу від одного елемента до іншого повинен бути зроблений скіс з одного чи з двох боків (ухил 1:5). Якщо товщини елементів мають різницю, яка не перевищує величин, наведених у табл. 4.3 дод. 4, скосів не роблять і зварювання встик ведуть як для елементів однакової товщини;

- стикові з'єднання можуть виконуватися без обробки або з обробкою окрайків. Це залежить від товщин елементів, характеру виконання шва та способу зварювання. Обробки окрайків не потрібно робити для двобічних швів при товщинах елементів до 20 мм, які виконуються автоматичним чи напівавтоматичним зварюванням, а також до 8 мм при ручному зварюванні; для одnobічних швів, відповідно 12 мм і 4 мм.

- необхідно забезпечити вільний доступ до зварного з'єднання з урахуванням обраного способу та технології зварювання.

Розміри і форму зварних кутових швів необхідно вибирати з дотриманням таких вимог:

- катети кутових швів  $k_f$  не повинні перевищувати величини  $1,2t_{\min}$ , де  $t_{\min}$  – найменша товщина елементів, що зварюються. В з'єднаннях внапусток катет шва не повинен бути більшим, ніж товщина елемента, що приварюється;

- катети кутових швів  $k_f$  необхідно приймати згідно з розрахунком, але обов'язково вони повинні бути не меншими вказаних в табл. 4.4 дод. 4. Ці найменші значення визначені з метою забезпечення достатньої глибини проплавлення і відповідної якості з'єднання залежно від товщини з'єднуваних елементів і виду зварювання;

- мінімальна розрахункова довжина кутових зварних швів не повинна бути меншою за  $4k_f$  і за 40 мм;

- максимальна розрахункова довжина флангових зварних швів не повинна перевищувати  $85\beta_f k_f$ , за винятком швів, у яких забезпечена передача зусилля по всій довжині шва;

- розмір напуску у з'єднаннях внапусток повинен бути не менше ніж  $5t_{\min}$ , де  $t_{\min}$  – товщина тоншого елемента;

- співвідношення розмірів катетів беруть 1:1, при обґрунтуванні розрахунком на витривалість чи на міцність з урахуванням крихкого руйнування нерівнокатетні шви допускають у з'єднаннях конструкцій, які експлуатуються в умовах динамічного навантаження.

платуються під динамічними та вібраційними навантаженнями, а також за низьких температур;

- при динамічних навантаженнях, з метою зменшення концентрації напружень, формують пологі або вгнуті шви зі значною глибиною провару, механічно обробляючи поверхні швів та елементів.

#### 4.1.4. Приклади розрахунку і конструювання зварних з'єднань

*Приклад 4.1.* Розрахувати зварне з'єднання встик листів завширшки  $b = 200$  мм, завтовшки  $t_1 = 6$  мм і  $t_2 = 8$  мм при дії розрахункового осьового зусилля розтягання  $N = 250$  кН, матеріал - сталь С235, зварювання ручне електродами Э42 з візуальним способом контролю якості зварного шва, коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1,0$  (рис. 4.9).

*Розв'язування.* Розрахунковий опір розтягання стикового шва при відсутності фізичних методів контролю приймаємо  $R_{\omega y} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 230 = 195,5$  МПа =  $19,55$  кН/см<sup>2</sup>. За конструктивними вимогами приймаємо  $t_{\min} = t_1 = 6$  мм. Розрахункова довжина шва  $l_{\omega} = b - 2t_1 = 200 - 2 \cdot 6 = 188$  мм.

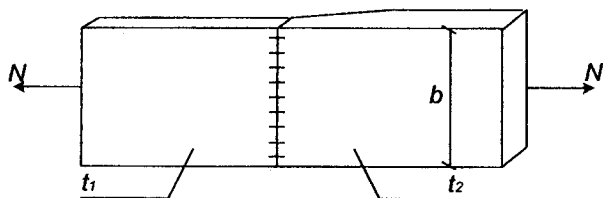


Рис. 4.9. Розрахункова схема стикового прямого шва

Перевіряємо міцність шва за формулою (4.1):

$$\sigma_{\omega} = N/t \cdot l_{\omega} = 250/0,6 \cdot 18,8 = 22,16 \text{ кН/см}^2 > R_{\omega y} \gamma_c = 19,55 \cdot 1 = 19,55 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність зварного шва не забезпечена. Для забезпечення міцності зварного шва застосуємо фізичні методи контролю якості, тоді  $R_{\omega y} = R_y = 23$  кН/см<sup>2</sup>.

При цьому  $\sigma_{\omega} = 22,16 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega y} \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2$ . Міцність прямого стикового шва забезпечена.

*Приклад 4.2.* Розрахувати і сконструювати зварне з'єднання встик листів завширшки  $b = 230$  мм, завтовшки  $t_1 = 8$  мм і  $t_2 = 12$  мм при дії розрахункового осьового зусилля розтягання  $N = 350$  кН, матеріал - сталь С245, зварювання ручне електродами Э42 з візуальним способом контролю якості зварного шва, коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 0,9$ .

*Розв'язування.* Розрахунковий опір розтяганню стикового шва при відсутності фізичних методів контролю приймаємо  $R_{\omega y} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 240 = 204,0$  МПа  $= 20,4$  кН/см<sup>2</sup>. За конструктивними вимогами приймаємо  $t_{\min} = t_1 = 8$  мм. Розрахункова довжина шва  $l_{\omega} = b - 2t_1 = 230 - 2 \cdot 8 = 214$  мм.

Перевіряємо міцність шва за формулою (4.1):

$$\sigma_{\omega} = N/tl_{\omega} = 350/0,8 \cdot 21,4 = 20,44 \text{ кН/см}^2 > R_{\omega y} \gamma_c = 20,4 \cdot 0,9 = 18,36 \text{ кН/см}^2.$$

Міцності прямого стику не вистає, необхідно виконати похилий шов (рис. 4.10).

Конструювання похилого шва виконуємо згідно з прийнятим на практиці, приймаємо стик з відношенням  $b:c=2:1$ , що відповідає куту  $\alpha = \arctg 2 = 63^{\circ} 26'$ . Нормальні і дотичні напруження перевіряємо за формулами (4.2, 4.3). Розрахункова довжина похилого шва

$$l_{\omega} = \left( b / \sin 63^{\circ} 26' \right) - 2t_1 = 230/0,894 - 2 \cdot 8 = 241,27 \text{ мм.}$$

Нормальні напруження в шві

$$\sigma_{\omega} = N \cdot \sin \alpha / t_1 l_{\omega} = 350 \cdot 0,894 / 0,8 \cdot 24,13 = 16,21 \text{ кН/см}^2 \leq R_{\omega y} \gamma_c = 18,36 \text{ кН/см}^2.$$

Дотичні напруження дорівнюють

$$\tau_{\omega} = N \cos \alpha / t_1 l_{\omega} = 350 \cdot 0,447 / 0,8 \cdot 24,13 = 8,11 \text{ кН/см}^2 \leq R_{\omega s} \gamma_c = 13,86 \cdot 0,9 = 12,47 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{де } R_{\omega s} = R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m = 0,58 \cdot 24,5 / 1,025 = 13,86 \text{ кН/см}^2.$$

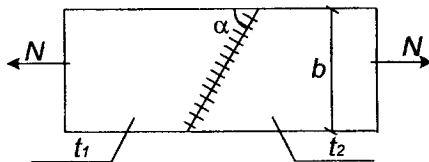


Рис. 4.10. Розрахункова схема похилого стикового шва

Міцність похилого стикового шва забезпечена. Оскільки  $t_2 - t_1 = 12 - 8 = 4$  мм  $> t_1/8 = 1$  мм, то за конструктивними вимогами більш товстий лист повинен мати скіс з ухилом 1:5.

*Приклад 4.3.* Визначити розрахункове зусилля, яке може сприйняти похилий стиковий шов, що виводиться на планки. Ширина листів  $b = 300$  мм, товщини  $t_1 = 6$  мм і  $t_2 = 8$  мм, листи зварені під кутом  $\alpha = 45^{\circ}$ , матеріал ли-

стів - сталь С235, зварювання з візуальним методом контролю якості, коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1$ .

*Роз'язування.* Розрахунковий опір розтяганню стикового шва при відсутності фізичних методів контролю приймаємо  $R_{\omega y} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 230 = 195,5 \text{ МПа} = 19,55 \text{ кН/см}^2$ . За конструктивними вимогами приймаємо  $t_{\min} = t_1 = 6 \text{ мм}$ . Розрахункова довжина похилого шва

$$l_{\omega} = \left( b / \sin 45^{\circ} \right) - 2t_1 = 300 / 0,707 - 2 \cdot 6 = 412,3 \text{ мм}.$$

З умов міцності за нормальними і дотичними напруженнями (4.2, 4.3) знаходимо несучу здатність похилого шва

$$N_1 = R_{\omega y} \gamma_c t_1 l_{\omega} / \sin 45^{\circ} = 19,55 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 41,23 / 0,707 = 684,06 \text{ кН};$$

$$N_2 = R_{\omega s} \gamma_c t_1 l_{\omega} / \cos 45^{\circ} = 13,29 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 41,23 / 0,707 = 465,09 \text{ кН},$$

де  $R_{\omega s} = R_s = 0,58R_{yn} / \gamma_m = 0,58 \cdot 23,5 / 1,025 = 13,29 \text{ кН/см}^2$ .

Розрахункове осьове зусилля, яке може витримати похилий зварний шов, визначається за найменшою несучою здатністю, в цьому випадку  $N = N_{\min} = N_2 = 465,09 \text{ кН}$ .

*Приклад 4.4.* Визначити розміри листів, що з'єднані стиковим прямим швом. На з'єднання діє згинальний момент  $M = 12,50 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , товщина листів  $t_1 = 7 \text{ мм}$  і  $t_2 = 9 \text{ мм}$ , стиковий шов виводиться на планки, матеріал листів - сталь С255, зварювання проводиться з візуальним методом контролю якості, коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1$ .

*Роз'язування.* Розрахунковий опір розтяганню стикового шва при відсутності фізичних методів контролю дорівнює  $R_{\omega y} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 240 = 204,0 \text{ МПа} = 20,4 \text{ кН/см}^2$ .

За конструктивними вимогами приймаємо  $t_{\min} = t_1 = 7 \text{ мм}$ , розрахункова довжина шва  $l_{\omega} = b$ . Нормальні напруження, які виникають у шві, визначаються за формулою (4.5)  $\sigma_{\omega} = M / W_{\omega} = 6M / t l_{\omega}^2 \leq R_{\omega y} \gamma_c$ , звідки

$$l_{\omega} = \sqrt{6M / (t_1 R_{\omega y} \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 1250 / 0,7 \cdot 20,4 \cdot 1} = 22,92 \text{ см}.$$

Приймаємо ширину листів  $b = 230 \text{ мм}$ .

*Приклад 4.5.* Розрахувати стик розтягнутих листів, які з'єднані за допомогою накладок (рис 4.11). Розрахункове зусилля  $N = 600 \text{ кН}$ , розміри листів  $b \times t = 200 \times 18 \text{ мм}$ , накладок -  $b_1 \times t_1 = 160 \times 10 \text{ мм}$ , зварювання автоматичне електродами Э50, матеріал - сталь С345 ( $R_y = 315 \text{ МПа}$ ),

$$\gamma_{\omega f} = \gamma_{\omega z} = 1, \gamma_c = 1.$$

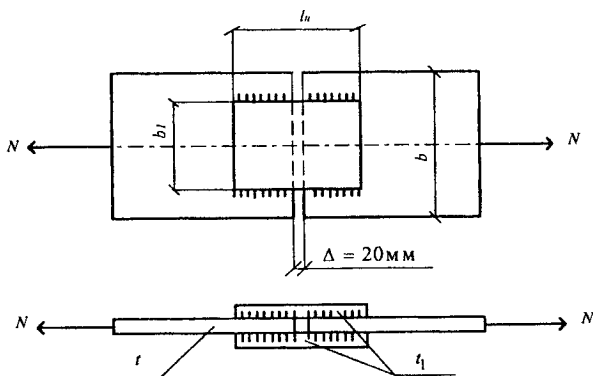


Рис. 4.11. Розрахункова схема кутового зварного шва

*Роз'язування.* Визначимо розрахунковий переріз кутових швів  
 $\beta_f R_{\omega f} = 1,1 \cdot 215 = 236,5 \text{ МПа} < \beta_z R_{\omega z} = 1,15 \cdot 211,5 = 243,22 \text{ МПа}$ ,

де  $\beta_f = 1,1$  і  $\beta_z = 1,15$  (табл. 4.1 дод. 4),  $R_{\omega f} = 215 \text{ МПа}$  (табл. 4.2 дод. 4),  
 $R_{\omega z} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5 \text{ МПа}$ .

Приймаємо, що розрахунковий переріз проходить по металу шва, оскільки  $\beta_f R_{\omega f} < \beta_z R_{\omega z}$ . Згідно з табл. 4.4 дод. 4 приймаємо  $k_f = k_{f, \min} = 6 \text{ мм}$ . Сумарна довжина кутових швів на одній півнакладці дорівнює  $\sum l_{\omega} = N / (\beta_f k_f R_{\omega f} \gamma_c) = 600 / (1,1 \cdot 0,6 \cdot 215 \cdot 1 \cdot 1) = 42,28 \text{ см}$ .

Визначаємо довжину накладок при  $\Delta = 20 \text{ мм}$

$$l_n = 2 \sum l_{\omega} / 4 + \Delta + 2 \cdot 10 = 2 \cdot 42,28 / 4 + 20 + 20 = 252 \text{ мм}, \text{ приймаємо } l_n = 260 \text{ мм}.$$

Перевіряємо міцність двох накладок розміром  $b_1 \times t_1 = 160 \times 10 \text{ мм}$ . Накладки працюють на розтягання, нормальні напруження дорівнюють  $\sigma = N / 2A_n = 600 / 2 \cdot 16 = 18,75 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 31,5 \text{ кН/см}^2$ .

Міцність накладок забезпечена, приймаємо стикові накладки завдовжки  $l_n = 260 \text{ мм}$ .

*Приклад 4.6.* Розрахувати стик листів, які з'єднані втавр (рис 4.12). Розрахунковий згинальний момент  $M = 8,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , розміри листів  $b \times t = 180 \times 10 \text{ мм}$ ,  $b_1 \times t_1 = 180 \times 18 \text{ мм}$ , зварювання напівавтоматичне електродами Э42, матеріал – сталь С235 ( $R_y = 230 \text{ МПа}$ ),  $\gamma_{\omega f} = \gamma_{\omega z} = 1$ ,  $\gamma_c = 1$ .

*Роз'язування.* Визначимо розрахунковий переріз кутових швів  
 $\beta_f R_{\omega f} = 0,9 \cdot 180 = 162,0 \text{ МПа} < \beta_z R_{\omega z} = 1,05 \cdot 162,0 = 170,1 \text{ МПа}$ ,

де  $\beta_f = 0,9$  і  $\beta_z = 1,05$  (табл. 4.1 дод. 4),  $R_{\omega f} = 180$  МПа (табл. 4.2 дод. 4),  
 $R_{\omega z} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162,0$  МПа.

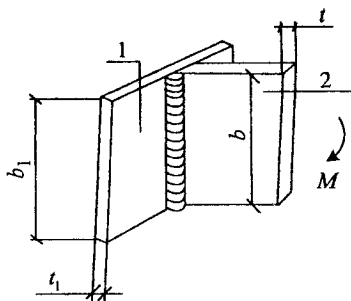


Рис. 4.12. Розрахункова схема кутового шва при дії згинального моменту

Приймаємо, що розрахунковий переріз проходить по металу шва. Спочатку приймаємо однобічний шов, тобто  $n = 1$ . Напруження дорівнює  $\tau = M/nW_f = 6M/(n\beta_f k_f l_\omega^2) \leq R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c$ . Звідки розрахунковий катет шва буде дорівнювати

$$k_f = 6M / \left( n\beta_f l_\omega^2 R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c \right) = 6 \cdot 850 / \left( 1 \cdot 0,9 \cdot 17^2 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 \right) = 1,09 \text{ см,}$$

де розрахункова довжина шва  $l_\omega = b - 10 = 180 - 10 = 170$  мм = 17 см.

Конструктивні межі: згідно з табл. 4.4 дод. 4  $k_{f,\min} = 7$  мм,  $k_{f,\max} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 10 = 12$  мм.

Приймаємо однобічний кутовий шов  $k_f = 11$  мм.

**Приклад 4.7.** Визначити необхідний мінімальний катет шва з'єднаних втавр листів (рис. 4.13). Розрахунковий згинальний момент  $M = 1,5$  кН·м, розрахункова сила  $F = 20$  кН, розміри листів  $b \times t = 120 \times 16$  мм,  $b_1 \times t_1 = 120 \times 16$  мм, зварювання автоматичне електродами Э42, матеріал - сталь С245 ( $R_y = 240$  МПа),  $\gamma_{\omega f} = \gamma_{\omega z} = 1$ ,  $\gamma_c = 1$ .

**Роз'язування.** Визначимо розрахунковий переріз кутових швів

$$\beta_f R_{\omega f} = 1,1 \cdot 180 = 198,0 \text{ МПа} > \beta_z R_{\omega z} = 1,15 \cdot 166,5 = 191,47 \text{ МПа,}$$

де  $\beta_f = 1,1$  і  $\beta_z = 1,15$  (табл. 4.1 дод. 4),  $R_{\omega f} = 180$  МПа (табл. 4.2 дод. 4),  
 $R_{\omega z} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$  МПа.

Розрахунковий переріз проходить по металу границі сплавлення. Розрахункова довжина шва  $l_\omega = b - 10 = 120 - 10 = 110$  мм. Згідно з табл. 4.4 дод. 4  $k_{f,\min} = 5$  мм,  $k_{f,\min} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 16 = 19,2$  мм. У з'єднанні діють

зусилля  $Q = F = 20 \text{ кН}$ ,  $M_1 = M + F \cdot b = 1,5 + 20 \cdot 0,12 = 3,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Спочатку приймаємо односторонній шов, тобто  $n = 1$ . Напруження у шві дорівнює

$$\tau_{\text{рівн}} = \sqrt{\left(\frac{Q}{(n\beta_z k_f l_{\omega})}\right)^2 + \left(\frac{6M_1}{(n\beta_z k_f l_{\omega}^2)}\right)^2} \leq R_{\omega z} \gamma_{\omega z} \gamma_c;$$

$$\tau_{\text{рівн}} = \sqrt{\left(\frac{20}{(1 \cdot 1,15 \cdot 0,5 \cdot 11)}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 390}{(1 \cdot 1,15 \cdot 0,5 \cdot 11^2)}\right)^2} = 33,8 \text{ кН/см}^2 > 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

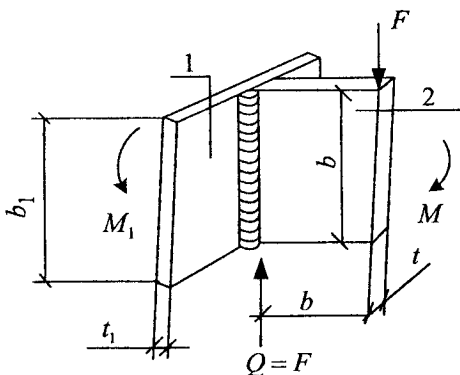


Рис.4.13. Розрахункова схема кутового шва до прикладу 4.7

Міцність одностороннього зварного шва при  $k_f = k_{f,\min} = 5 \text{ мм}$  не забезпечена. Приймаємо двобічний шов ( $n = 2$ ) і  $k_f = 6 \text{ мм}$ . Знову перевіряємо міцність шва

$$\tau_{\text{рівн}} = \sqrt{\left(\frac{20}{(2 \cdot 1,15 \cdot 0,6 \cdot 11)}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 390}{(2 \cdot 1,15 \cdot 0,6 \cdot 11^2)}\right)^2} = 14,1 \text{ кН/см}^2 <$$

$16,65 \text{ кН/см}^2$ . Умова міцності виконується, остаточно приймаємо двобічний шов  $k_f = 6 \text{ мм}$ .

**Приклад 4.8.** Розрахувати стик листів, які з'єднані внапусток (рис. 4.14). Розрахунковий згинальний момент  $M = 10 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , розміри листів  $b \times t = 250 \times 10 \text{ мм}$ ,  $b_1 \times t_1 = 100 \times 16 \text{ мм}$ , зварювання ручне електродами Э42, матеріал – сталь С235 ( $R_y = 230 \text{ МПа}$ ),  $\gamma_{\omega f} = \gamma_{\omega z} = 1$ ,  $\gamma_c = 1$ .

**Розв'язування.** Визначимо розрахунковий переріз кутових швів  $\beta_f R_{\omega f} = 0,7 \cdot 180 = 126,0 \text{ МПа} < \beta_z R_{\omega z} = 1,0 \cdot 162,0 = 162,0 \text{ МПа}$ ,

де  $\beta_f = 0,7$  і  $\beta_z = 1,0$  (табл. 4.1 дод. 4),  $R_{\omega f} = 180$  МПа (табл. 4.2 дод. 4),  
 $R_{\omega z} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 360 = 162,0$  МПа.

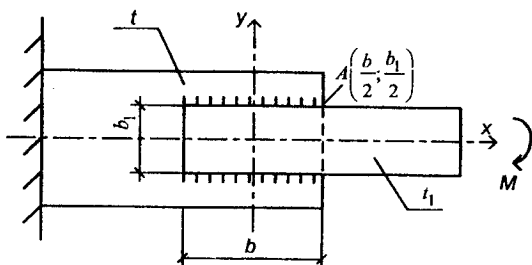


Рис.4. 14. Розрахункова схема кутового з'єднання внапусток

Приймаємо, що розрахунковий переріз проходить по металу шва.

Напруження у швах дорівнює  $M\sqrt{x^2 + y^2} / (J_{fx} + J_{fy}) \leq R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c$ .

Визначаємо моменти інерції

$$J_{fx} = 2(\beta_f k_f)^3 l_{\omega} / 12 + 2\beta_f k_f l_{\omega} (b_1/2)^2; \quad J_{fy} = 2\beta_f k_f l_{\omega}^3 / 12.$$

Задаємось мінімальним катетом шва  $k_f = k_{f, \min} = 6$  мм, а  $k_{f, \max} = 1,2t_{\min} = 1,2 \cdot 10 = 12,0$  мм. Розрахункова довжина  $l_{\omega} = b - 10 = 250 - 10 = 240$  мм.

При  $k_f = 6$  мм:  $J_{fx} = 2 \cdot (0,7 \cdot 0,6)^3 \cdot 24 / 12 + 2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 24 \cdot 5^2 = 505 \text{ см}^4$ ;

$$J_{fy} = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 24^3 / 12 = 968 \text{ см}^4.$$

Перевіряємо напруження у швах

$$M\sqrt{x^2 + y^2} / (J_{fx} + J_{fy}) = 1000 \cdot \sqrt{12,5^2 + 5^2} / (505 + 968) = 9,1 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c = 18,0 \text{ кН/см}^2.$$

Таким чином, міцність зварних швів при  $k_f = 6$  мм забезпечена.

#### 4.2. Болтові і заклепкові з'єднання, види болтів і заклепок, їх робота і загальна характеристика

Болтові з'єднання головним чином застосовують в монтажних з'єднаннях конструкцій. Болти випускають грубої (клас С), нормальної (клас В) та підвищеної (клас А) точності, а також високоміцні, самонарізні та фундаментні (рис. 4.15).

Болти складаються з головки та стержня, частина якого має нарізання для загвинчування гайки. Довжина гладкої частини визначається тов-



щиною пакета елементів, що з'єднуються і коротша на 2..3 мм від неї. Болти виготовляють штампуванням з круглої сталі. Поверхня гладкої частини болтів підвищеної точності та високоміцних додатково обточується на токарних верстатах.

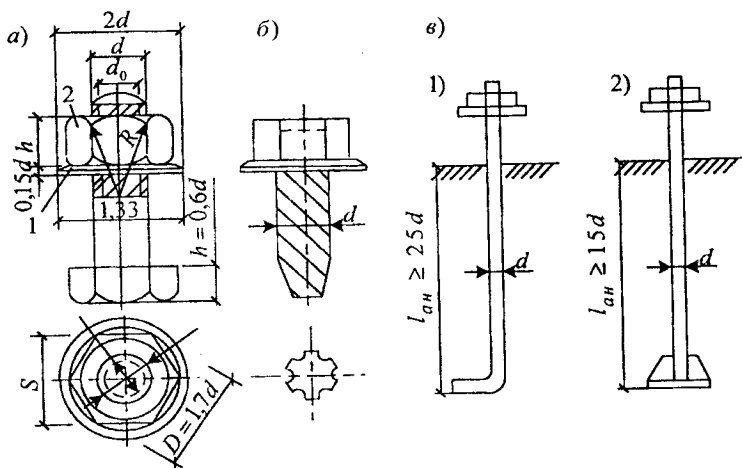


Рис. 4.15. Типи болтів: а- звичайний та високоміцний болт, де 1 –шайба, 2 - гайка; б - самонарізний болт; в – фундаментні болти, тип 1 при  $d \leq 48$  мм, тип 2 при  $d = 20..90$  мм

За міцністю болти ділять на класи 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.6, 8.8, 10.9 (крім високоміцних). В цих позначеннях перша цифра означає тимчасовий опір сталі болта ( $\sigma_b$ , кН/см<sup>2</sup>), збільшений у 10 разів, а добуток першої цифри на другу дорівнює межі текучості матеріалу  $\sigma_T$ . Для використання рекомендуються болти з діаметрами 16, 20, 24, 30, 36, 42 та 48 мм.

Різниця між болтами грубої, нормальної та підвищеної точності полягає у вимогах до точності виготовлення, щільності встановлення в отвори та способів утворення отворів під болти.

Міцність болтових з'єднань залежить не тільки від виду болтів, їх матеріалу та матеріалу конструкцій, але і від способу утворення отворів під болти. Застосовують три способи утворення отворів: висвердлення, який забезпечує гладкі краї отворів; продавлення у пресах, це більш технологічний спосіб ніж висвердлення, але якість кромки отворів гірша внаслідок появи задирок та наклепу металу; продавлювання на менший діаметр с наступним висвердленням до проектного розміру.

Отвори під болти грубої та нормальної точності продавлюють або висвердлюють. В першому випадку отвори мають нерівну поверхню. При складанні елементів виникають деякі розбіжності центрів отворів і тому візуально створюють "чорноту". Через це болти грубої точності іноді називають

вають "чорними". Болти грубої та нормальної точності відрізняються допусками на відхилення їх діаметрів від номінальних значень, відповідно, 1 мм та 0,52 мм. Отвори для таких з'єднань мають діаметри на 2..3 мм більші за діаметр болта. Завдяки такому зазору болти легко вставляються навіть при незбіганні центрів отворів, при цьому нівелюються недоліки виготовлення, що компенсується простотою з'єднань.

З'єднання на болтах грубої та нормальної точності мають підвищену деформівність при роботі на зсув. Їх застосовують лише при статичних навантаженнях, коли податливість з'єднань істотно не впливає на роботу конструкції в цілому.

Ефективним способом зменшення деформівності болтового з'єднання є використання болтів підвищеної точності. Під ці болти отвори тільки висвердлюють в окремих елементах із застосуванням спеціальних кондукторів-шаблонів або в складеному вигляді. Також в окремих елементах можуть робити отвори меншого на 3...5 мм діаметра, а після складання отвори розсвердлюють до проектного діаметра. При цьому різниця між діаметрами болтів та отворів повинна становити 0,3 мм без відхилення цих розмірів: болта в більший бік, а отвору в менший бік. Болти в таких з'єднаннях щільно стискаються і добре сприймають зсувні сили. Складність виготовлення і встановлення болтів підвищеної точності призвели до обмеженого їх застосування.

Високоміцні болти виготовляють з легованих сталей 40X "селект", 30X3МФ, 30X2НМФА з тимчасовим опором  $R_{\text{вип}} = 600...1350 \text{ Н/мм}^2$ . У готовому вигляді їх термічно обробляють. Болти вставляють у отвори, діаметри яких перевищують діаметри болтів від 1 до 6 мм в залежності від характеру діючих навантажень.

Щільність з'єднань забезпечується затягуванням гайок спеціальним тарувальним ключем, який дозволяє контролювати силу натягання болтів. Особливістю з'єднань на високоміцних болтах є те, що міцність досягається не за рахунок роботи стержнів болтів на зрізання та на зминання, а за рахунок сил тертя між елементами, які з'єднуються. Для збільшення сил тертя поверхні елементів попередньо очищають від іржі, окалини, бруду різними способами (сталевими щітками, піско- та дробоструминними апаратами, за допомогою хімічних речовин або газового полум'я).

Самонарізні болти застосовують для кріплення тонких обшивок панелей покриття та стін, а також профільованого настилу до прогонів та елементів фахверка. Ці болти мають нарізку спеціального профілю по всій довжині стержня, яка служить для нарізання різьби при закручуванні в попередньо просвердлені отвори елементів, що з'єднуються. Виготовляють такі болти з термічно зміцненої сталі Ст10кп. Основна перевага самонарізних болтів полягає в тому, що для їх встановлення достатньо мати доступ до конструкції з одного боку.

Фундаментні болти служать для закріплення баз колон та стояків до фундаментів. Зусилля розтягання, які виникають в анкерах баз колон, можуть

бути великими, тому діаметри фундаментних болтів сягають 90 мм. Болти замоноличуються в бетонних фундаментах або встановлюються у заздалегідь приготовлені отвори. Довжина та форма кінця болта визначаються за розрахунком на виривання і показані на рис. 4.15, в.

Заклепкові з'єднання елементів у сучасних сталевих конструкціях через велику трудомісткість їх виготовлення практично не застосовуються. Але такі з'єднання зустрічаються у виготовлених раніш конструкціях, які час від часу необхідно підсилювати або реконструювати.

Заклепки виготовляють з круглої сталі на спеціальних пресах, які утворюють закладну головку. Форма головки в залежності від вимог до поверхні з'єднання може бути напівкругла, потайна, напівпотайна та підвищена (рис. 4.16).

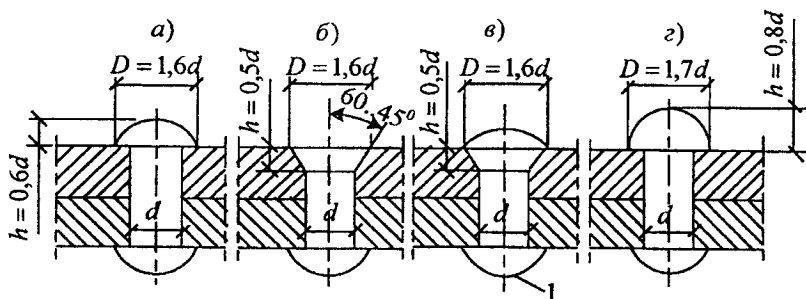


Рис. 4.16. Типи головок заклепок:

а – напівкругла, б – потайна, в – напівпотайна, г – підвищена

Заклепки з потайними та напівпотайними головками не допускається застосовувати при роботі їх на розтягання. Отвори під заклепки виконують продавлюванням або свердлуванням з діаметрами, які на 1...1,5 мм перевищують діаметри заклепок. Діаметри заклепок нормують за діаметром отворів. Найбільш поширені заклепки діаметром 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27 і 30 мм.

Стержень заклепки попередньо нагрівають до температури 800...900°С і вставляють у створені раніше отвори. Нагріту заклепку вставляють в отвір, закладну головку щільно притискають до пакета, що з'єднується, і кінець, що виступає, ударами пневматичного молотка або тиском клепальної скоби формують у замикальну головку. При охолодженні заклепки її стержень скорочує свою довжину, при цьому стягуються елементи, що з'єднуються. Отже, поліпшується робота з'єднання на сили зсуву за рахунок появи сил тертя між елементами.

Холодне клепання використовують у заводських умовах, за якого матеріал заклепки пластично деформується клепальною скобою, утворюючи при цьому замикальну головку. Сила стягування менша, ніж при гарячому клепанні, а деформації, що їх зазнають заклепки в процесі клепання, значні, тому до металу заклепки висуваються підвищені вимоги щодо пластичності.

#### 4.2.1. Робота і розрахунок звичайних болтів

Робота на зсув є основним видом роботи болтів грубої, нормальної та підвищеної точності. Роботу цих болтових з'єднань під дією зсувних сил умовно ділять на чотири етапи. На першому з них опір зовнішнім силам чинять сили тертя, які виникають по поверхнях зсуву від стягування листів, болти не відчувають дії зсувних зусиль і працюють тільки на розтягування. Після подолання опору сил тертя відбувається зсув елементів на величину зазору між болтом та поверхнею отвору - це другий етап роботи болтового з'єднання. На третьому етапі зусилля передаються тиском поверхні отвору на стержень болта, внаслідок чого контактні поверхні поступово змикаються, а сам стержень починає згинатися і розтягуватися, тому що вільному його згинанню чинять опір гайки. Потім щільність з'єднання послаблюється, зменшуються сили тертя і зрештою відбувається руйнування з'єднання (4 етап). Якщо стержень тонкий порівняно з товщиною листів, руйнування характеризується зрізанням його в площині зсуву або відривом гайки під впливом розтягувальних та згинальних напружень (рис. 4.17). Як показують експерименти, руйнування з'єднань у середніх рядах болтів, найбільш віддалених від краю, практично не відбувається через те, що опір сталі під час змінання практично не має обмежень. Але на краях стержень болта може прорізати тонкі листи, виколоючи їх частину в напрямі дії сили. В цих місцях утворюється складний напружений стан, що обмежує розвиток пластичних деформацій і призводить до розриву матеріалу.

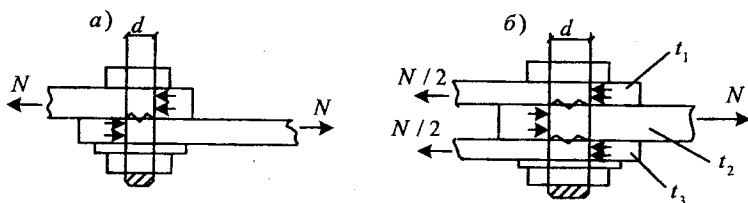


Рис. 4.17. Робота болтового з'єднання:

а - з однією площиною зрізання; б - з двома площинами зрізання

Розрахунок з'єднань на болтах грубої, нормальної та підвищеної точності при дії зсувних сил ведуть на зрізання болта та змінання поверхні отвору в елементах, що з'єднуються.

Необхідну кількість болтів визначають, виходячи з того, що зусилля між болтами багатоболтового з'єднання розподіляється рівномірно

$$n = N / N_b \gamma_c, \quad (4.19)$$

де  $N$  – розрахункова поздовжня сила, що діє на з'єднання;  $N_b$  – розрахункове зусилля, яке може бути сприйняте одним болтом, визначається за зрізанням чи за зминанням:

$$N_{bs} = R_{bs} A n_s \gamma_b; \quad (4.20)$$

$$N_{bp} = R_{bp} d \sum t_{\min} \gamma_b, \quad (4.21)$$

де  $R_{bs}, R_{bp}$  – розрахункові опори болтів зрізання і зминання, приймаються за табл. 4.5 дод. 4 і 4.6 дод. 4;  $A = \pi d^2 / 4$  – розрахункова площа перерізу стержня болта;  $n_s$  – кількість площин зрізання одного болта, яка дорівнює кількості площин взаємного зсуву елементів, що з'єднуються;  $d$  – зовнішній діаметр стержня болта;  $\sum t_{\min}$  – найменша сумарна товщина елементів, які зминаються в одному напрямі (рис. 4.17);  $\gamma_b$  – коефіцієнт умов роботи з'єднання, приймається за табл. 4.7 дод. 4.

Заклепкові з'єднання розраховують на зрізання і зминання з використанням формул (4.19)...(4.21). При цьому замість діаметра болта приймають діаметр отвору заклепки.

У випадку, коли зовнішня сила прикладена паралельно поздовжній осі болтів або заклепок, з'єднання працює на розтягування чи відривання головок (рис. 4.18). Під час дії зовнішньої сили щільність з'єднання порушується і його несуча здатність визначається міцністю матеріалу болтів чи заклепок на розтягування.

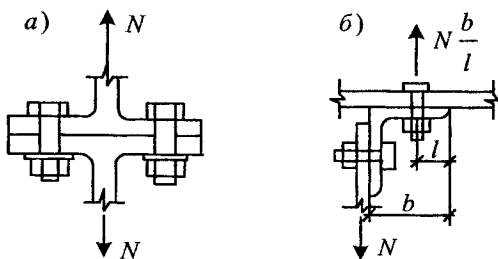


Рис. 4.18. Робота болтового з'єднання на розтягування

Несучу здатність одного болта при розтягуванні визначають за формулою

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn}, \quad (4.22)$$

де  $R_{bt}$  – розрахунковий опір болтів розтяганню, приймають за табл. 4.5 дод. 4;  $A_{bn}$  – площа перерізу болта нетто (табл. 4.8 дод. 4).

Необхідну кількість болтів у з'єднанні обчислюють за формулою

(4.19), приймаючи  $N_b = N_{bt}$ .

Болти, які одночасно працюють на зрізання і розтягування, необхідно перевіряти окремо як на зрізання, так і на розтягування.

#### 4.2.2 Робота і розрахунок високоміцних болтів

З'єднання на високоміцних болтах розраховують, вважаючи, що діюче зусилля в стиках і прикріпленнях сприймається силами тертя. Вони виникають на поверхнях елементів, що з'єднуються за рахунок натягання болтів. При цьому розподіл поздовжньої сили між болтами приймають рівномірним.

Розрахункове зусилля, яке може бути сприйняте кожною поверхнею тертя, з'єднаних елементів, стягнутих одним високоміцним болтом, визначають за формулою

$$Q_{bh} = R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu / \gamma_h, \quad (4.23)$$

де  $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$  - розрахунковий опір розтягуванню високоміцного болта,  $R_{bun}$  приймається за табл. 4.9 дод. 4;  $A_{bn}$  - площа перерізу болта нетто (табл. 4.8 дод. 4);  $\mu$  - коефіцієнт тертя, який залежить від способу підготовки контактних поверхонь (табл. 4.10 дод. 4);  $\gamma_h$  - коефіцієнт надійності (табл. 4.10 дод. 4);  $\gamma_b$  - коефіцієнт умов роботи з'єднання, який залежить від кількості болтів  $n$ , необхідних для сприйняття розрахункового зусилля (при  $n < 5$   $\gamma_b = 0,8$ ; при  $5 \leq n < 10$   $\gamma_b = 0,9$ ; при  $n \geq 10$   $\gamma_b = 1,0$ ).

Коефіцієнт умов роботи з'єднання  $\gamma_b$  враховує можливість зменшення зсувного зусилля, яке сприймається одним болтом, за рахунок зменшення кількості болтів і несприятливого впливу розкладу зусиль натягання болтів і коефіцієнтів тертя в зоні щільного контакту.

Необхідну кількість болтів у з'єднанні знаходять аналогічно до формули (4.19)

$$n = N / Q_{bh} k \gamma_c, \quad (4.24)$$

де  $k$  - кількість поверхонь тертя з'єднаних елементів.

Вирішальне значення в роботі з'єднання на високоміцних болтах має зусилля натягання болта  $P$ , що контролюється, а також якість поверхонь тертя. При цьому  $P$  дорівнює

$$P = R_{bh} A_{bn}. \quad (4.25)$$

Перерізи елементів, що ослаблені отворами під високоміцні болти, необхідно перевіряти за міцністю. При цьому перевірку ослаблених перерізів необхідно виконувати: при статичних навантаженнях - за площею перерізу бруто при  $A_n \geq 0,85A$ , а при  $A_n < 0,85A$  - за умовною площею  $A_c = 1,18A_n$ ; при динамічних навантаженнях - за площею перерізу нетто  $A_n$ . При розрахунках за стійкістю та витривалістю, а також при обчисленні деформацій та переміщень розрахункова площа дорівнює її значенню бруто  $A$ .

### 4.2.3. Конструювання болтових з'єднань

При конструюванні болтових з'єднань необхідно прагнути до найкращого передавання зусилля з одного елемента до іншого найкоротшим шляхом, забезпечуючи зручність виконання з'єднання. При розробці болтових з'єднань слід передбачати застосування однакового діаметра болтів у межах одного конструктивного елемента.

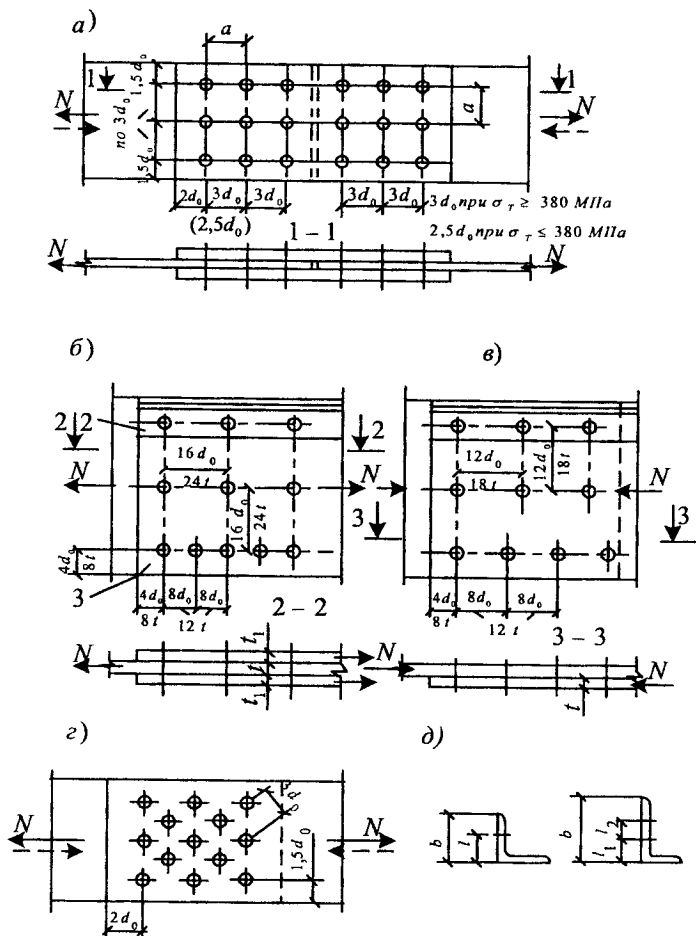


Рис. 4.19. Розташування отворів: а – мінімальні відстані; б – максимальні відстані в розтягнутих елементах; в – максимальні відстані в стиснутих елементах; г – шагове розташування; 1 – доріжка, 2 – облямувальний кутик, 3 – необлямуваний кутиком лист

У з'єднаннях болти розміщують на прямих лініях – рисках, які розташовують паралельно діючим зусиллям. Відстані між двома сусідніми рисками називають доріжками, а відстані між центрами болтів у будь-якому напрямі називають кроками. Болти розміщують рядами або у шаховому порядку. Відстані між центрами болтів приймають за табл. 4.11 дод. 4. Мінімальні кроки визначені умовами міцності основного матеріалу, необхідністю забезпечення можливості виконання складальних робіт а також уникнення надмірного послаблення поперечних перерізів з'єднуваних елементів.

Найменші відстані між болтами приймають у з'єднаннях, в яких площа розміщення болтів обмежена. Це стосується з'єднань, де кількість болтів значна і необхідно зменшити розміри накладок (рис. 4.19, а). Якщо болти ставлять конструктивно, то відстані між ними приймають найбільшими (з метою зменшення кількості болтів з одночасним забезпеченням їх рівномірного розміщення (рис. 4.19, б, в)). Максимальні відстані визначаються стійкістю стиснутих частин елементів в проміжках між болтами, чи вимогами щільності з'єднання. В елементах із фасонного прокату (кутиках, двотаврах, швелерах) болти розміщують за рисками, положення яких, а також можливі діаметри отворів, відповідають потрібній міцності елемента та можливості вставлення болта (рис. 4.19, д). Риски на профільних елементах наводяться в довідниках металевих конструкцій [19].

#### 4.2.4. Приклади розрахунку і конструювання болтових з'єднань

**Приклад 4.9.** Вибрати оптимальний стик листів на болтах грубої точності класу 5.8 (рис 4.20 ) і сконструювати його. Розрахункове зусилля  $N = 860 \text{ кН}$ , сталь С375, переріз листів  $b \times t_1 = 270 \times 20 \text{ мм}$ ,  $t_2 = 10 \text{ мм}$ , коефіцієнт умов роботи  $\gamma_b = 0,9$ .

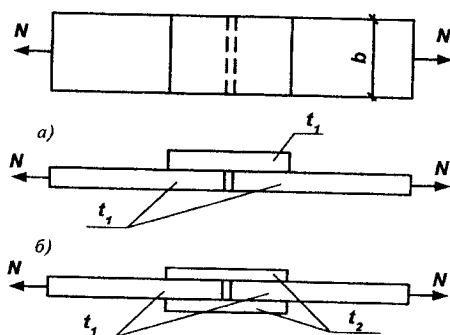


Рис. 4.20. До прикладу 4.9

**Розв'язування.** Приймаємо болти діаметром  $d = 20 \text{ мм}$  ( $A = 3,14 \text{ см}^2$ ). Для болтів класу 5.8  $R_{bs} = 200 \text{ МПа}$ ,  $R_{bp} = 690 \text{ МПа}$  (табл. 4.5, 4.6 дод. 4).



Несучу здатність болта на зрізання за варіантом "а" при  $n_s = 1$  визначаємо за формулою (4.20)

$$N_{bs} = R_{bs} A n_s \gamma_b = 20 \cdot 3,14 \cdot 1 \cdot 0,9 = 56,52 \text{ кН.}$$

Несучу здатність болта на зминання за варіантом "а" визначаємо за формулою (4.21)

$$N_{bp} = R_{bp} d \sum t_{\min} \gamma_p = 69 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,9 = 248,4 \text{ кН.}$$

Несуча здатність болта на зрізання і зминання за варіантом "б" при  $n_s = 2$ , відповідно, дорівнює

$$N_{bs} = 20 \cdot 3,14 \cdot 2 \cdot 0,9 = 113,04 \text{ кН;}$$

$$N_{bp} = 69 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,9 = 248,4 \text{ кН.}$$

Аналізуючи отримані результати, бачимо, що як за варіантом "а", так і за варіантом "б" несуча здатність болтів на зминання однакова. Несуча здатність болта на зрізання за варіантом "а" у 2 рази менша, ніж за варіантом "б". Отже, до розрахунку приймаємо варіант "б".

Кількість болтів у з'єднанні визначаємо за формулою (4.19)

$$n = N/N_b \gamma_c = 860/113,04 \cdot 1 = 7,61.$$

Приймаємо 2 ряди по 4 болти на півнакладці. Несуча здатність листа, ослабленого отворами діаметром 23 мм,

$$N = 2(27 - 4 \cdot 2,3) \cdot 34,5 = 1228,2 \text{ кН} > 860 \text{ кН,}$$

забезпечена. Конструювання болтового з'єднання виконуємо згідно з рекомендаціями табл. 4.11 дод. 4 (рис. 4.21).

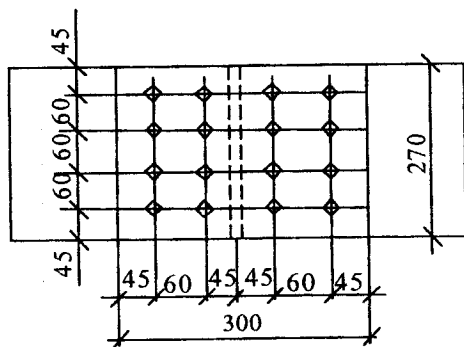


Рис. 4.21. Конструювання болтового з'єднання до прикладу 4.9

**Приклад 4.10.** Розрахувати і сконструювати з'єднання двох балок на болтах нормальної точності класу 4.8,  $R_{bt} = 160$  МПа, сталь С275 (рис. 4.22). Балка Б1 запроектована із двотавра № 40, балка Б2 має розміри полиць  $b_f \times t_f = 280 \times 20$  мм. Розрахункове зусилля в місці прикріплення  $F = 250$  кН, коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1,0$ .

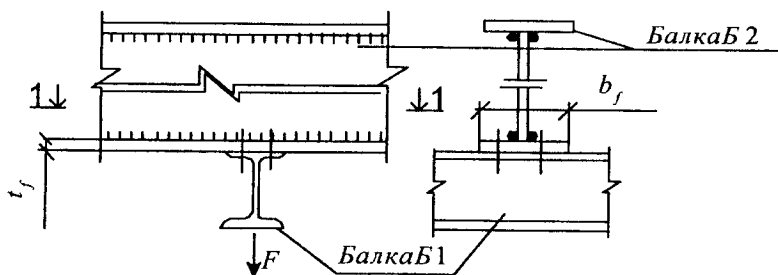


Рис.4.22. До прикладу 4.10

*Розв'язування.* Болти працюють на розтягування. Для балки Б1 із двотавра № 40 максимальний діаметр отвору в полицях допускається 23мм, а відстань між отворами 80 мм. Виходячи з цього, приймаємо діаметр болта  $d = 20$  мм ( $A_{bn} = 2,45$  см<sup>2</sup>). Несучу здатність болта на розтягання визначимо за формулою (4.22)

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} = 16 \cdot 2,45 = 39,2 \text{ кН.}$$

Необхідну кількість болтів у з'єднанні визначаємо за формулою (4.19)

$$n = F / N_b \gamma_c = 250 / 39,2 \cdot 1 = 6,38.$$

Приймаємо 8 болтів. Конструювання болтового з'єднання виконуємо згідно з рекомендаціями табл. 4.11 дод. 4 (рис. 4.22 і 4.23).

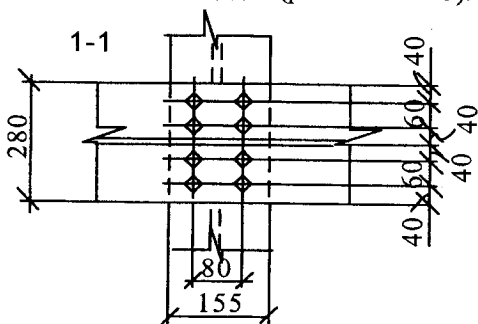


Рис. 4.23. Конструювання болтового з'єднання до прикладу 4.10

*Приклад 4.11.* Розрахувати і сконструювати стик двох листів перерізом  $b \times t_1 = 360 \times 10$  мм і  $b \times t_2 = 360 \times 12$  мм на високоміцних болтах діаметром 20 мм ( $A_{bn} = 2,45$  см<sup>2</sup>) із сталі 40Х “селект” ( $R_{bun} = 1100$  МПа). Розрахункове зусилля  $N = 250$  кН, коефіцієнти  $\gamma_b = \gamma_c = 1,0$ .

Приймаємо поверхні, які з'єднуються без обробки, тоді згідно з табл. 4.10 дод. 4  $\mu = 0,25$ ; контроль натягання болта - за кутом повороту

гайки, тому  $\gamma_h = 1,2$  при різниці діаметра отвору і болта 3 мм. Розрахунковий опір високоміцного болта розтягуванню

$$R_{bh} = 0,7R_{bun} = 0,7 \cdot 1100 = 770 \text{ МПа.}$$

Несучу здатність високоміцних болтів визначаємо за формулою (4.23)

$$Q_{bh} = R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu / \gamma_h = 77 \cdot 1,2 \cdot 45 \cdot 0,25 / 1,2 = 39,3 \text{ кН.}$$

Необхідну кількість болтів у з'єднанні визначаємо за формулою (4.24)

$$n = N / Q_{bh} k \gamma_c = 700 / 39,3 \cdot 1 \cdot 1 = 17,81,$$

де  $k=1$  - кількість поверхонь тертя. Приймаємо 18 болтів, розташованих у шаховому порядку (рис. 4.24).

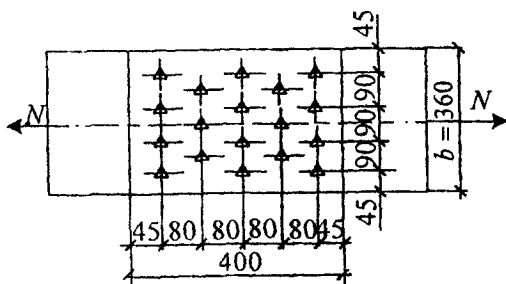


Рис. 4.24. До прикладу 4.11

## 5. БАЛКИ ТА БАЛКОВІ КОНСТРУКЦІЇ

### 5.1. Загальна характеристика балок і балкових конструкцій

Балкою називається суцільний елемент, який працює переважно на поперечне згинання і сприймає навантаження, розташоване в прольоті, передаючи його на опори. Вони знаходять широке застосування в конструкціях цивільних, громадських та виробничих споруд, у балкових площадках, міжповерхових перекриттях, мостах, естакадах, у вигляді підкранових балок та в інших спорудах. Найбільш поширені в сталевих конструкціях розрізні балки. Це пояснюється визначеністю їх роботи, а також простотою виготовлення і монтажу.

Основним типом поперечного перерізу сталевих балок є двотавр. Витрати матеріалу і вартість балки залежать від площі поперечного перерізу  $A$ , а спроможність балки працювати на згинання – від моменту опору  $W$ . Тому мірою ефективності перерізу балки як конструкції, яка працює на згинання, є ядра відстань, що дорівнює  $\rho = W/A$ .

Порівняння ядрових відстаней круглого, прямокутного та двотаврового перерізів показує, що двотавровий переріз вигідніший від прямокутного у 2 рази, а від круглого – у 3 рази. У двотавровому перерізі розподіл матеріалу найкраще відповідає розподілу нормального напруження під час згинання балки.

В залежності від навантаження, призначення та прольоту використовують такі основні типи балок:

- прокатні (двотаврового чи швелерного перерізу);
- складені (зварні, клепані, на високоміцних болтах);
- із гнутого профілю;
- бісталеві (із різної сталі);
- попередньо-напружені.

Деякі типи перерізів балок показано на рис. 5.1.

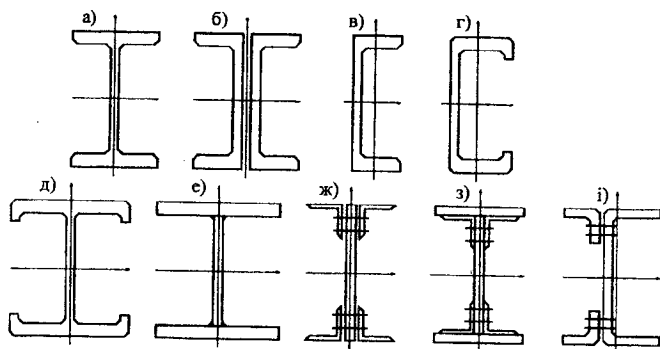


Рис. 5.1. Типи перерізів балок

За статичною роботою балки розподіляють на розрізні, консольні та нерозрізні (рис. 5.2). Найбільш поширені у металевих конструкціях розрізні балки. Перевагою розрізних балок є те, що вони майже не реагують на осідання опор та температурні коливання. Нерозрізні балки економічніші за витратою металу порівняно з іншими, але складніші у виготовленні і, особливо, у монтажі.

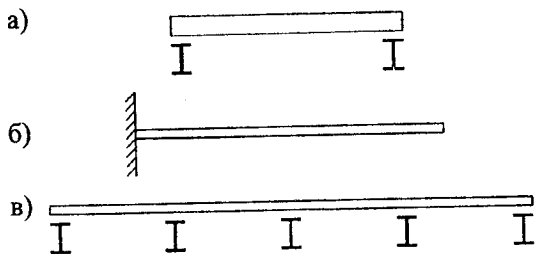


Рис. 5.2. Статичні схеми балок: а - розрізна; б - консольна; в - нерозрізна

При проектуванні балкових конструкцій потрібно, в залежності від призначення балок, скласти схему їх розташування, призначити генеральні розміри, визначити навантаження, які діють на балки, а також, згідно з табл. 50 [1], прийняти марки сталей балок.

## 5.2. Компонування балкових кліток

Систему несучих балок, що її використовують для перекриття робочих площадок, проїжджої частини мостів та інших конструкцій, називають балковою кліткою. На балкову клітку укладають металевий або залізобетонний (монолітний чи збірний) настил. Балкова клітка складається з декількох систем балок, які розташовані, як правило, у взаємно перпендикулярному напрямку. Балки, що передають навантаження на опори, називають головними; балки, які спираються на головні, називають другорядними (допоміжними) або балками настилу. Наявність або відсутність другорядних балок і балок настилу визначає тип балкової клітки.

Розрізняють три типи балкових кліток, які мають такі компоновальні схеми:

- спрощену (рис. 5.3);
- нормальну (рис. 5.4);
- ускладнену (рис. 5.5).

У спрощеній схемі балкової клітки є тільки один тип балок - головні, які розташовують з постійним кроком. Таку схему балкової клітки раціонально використовувати при невеликих прольотах  $L$ . Нормальна схема балкової клітки включає два типи балок - головні, що спираються на колони, та балки настилу, які безпосередньо підтримують настил.

В ускладненій схемі балкової клітки є три типи балок: головні, другорядні і балки настилу. Для зниження трудомісткості другорядні балки і балки настилу виготовляють прокатними. Вибір раціональної схеми балкової клітки і типу з'єднання балок у ній залежить від багатьох факторів (розмірів балкової клітки в плані і по висоті, типу настилу, марок сталей, виду і величини навантажень тощо), а доцільність вибору може бути встановлена шляхом техніко-економічного порівняння варіантів.

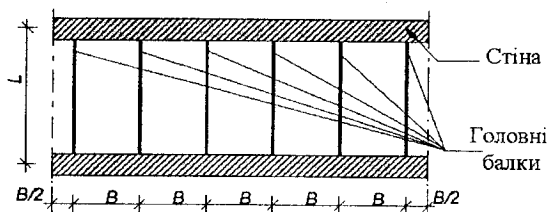


Рис. 5.3. Спрощена схема балкової клітки

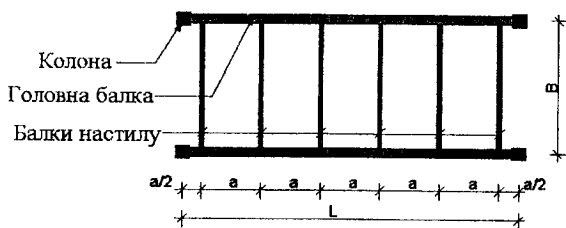


Рис. 5.4. Нормальна схема балкової клітки

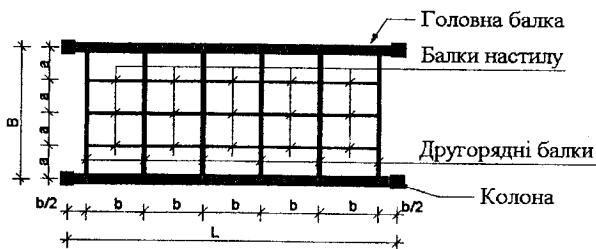


Рис. 5.5. Ускладнена схема балкової клітки

Розмір від нижнього поясу головної балки до верху настилу називається будівельною висотою балкової клітки  $h_{\max}$  (рис. 5. 6).

Взаємне розташування балок може бути таким:

- поверхове, коли балки настилу безпосередньо спираються на головні зверху (рис. 5.6,а);
- розташування балок настилу в одному рівні з головними балками (рис. 5.6, б);
- понижене розташування другорядних балок і в одному рівні балок настилу (рис. 5.6, в).

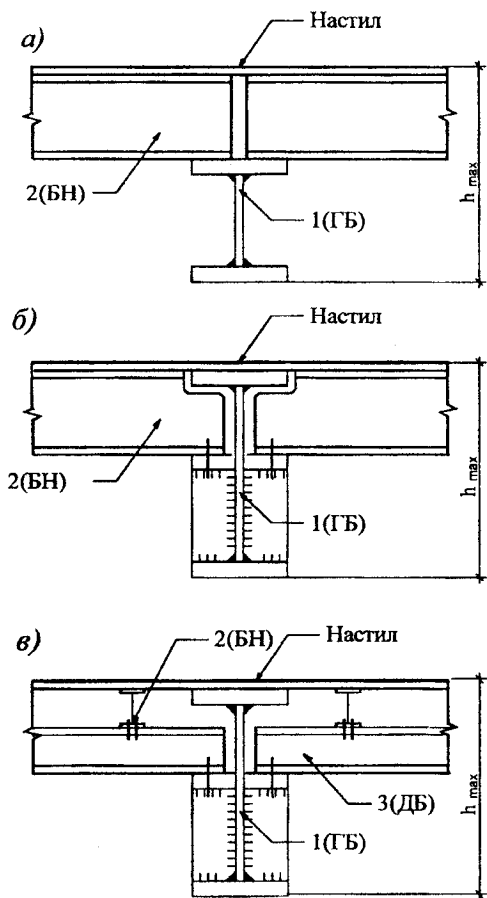


Рис. 5.6. Типи з'єднань балок:

- а - поверхове; б - в одному рівні; в - понижене: 1 – головні балки (ГБ);  
2 – балки настилу (БН); 3 – другорядні (допоміжні) балки (ДБ)

Поверхове розташування балок найбільш простий та зручний для монтажу спосіб їх з'єднання. Але він потребує найбільшої будівельної висоти.

З'єднання балок в одному рівні дозволяє збільшити висоту головної балки при заданій будівельній висоті перекриття, але значно ускладнює конструкцію вузлів з'єднання балок.

Понижене з'єднання балок застосовують у балкових клітках ускладненого типу, воно також зменшує будівельну висоту перекриття.

Основні розміри балкової клітки в плані і по висоті задаються технологіями або архітекторами, виходячи з технологічних умов та зручності в обслуговуванні конструкцій.

Відстань між балками настилу при металевому настилі приймають в межах 0,6...1,2 м, а при залізобетонному – 1,5...3 м. Відстань між другорядними (допоміжними) балками призначають в межах 2...5 м. Всі відстані (кроки балок) повинні бути кратними відповідним прольотам нижчерозташованих балок.

### 5.3. Сталеві настили балкової клітки

Настилами балкової клітки можуть бути металеві листи чи залізобетонні плити. Широке застосування знаходить щитовий настил, який складається з несучого сталевих листа, що має зверху захисний шар і підкріплений знизу поздовжніми та поперечними ребрами. Щити мають розміри до 3 x 12 м, їх вкладають на балки настилу. Застосування настилу з алюмінієвих листів значно знижує вагу покриття у цілому.

Товщину настилу приймають за розрахунком найчастіше в залежності від прийнятого допустимого прогину, оскільки повністю використати напруження в листі при заданому прогині не завжди можливо. Тому листовий настил розраховують на нормативні навантаження. Залежно від навантаження використовують сталь завтовшки 6...14 мм.

Особливість листового настилу полягає в тому, що за характером своєї роботи він займає проміжне положення між плитою і мембраною (рис. 5.7,а). Якщо плита під навантаженням працює лише на згинання, не зазнаючи осьового розтягування, то мембрана працює на осьове розтягування, для чого потрібні нерухомі опори. Настил може зазнати одночасно згинання і осьового розтягування, працюючи як пружна висяча конструкція.

Настил при спиранні на дві сторони може розраховуватись за двома схемами:

1) як балковий елемент, що працює на поперечне згинання, коли настил порівняно товстий, при відношенні прольоту до товщини  $l/t_d < 50$  (рис. 5.7,б);

2) як пружна висяча конструкція, яка працює на згинання із розпором, що має місце при нерухомому закріпленні тонкого настилу і при  $l/t_d \geq 50$  (рис. 5.7, в).



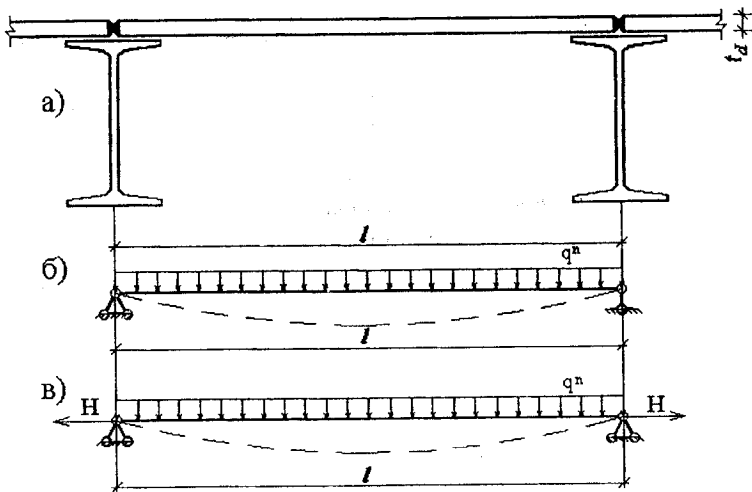


Рис. 5.7. До розрахунку сталевго настилу:  
 а - розрахункові параметри настилу; б - розрахункова схема при згинанні;  
 в - розрахункова схема при згинанні з розпором

Настил при роботі його тільки на згинання при відносному прогині  $1/n_0=1/150$  розраховують з умови прогинання балки за граничним станом другої групи

$$\frac{f}{\ell} \leq \frac{1}{n_0} = \frac{1}{150}.$$

Відносний прогин настилу  $f/\ell$  при рівномірно розподіленому навантаженні дорівнює

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell^3}{E_1 \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot \ell^3}{D}, \quad (5.1)$$

де  $D = E_1 \cdot J = \frac{E}{1-\mu^2} \cdot J = \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{b \cdot t_d^3}{12} = \frac{E \cdot t_d^3}{12(1-\mu^2)}$  - циліндрична жорсткість

пластин, тут  $\mu$  - коефіцієнт Пуассона, для сталі  $\mu = 0,3$ ;  $b$ - розрахункова ширина настилу, приймається 1 см.

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{32} \frac{q^n \cdot \ell^3}{E_1 \cdot b \cdot t_d^3} \leq \frac{1}{n_0}. \quad (5.2)$$

Звідки товщину настилу визначають за формулою

$$t_d \geq \frac{l}{53} \sqrt[3]{q^n \cdot n_0}. \quad (5.2')$$

Напруження в настилі дорівнюють

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} \cdot \frac{6}{1 \cdot t_d^2} = \frac{3}{4} \cdot q \left( \frac{\ell}{t_d} \right)^2 = \frac{3}{4} q \left( \frac{\ell}{t_d} \right)^2 \leq R_y \gamma_c.$$

Товщину настилу при його роботі на згинання розраховують з умови прийнятого граничного прогину. Цю умову запропонував А.Л. Телоян, скориставшись рівнянням С. П. Тимошенка. Воно має такий вигляд:

$$\frac{\ell}{t_d} = \left( \frac{4n_0}{15} \right) \left[ 1 + \frac{72E_1}{n_0^4 \cdot q^n} \right], \quad (5.3)$$

звідки

$$t_d \approx 3.75 \ell / \left( n_0 + 72E_1 / n_0^3 \cdot q^n \right). \quad (5.3')$$

Значення розпору  $H$ , на дію якого перевіряють зварні шви, можна знайти за формулою

$$H = \gamma_f \left( \frac{\pi^2}{4} \right) \cdot \left( \frac{f}{\ell} \right)^2 \cdot E_1 \cdot t_d, \quad (5.4)$$

де  $\gamma_f$  - коефіцієнт надійності за навантаженням.

Коли розміри настилу відомі і тільки потрібно перевірити прогин і несучу здатність, то користуються виразами:

$$f = f_0 \cdot \frac{1}{1 + \alpha} \leq [f] = \frac{1}{n_0} \cdot l; \quad \sigma = \frac{H}{A} + \frac{M}{W} \leq R_y \gamma_c; \quad (5.5)$$

$$H = \frac{\pi^2 \cdot E_1 \cdot J}{\ell^2} \cdot \alpha; \quad M = M_0 \cdot \frac{1}{1 + \alpha},$$

де  $M_0 = q \cdot \ell^2 / 8$  - балковий згинальний момент;  $A = 1 \cdot t_d$  і  $W = \frac{1 \cdot t_d^2}{6}$  - площа і момент опору перерізу настилу;  $\alpha$  - параметр, що визначається з рівняння  $\alpha(1 + \alpha)^2 = 3 \left( \frac{f_0}{t_d} \right)^2$ ;  $f_0$  - балковий прогин.

#### 5.4. Підбирання перерізу прокатних балок

Розрахунок на міцність прокатних балок, які працюють в одній площині, проводиться за формулою

$$\sigma = \frac{M}{W_n} \leq R_y \gamma_c. \quad (5.6)$$

Звідки потрібний момент опору перерізу прокатних балок визначають за формулою

$$W_{\text{пт}} = M / R_y \gamma_c,$$

а при  $\tau \leq R_s \cdot 0,9$  і  $\sigma_\tau < 580$  МПа -

$$W_{\text{пт}} = M / c_1 \cdot R_y \gamma_c, \quad (5.7)$$

де  $c_1$  - коефіцієнт, який враховує розвиток пластичних деформацій, поперечно приймають  $c_1 = 1,12$ .

Далі за сортаментом визначають номер профілю, який має момент опору більший чи рівний  $W_{\text{пт}}$  і перевіряють міцність, загальну стійкість і жорсткість підбраного перерізу балки.

**Перевірка міцності.** Нормальні напруження від розрахункового згинального моменту не повинні перевищувати розрахункового опору сталі:

- при пружній роботі сталі

$$\sigma = \frac{M}{W_n} \leq R_y \gamma_c; \quad (5.8)$$

- при врахуванні пластичних деформацій

$$\sigma = \frac{M}{c_1 W_n} \leq R_y \gamma_c. \quad (5.9)$$

В перерізах балки, де дотичні напруження  $\tau \leq 0,5R_s$ , коефіцієнт  $c_1 = c$ , а при  $0,5R_s < \tau < 0,9R_s$ , коефіцієнт  $c_1$  приймають за формулою (3.31)

$$c_1 = 1,05\beta \cdot c, \text{ де } \beta = \sqrt{\left(1 - \frac{\tau}{R_s}\right)^2 / \left(1 - \alpha \left(\frac{\tau}{R_s}\right)^2\right)}; \text{ } c - \text{ коефіцієнт, який}$$

залежить від форми перерізу і ступеня розвитку пластичних деформацій, приймається за табл. 10 дод. 3 або за табл. 66 [1];  $\alpha$  - коефіцієнт, який дорівнює 0,7 для двотаврового перерізу, зігнутого в площині стінки;  $\alpha=0$  - для інших типів перерізів;  $\tau = Q/t_\omega \cdot h_\omega$ , тут  $t_\omega$  і  $h_\omega$  - відповідно, товщина і висота стінки;  $c_1$  - коефіцієнт, який приймається не меншим за одиницю і не більшим за коефіцієнт  $c$ .

Дотичні напруження від розрахункової поперечної сили не повинні перевищувати розрахункового опору сталі зрізання

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S}{J \cdot t_{\omega}} \leq R_s \gamma_c, \quad (5.10)$$

де  $S$  - статичний момент половини перерізу балки відносно нейтральної осі;  $t_{\omega}$  - товщина стінки балки.

В опорному перерізі балок (при  $M=0$ ,  $M_x=0$ ,  $M_y=0$ ) дотичні напруження перевіряють за формулою

$$\tau = \frac{Q}{t_{\omega} \cdot h_{\omega}} \leq R_s \gamma_c.$$

**Перевірка загальної стійкості.** Коли верхній пояс балок недостатньо закріплений від бокових переміщень, то можлива втрата загальної стійкості балки. Загальну стійкість балки перевіряють за формулою

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.11)$$

де  $\varphi_b$  - коефіцієнт, який визначається за даними додатку 7 [1] по коефіцієнту  $\varphi_1$ . Для балок двотаврового перерізу висотою  $h$  з двома осями симетрії

$$\varphi_1 = \Psi \left( \frac{J_y}{J_x} \right) \cdot \left( \frac{h}{\ell_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y},$$

де  $\Psi$  - для прокатних двотаврів визначають за табл. 77 і 78\* [1] в залежності від параметра  $\alpha$ :

$$\alpha = 1,54 \left( \frac{J_t}{J_y} \right) \left( \frac{\ell_{ef}}{h} \right)^2,$$

де  $J_t$  - момент інерції перерізу при крученні,  $\ell_{ef}$  - розрахункова довжина балки (відстань між точками закріплень стиснутого поясу від поперечних зміщень, п.5.15[1]).

Значення коефіцієнта  $\varphi_b$  приймають: при  $\varphi_1 \leq 0,85$   $\varphi_b = \varphi_1$ ; при  $\varphi_1 > 0,85$   $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1$ , але не більше 1.

Коефіцієнт  $\gamma_c$  при перевірці загальної стійкості приймають 0,95.

Стійкість балок можна не перевіряти:

- при передаванні навантаження через суцільний жорсткий настил, який спирається на стиснутий пояс балки і надійно з ним зв'язаний;
- при відношенні розрахункової довжини балки  $\ell_{ef}$  до ширини стиснутого поясу  $b_f$ , яке не перевищує найбільших значень (при  $1 \leq h/b_f < 6$  і  $15 \leq b_f/t_f \leq 35$ ), що знаходяться за формулами табл. 5.1 або табл. 8\* [1].

Найбільші значення  $\ell_{ef}/b_f$  (табл. 8\* [1])

Місце прикладання навантаження	Найбільші значення $\ell_{ef}/b_f$ , при яких не потрібно робити розрахунок на стійкість
До верхнього поясу	$\left[ 0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
До нижнього поясу	$\left[ 0,57 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,92 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Незалежно від рівня прикладання навантаження при розрахунку ділянки між зв'язками чи при чистому згинанні	$\left[ 0,41 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_0} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

У таблиці 5.1:  $h_0$  - відстань між осями поясів;  $\ell_{ef}$  - відстань між точками закріплення стиснутого від поперечних переміщень поясу (наприклад, вузлами прикріплення допоміжних балок), при відсутності такого закріплення  $\ell_{ef} = \ell$  ( $\ell$  - проліт балки).

Перевірку місцевої стійкості поясів і стінки прокатної балки не виконують, оскільки вона завжди забезпечується відповідним співвідношенням розмірів поперечного перерізу.

**Перевірка жорсткості.** Відносний прогин балки  $f/\ell$  не повинен перевищувати граничний  $1/n_0$  (табл. 3.7), який залежить від призначення балки, її матеріалу та інших факторів. Значення прогину визначається за методами будівельної механіки від нормативних навантажень.

Так відносний прогин для однопролітної балки при рівномірно розподіленому навантаженні перевіряють за формулою

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{384} \frac{q^n \cdot \ell^3}{EJ} \leq \frac{1}{n_0} \quad (5.12)$$

Якщо перевірка не задовольняється, то необхідно збільшити переріз балки. У цьому випадку балка буде працювати з недонапруженням. Вважають, що переріз підбрано задовільно, коли нормальні недонапруження становлять 5...7 %.

## 5.5. Компонування і підбирання перерізу складених зварних балок

Балки складеного перерізу застосовують у випадках, коли прокатні балки не задовольняють умови міцності, жорсткості, загальної стійкості, тобто при великих прольотах та значних згинальних моментах.

Попередньо підбирання перерізу балки складеного перерізу полягає у виборі генеральних розмірів поперечного перерізу балки, визначенні перерізів її поясів і стінки (рис. 5.8).

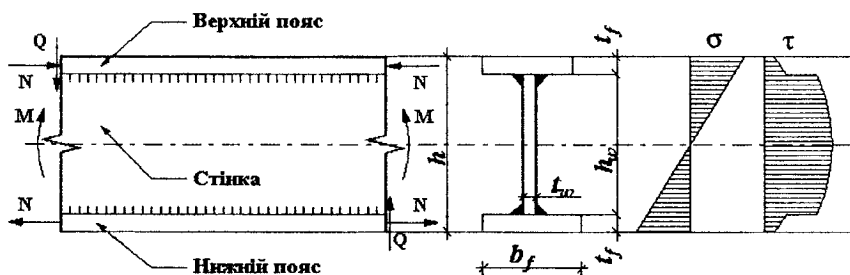


Рис. 5.8. Балка складеного перерізу та епюри напружень в ній

Розпочинається компонування перерізу з визначення висоти балки, від якої залежать всі інші параметри.

### 5.5.1. Висота балки

Висота балки визначається, виходячи з таких умов:

а) врахування мінімальної ваги балки, тобто з економічних міркувань;

б) забезпечення необхідної жорсткості, тобто значення максимально допустимого прогину;

в) у деяких випадках будівельної висоти перекриття  $h_{\max}$ .

Вага балки складається з ваги її поясів та стінки, тому для вибору оптимального рішення необхідно встановити закономірності їх зміни. У поперечних перерізах зігнутих елементів діють розрахункові зусилля - згинальні моменти та поперечні сили, які викликають нормальні та дотичні напруження.

Розглядаючи розподіл цих напружень по висоті балки та відношення об'ємів епюр у поясах та стінці, можна визначити, що:

а) приблизно 96...98% поперечної сили сприймається стінкою, тому ділянками епюр дотичних напружень в межах поясів у практичних розрахунках нехтують;

б) від 80 до 90% згинального моменту сприймається поясами балки, перерізи яких залежать від висоти балки: чим вища балка, тим будуть меншими перерізи її поясів.

Змінення ваги поясів, стінки і всієї балки в залежності від висоти показана на рис. 5.9.

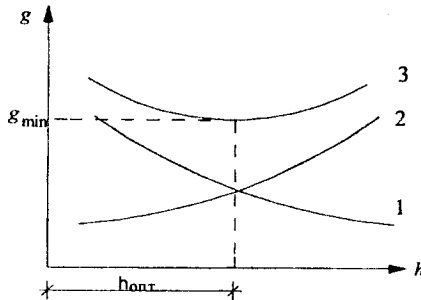


Рис. 5.9. Графік змінення ваги балки  
1 – для поясів; 2 – для стінки; 3 – для всієї балки

Оскільки функції ваги поясів і стінки змінюються неоднаково – одна спадає, а друга зростає (рис. 5.9), повинно бути найменше значення цих двох функцій, тобто повинна бути висота, при якій загальна вага поясів і стінки буде найменшою. Ця висота називається оптимальною, тому що вона визначає найменші витрати металу на виготовлення балки.

Для практичних розрахунків оптимальна висота балки за умови мінімальної ваги знаходиться за методикою М.С. Стрілецького

$$h_{opt} = k \sqrt{W/t_w}, \quad (5.13)$$

де  $W = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c}$  - момент опору балки;  $t_w$  - товщина стінки (попередньо ви-

значається за емпіричною формулою  $t_w = 7 + 3h/1000$ , тут  $h$  орієнтовно до-

рівнює  $h \approx \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12}\right) \ell$ ,  $\ell$  - проліт балки);  $k$  - коефіцієнт, який приймають для

зварних балок постійного перерізу 1,2...1,15, змінного – 1; для клепананих балок відповідно -1,25 та 1,2.

У балці оптимальної висоти маса стінки дорівнює масі поясів балки. Відступ дійсної висоти від оптимальної на 20% викликає збільшення маси балки приблизно на 4% (рис. 5.9).

Найменша висота балки  $h_{min}$  визначається жорсткістю балки, тобто її граничним прогином (другий граничний стан).

Для балки з рівномірно розподіленим навантаженням по довжині за умови забезпечення жорсткості

$$h_{\min} = \frac{5 R_y \gamma_c \cdot \ell}{24 E} \cdot \left[ \frac{\ell}{f} \right] \frac{p^n + q^n}{\gamma_{fp} \cdot p^n + \gamma_{fq} \cdot q^n}, \quad \left[ \frac{\ell}{f} \right] = n_o, \quad (5.14)$$

де  $\gamma_{fp}$  і  $\gamma_{fq}$  - коефіцієнти надійності за навантаженням, відповідно, для тимчасового і постійного навантаження.

Висота балки повинна бути:

а) близько до  $h_{\text{opt}}$  (може відрізнятись на 5...10% від знайденої за формулою (5.13);

б) не меншою  $h_{\min}$ , яка обрахована за умови другого граничного стану (5.14);

в) не більшою за величину будівельної висоти перекриття.

Крім цих умов необхідно передбачити таку висоту балки, щоб при цьому висота стінки  $h_w$  була, по можливості, узгоджена з сортаментом листової сталі.

### 5.5.2. Товщина стінки

Після визначення висоти балки знаходять мінімальну товщину стінки за формулою М.Г. Журавського

$$t_{\omega, \min} = \frac{k \cdot Q_{\max}}{h_w \cdot R_s \gamma_c}, \quad (5.15)$$

де  $k = 1,5$  – при роботі стінки на зрізання без урахування поясів,  $k = 1,2$  - з урахуванням поясів.

Якщо  $t_{\omega, \min}$  буде відрізнятись більше, ніж на 2 мм від раніш прийнятої, яка була використана для знаходження  $h_{\text{opt}}$ , то потрібно назначити  $t_{\omega} \geq t_{\omega, \min}$ .

Для забезпечення місцевої стійкості стінки без додаткового укріплення її поздовжніми ребрами необхідно, щоб

$$\bar{\lambda}_{\omega} = \frac{h_w}{t_{\omega}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 5,5; \quad \text{тоді } t_{\omega} \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (5.16)$$

Товщину стінки рекомендується приймати в межах 8...12 мм через 1 мм, при більшій товщині через 2 мм.

### 5.5.3. Підбирання перерізів поясів

У зварних балках пояси (полиці) виготовляються з окремих листів універсальної сталі. Знаючи розміри стінки, визначають її момент інерції

$$J_{\omega} = \frac{t_{\omega} \cdot h_w^3}{12},$$

а потім потрібний момент інерції полиць

$$J_f = J - J_{\omega},$$

де  $J$  – потрібний момент інерції всього перерізу



$$J = \frac{W \cdot h}{2}$$

Момент інерції поясів можна записати у вигляді

$$J_f = 2A_f \left( \frac{h_\omega + t_f}{2} \right)^2 + 2 \frac{b_f \cdot t_f^3}{12}$$

У практичних розрахунках власним моментом інерції нехтують і тоді потрібна площа перерізу однієї полиці буде дорівнювати

$$A_f = 2J_f / h_o^2,$$

де  $h_o$  - відстань між центрами полиць,  $h_o = h_\omega + t_f$ .

Товщину полиці  $t_f$  приймають не більше за 2...3 товщини стінки, в межах 16...40 мм. Ширину полиці  $b_f = A_f / t_f$  рекомендується приймати рівною 1/3...1/5 висоти балки за умови забезпечення її загальної стійкості.

За конструктивними міркуваннями ширину пояса треба приймати не менше 180 мм і  $h/10$ .

За умови забезпечення місцевої стійкості відношення звису полиці  $b_{ef}$  ( $b_{ef} = (b_f - t_\omega) / 2$ ) до її товщини  $t_f$  не повинно перевищувати значень, наведених у таблиці 5.2.

Таблиця 5.2

**Граничні відношення звису стиснутої полиці до товщини в зігнутих елементах (табл. 30 [1])**

Розрахунок зігнутих елементів	Характеристика звису	Найбільші значення $b_{ef} / t_f$
У межах пружних деформацій	Неоточений	$0,5 \sqrt{E/R_y}$
	Оточений ребром	$0,75 \sqrt{E/R_y}$
Із врахуванням розвитку пластичних деформацій	Неоточений	$0,11 \frac{h_{ef}}{t_\omega}$ , але не більше $0,5 \sqrt{E/R_y}$
	Оточений ребром	$0,16 \frac{h_{ef}}{t_\omega}$ , але не більше $0,75 \sqrt{E/R_y}$

Для зварних перерізів ефективна висота стінки  $h_{ef}$  дорівнює повній її висоті  $h_0$ .

Визначивши переріз балки, розраховують фактичний момент опору і перевіряють нормальні напруження. Перенапруження не допускається, а недонапруження повинно бути не більше 5% (п.1.9 [1]).

#### 5.5.4 Змінення перерізу балки по довжині

Переріз складеної балки, що підібраний за максимальним моментом, можна зменшити в місцях зниження його значення на деякій відстані від опор. Враховуючи збільшення трудомісткості виготовлення, рекомендується зменшувати переріз у балках прольотом 10...12 м і більше.

Переріз балки можна змінювати різними способами (рис. 5.10):

- зменшуючи висоту балки (рис. 5.10, а);
- змінюючи ширину та товщину поясів (рис. 5.10, б, в);
- змінюючи кількість горизонтальних листів (для клепаных балок (рис. 5.10, г);
- безперервно змінюючи ширину поясу.

Найбільш простий спосіб – це змінення ширини поясу. Оскільки при цьому не змінюється висота балки і верхній пояс має одну товщину, тому це зручно при поверхневому спиранні вищерозташованих балок. Змінення перерізу, коли зменшується висота стінки балки, більш складне, це може вимагати збільшення товщини стінки для сприйняття дотичних напружень і тому використовується рідко. В розрізних балках прольотом до 30 м змінення перерізу роблять один раз. Робити друге змінення перерізів поясів економічно не вигідно, бо це дає додаткову економію матеріалу тільки на 3...4%. Більш значної економії сталі можна досягти тільки шляхом безперервного змінення ширини поясів. Однак це пов'язано зі збільшенням трудомісткості виготовлення балки і застосовується рідко.

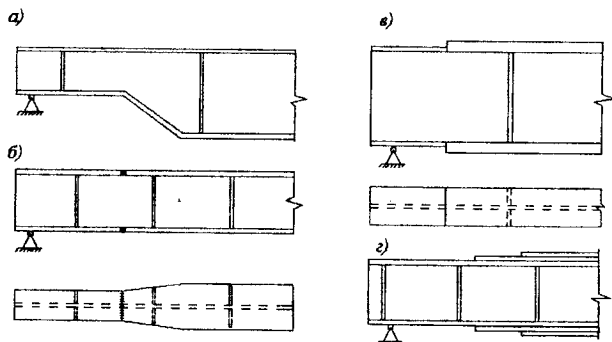


Рис. 5.10. Змінення перерізів балок по довжині

Раціональне місце змінення перерізу для розрізних балок знаходиться на відстані  $(1/6...1/7)$  прольоту від опори. Задавшись цією відстанню, визначають розрахунковий момент та поперечну силу в місці змінення перерізу.

За згинальним моментом знаходять необхідний момент опору перерізу балки, виходячи із пружної роботи матеріалу, підбирають новий переріз поясів. Ширина поясів при цьому повинна відповідати таким вимогам:  $b_{f1} \geq (1/10)h$ ;  $b_{f1} \geq 180...200$  мм та  $b_{f1} \geq 0,5b_f$ .

Стик різних перерізів поясу може бути прямим чи похилим. Прямий шов у розтягнутому поясі буде мати таку саму міцність, як і метал листів тільки при виведенні кінців швів на підкладки і автоматичному зварюванні, чи при ручному зварюванні з застосуванням фізичних методів контролю. Коли хочуть спростити стик розтягнутого поясу балки, то роблять його прямим з ручним чи напівавтоматичним зварюванням без застосування фізичних методів контролю якості швів. В цьому випадку зменшений переріз поясу балки приймають за умови міцності стикового шва розтягуванню.

## 5.6. Перевірка міцності, прогину та стійкості складених балок

### 5.6.1. Перевірка міцності і прогину балки

Перевірку міцності балки виконують за найбільшими нормальними, дотичними та зведеними напруженнями. У розрізних балках місця найбільших нормальних та дотичних напружень не збігаються, їх перевіряють окремо за формулами:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{n,\min}} \leq R_y \gamma_c; \quad \tau = \frac{Q_{\max} \cdot S}{J \cdot t_{\omega}} \leq R_s \gamma_c. \quad (5.17)$$

Крім перерізів, де  $M$  або  $Q$  дорівнюють нулю, згинальні моменти та поперечні сили діють спільно. Тому ще необхідно зробити перевірку дії нормальних та дотичних напружень за зведеними напруженнями. Цю перевірку роблять у перерізах із найбільш несприятливими поєднаннями згинальних моментів та поперечних сил: на опорі нерозрізних балок, у місці змінення перерізу розрізних складених балок. Зведені напруження визначають за формулою

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y \gamma_c, \quad (5.18)$$

де  $\sigma_1 = \frac{M_1}{W_1} \cdot \frac{h_{\omega}}{h}$  та  $\tau_1 = \frac{Q_1 \cdot S_{f1}}{J_1 \cdot t_{\omega}}$  - розрахункові нормальні та дотичні напруження у розглядуваній ділянці стінки балки на рівні поясних швів.

Для розрахунку міцності стінки балки в місцях прикладання навантаження до верхнього поясу а також в опорних перерізах балки, не укріплених ребрами жорсткості, необхідно визначити місцеві напруження за формулою

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_{\omega} \ell_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \quad (5.19)$$

де  $\ell_{ef} = b + 2t_f$  - умовна довжина розподілення навантаження, тут  $b$  - ширина полиці вищерозташованої балки або довжина площадки передавання тиску на опору;  $t_f$  - товщина полиці розглядуваної балки.

Зведені напруження в цьому випадку перевіряють в перерізі під навантаженням

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_{loc} + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y \gamma_c. \quad (5.20)$$

Коли ця перевірка не виконується, то стінку балки необхідно укріпити ребром жорсткості.

Прогин балок визначають від дії нормативного навантаження методами будівельної механіки. Прогин не повинен перевищувати граничних значень (табл. 3.7). Жорсткість складених балок можна не перевіряти, коли фактична висота балки більше мінімальної.

### 5.6.2. Перевірка загальної стійкості балки

Підібраний переріз балки, який задовольняє вимоги міцності і жорсткості, повинен забезпечувати загальну стійкість балки. Перевіряти стійкість балки не потрібно:

а) при передаванні навантаження через суцільний жорсткий настил, безперервно спертий на стиснутий пояс балки;

б) при відношенні розрахункової довжини балки  $\ell_{ef}$  до ширини стиснутого поясу  $b_f$  не перевершуючих значень, які знаходяться за формулами табл. 5.1.

Розрахункова довжина стиснутого поясу  $\ell_{ef}$  приймається рівною відстані між точками закріплення стиснутого поясу від поперечних зміщень.

Коли вищенаведені вимоги не задовольняють, то необхідно перевірити загальну стійкість балки за формулою (5.11)

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \gamma_c,$$

де  $W_c$  - момент опору стиснутого поясу;  $\varphi_b$  - коефіцієнт, який визначається за додатком 7 [1]. Принцип його визначення наведений у п. 5.4, при цьому параметр  $\alpha$  визначають за формулою (176 [1]).

### 5.6.3. Перевірка місцевої стійкості елементів балки

Місцеве випинання окремих елементів конструкцій під дією стискальних нормальних чи дотичних напружень називається втратою місцевої стійкості.

У балках може втратити стійкість стиснутий пояс від дії нормальних напружень і стінка - від дії дотичних чи нормальних напружень, а також

від їх дії разом. Перешкоджають втраті місцевої стійкості стиснутих елементів за допомогою збільшення їх товщини (для поясів) або постановки так званих ребер жорсткості (для стінки).

Розглянемо окремо стійкість поясу та стінки балки.

**Місцева стійкість стиснутого поясу балки.** Пояс балки являє собою пластинку, яка шарнірно закріплена своєю довгою стороною до стінки балки і навантажена рівномірно розподіленим по перерізах пластинки нормальним напруженням.

Втрата стійкості такої пластинки виникає шляхом хвилеподібного випинання її кінців.

Для забезпечення стійкості поясу необхідно, щоб відношення звису поясу  $b_{ef}$  до його товщини  $t_f$  не перевищувало значень, знайдених за формулами, що наведені у таблиці 5.2.

**Місцева стійкість стінки балки.** Стінку балки розглядають як пластинку, закріплену у поясах в поздовжньому напрямку і в ребрах жорсткості в поперечному напрямку, яка знаходиться під дією нормальних чи дотичних напружень.

Ребра жорсткості ділять стінку на відсіки, які можуть втратити стійкість незалежно один від одного.

**Втрата стійкості стінки від дії нормальних напружень.** У середній частині балки нормальні напруження найбільші, а дотичні дорівнюють нулю чи мають невелике значення, і тому стінка може втратити стійкість від нормальних напружень згинання. Стінка випинається і у стиснутій зоні утворює хвилі, які перпендикулярні осі балки. Для боротьби з втратою стійкості стінки від дії нормальних напружень треба ставити поздовжні ребра жорсткості, які перетинають ці хвилі випинання і збільшують критичні напруження. Значення критичних нормальних напружень у стінці зігнутої балки (75 [1]).

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot \frac{R_y}{\lambda_{\omega}^2}, \quad (5.21)$$

де  $c_{cr}$  – параметр, який приймають за табл. 5.3 для зварних балок симетричного перерізу в залежності від значення  $\delta$ ;

$\bar{\lambda}_{\omega}$  – умовна гнучкість стінки,  $\bar{\lambda}_{\omega} = \frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ ;  $\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left( \frac{t_f}{t_{\omega}} \right)^3$ ;  $\beta$  – коефіцієнт, який дорівнює  $\infty$  при безперервному спіранні настилу на стиснений пояс балки, та 0,8 в інших випадках.

Таблиця 5.3

Значення параметрів  $c_{cr}$ 

$\delta$	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30,0$
$c_{cr}$	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Приврівнюючи  $\sigma_{cr} = R_y$ , знаходять значення умовної гнучкості стінки  $\bar{\lambda}_{\omega} = 5,5$ , при якому втрата стійкості стінки від дії нормальних напружень буде відбуватися одночасно з втратою міцності балки.

Таким чином, якщо відношення розмірів стінки  $\frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \geq 6 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ , то втрата стійкості від дії тільки одних нормальних напружень стає неможливою.

**Втрата стійкості стінки від дії дотичних напружень.** Біля опори розрізної балки дотичні напруження мають найбільші значення, під впливом яких вона перекошується.

Стінка може випинатися, утворюючи хвилі, які нахилені до осі балки під кутом, близьким до  $45^\circ$ . Для попередження випинання стінки ставлять вертикальні (поперечні) ребра жорсткості, що перетинають можливі хвилі випинання. Стінка при цьому ділиться на пластинки з розмірами:  $a$  - відстань між ребрами жорсткості,  $h_{ef}$  - ефективна висота стінки.

Критичні дотичні напруження у всіх випадках напруженого стану визначаються за формулою (76 [1])

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu} \right) \frac{R_y}{\bar{\lambda}_{ef}^2}, \quad (5.22)$$

де  $\mu$  - відношення більшої сторони пластинки до меншої;

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_{\omega}} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

де  $d$  - менша зі сторін пластинки ( $h_{ef}$  чи  $a$ , рис. 5.11).

Стійкість стінок балок не потрібно перевіряти, коли умовна гнучкість стінки  $\bar{\lambda}_{\omega}$  не перевищує значень:

3,5 - при відсутності місцевого напруження у балках із двобічними поясними швами;

3,2 - те ж, з одnobічними поясними швами;

2,5 - при наявності місцевого напруження у балках з двобічними поясними швами.

При цьому є обов'язковим виконання умов (5.17) і (5.20).

**Втрата стійкості стінки при дії нормальних та дотичних напружень.** У перерізах балки, де одночасно діють нормальні та дотичні напруження, стінка може втратити стійкість від їх спільної дії.

Розглянемо декілька випадків перевірки стійкості стінок балок.

1. Стійкість стінок балок симетричного перерізу, укріплених тільки поперечними ребрами жорсткості, при відсутності місцевого напруження та коли  $\bar{\lambda}_\omega \leq 6$  треба перевіряти за формулою (74 [1])

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c. \quad (5.23)$$

Тут  $\sigma$  - стискальне напруження у розрахунковій межі стінки, яке приймається зі знаком "+" і дорівнює

$$\sigma = \frac{M}{J_x} \cdot y; \quad (5.24)$$

$\tau$  - середнє дотичне напруження,

$$\tau = Q/t_\omega h_\omega. \quad (5.25)$$

У формулах (5.24) і (5.25):  $M$  і  $Q$  - середні значення згинального моменту і поперечної сили в межах відсіку стінки; якщо довжина відсіку більше його розрахункової висоти, то  $M$  і  $Q$  слід визначати для найбільш напруженої ділянки, де довжина дорівнює висоті відсіку; якщо в межах відсіку  $M$  або  $Q$  змінюють знак, то їх середні значення необхідно підраховувати на ділянці відсіку з одним знаком.  $\sigma_{cr}$  та  $\tau_{cr}$  визначаються за формулами (5.21) і (5.22) відповідно. Така перевірка робиться при  $\bar{\lambda}_\omega \geq 3,2$  у балках із однобічними поясними швами та при  $\bar{\lambda}_\omega \geq 3,5$  у балках із двобічними швами;  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи конструкції, приймається за табл. 6 [1].

2. Стійкість стінок балок симетричного перерізу, укріплених тільки поперечними ребрами жорсткості, коли є місцеві напруження ( $\sigma_{loc} \neq 0$ ). У цьому випадку перевірку стійкості стінки балки потрібно робити при умові, коли  $\bar{\lambda}_\omega \geq 2,5$  за формулою (79 [1])

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (5.26)$$

де  $\sigma$ ,  $\tau$  і  $\sigma_{loc}$  визначають за формулами (5.24), (5.25) (5.19);  $\tau_{cr}$  - визначають за формулою (5.22).

Значення  $\sigma_{cr}$  та  $\sigma_{loc,cr}$  визначають так:

а) при  $\frac{a}{h_{ef}} \leq 0,8$   $\sigma_{cr}$  - за формулою (5.21);

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (5.27)$$

де  $c_1$  - коефіцієнт, що приймається для зварних балок за табл. 5.4 в залежності від відношення  $a/h_{ef}$  і значення  $\delta$ , що визначається за формулою (77 [1])

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_{ef}} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3, \quad (5.28)$$

де  $b_f$  і  $t_f$  - ширина і товщина стиснутого поясу балки;  $\beta$  - коефіцієнт, для всіх балок, крім підкранових, при безперервному спиранні жорстких плит на пояс балки  $\beta = \infty$ , у інших випадках  $\beta = 0,8$ ;

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (5.29)$$

Таблиця 5.4

**Значення коефіцієнтів  $c_1$  для стінок зварних балок**

$\delta$	Значення $c_1$ для зварних балок при $\frac{a}{h_{ef}}$ , рівному								
	$\leq 0,5$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
$\leq 1$	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
$\geq 30$	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6

б) при  $\frac{a}{h_{ef}} > 0,8$  і відношенні  $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}$  більше значень, наведених у табл. 5.5,  $\sigma_{cr}$  - за формулою (81 [1])

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}. \quad (5.30)$$



Граничні значення  $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}$  для стінок зварних балок

$\delta$	Граничні значення $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}$ для стінок зварних балок при $a/h_{ef}$ , які дорівнюють							
	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
$\leq 1$	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
5	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
$\geq 30$	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939

Коефіцієнт  $c_2$  визначається за табл. 5.6.

Таблиця 5.6

Значення коефіцієнтів  $c_2$  для стінок

$\frac{a}{h_{ef}}$	$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
$c_2$	$c_2=c_{cr}$	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

Місцеві критичні напруження  $\sigma_{loc,cr}$  визначаються за формулою (5.27), в якій при  $\frac{a}{h_{ef}} > 2$  потрібно приймати  $a=2h_{ef}$ ;

в) при  $\frac{a}{h_{ef}} > 0,8$  і відношенні  $\frac{\sigma_{loc,cr}}{\sigma}$  не більше значень, наведених у таблиці 5.5: критичні нормальні напруження  $\sigma_{cr}$  визначаються за формулою (5.21); критичні локальні  $\sigma_{loc,cr}$  - за формулою (5.27), але замість  $a$  в розрахунках треба підставляти  $0,5a$ .

3. Стійкість стінок балок симетричного перерізу, укріплених поперечними та одним поздовжнім ребром жорсткості. У балках великої висоти при  $\bar{\lambda}_\omega \geq 5,5$  для забезпечення стійкості стінки ставлять, крім поперечних ребер, поздовжнє ребро жорсткості, розташовують його на відстані  $h_1$  від розрахункової стиснутої границі відсіку. Обидві пластинки, на які розділяє поздовжнє ребро відсік, треба розраховувати окремо (рис. 5.11) за методикою, що викладена у п. 7.7 [1].

Поздовжнє ребро жорсткості ставлять у більшості випадків у середніх відсіках балки у зоні великих значень згинальних моментів і відповідно великих нормальних напружень.

Відстань між поперечними ребрами жорсткості не повинна перевищувати  $2h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_\omega > 3,2$  і  $2,5h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_\omega \leq 3,2$ . Допускається перевищувати ці відстані до  $3h_{ef}$  за умови перевірки загальної стійкості балки за відповідними формулами.

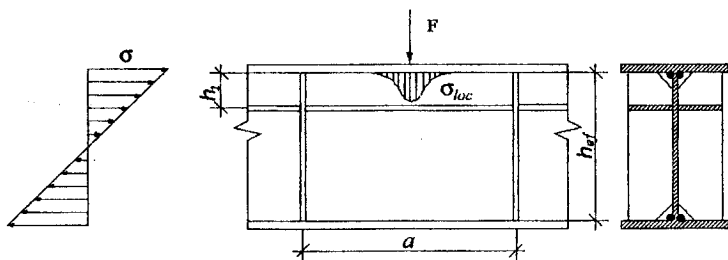


Рис. 5.11. Схема балки, укріпленої поперечними ребрами та одним поздовжнім ребром жорсткості

Редра жорсткості, які розташовані з одного боку балки, повинні мати ширину не менш як  $b_r = h_{ef} / 24 + 50$  мм. Ширина парних симетричних ребер жорсткості повинна бути не меншою  $b_r = h_{ef} / 30 + 40$  мм, товщина ребер приймається не меншою  $t_r = 2b_r \sqrt{R_y / E}$ .

Редра жорсткості приварюють до стінки суцільними одnobічними швами мінімальної товщини, не доводячи їх на 40 мм до поясних швів з метою зменшення дії зон термічного впливу.

## 5.7 Проектування елементів конструкцій складених балок

### 5.7.1 З'єднання поясів балки зі стінкою

У зварних балках з'єднання поясів зі стінкою виконується за допомогою поясних швів. При згинанні балки, коли стінка з поясами не були б надійно з'єднані, то виникав би зсув стінки відносно поясів. В цьому випадку пояс та стінка працювали б на згинання кожний окремо (рис. 5.12,а).

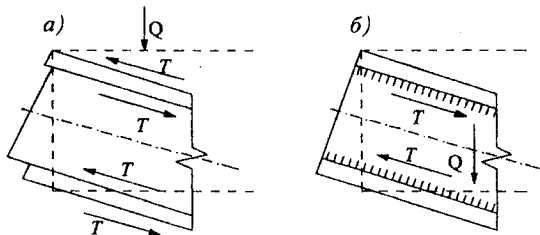


Рис. 5.12. Робота поясних швів

В з'єднаннях поясів зі стінкою при роботі балки на згинання виникають зсувні зусилля, на котрі повинні бути розраховані поясні шви (рис. 5.12, б).

У зварних балках зсувну силу  $T$ , яка припадає на 1 см довжини балки, визначають через дотичні напруження

$$T = \tau \cdot t_{\omega} = \frac{Q \cdot S_f}{J}, \quad (5.31)$$

де  $Q$  - розрахункова поперечна сила;  $S_f$  - статичний момент поясу відносно центральної горизонтальної осі перерізу балки;  $J$  - момент інерції балки.

Зсувна сила намагається зрізати поясні шви і тому опір цих швів зрізанню повинен бути не меншим сили  $T$ :

$$T \leq n(\beta \cdot R_{\omega})_{\min} \cdot k_f.$$

Звідки визначаємо потрібний катет шва

$$k_f = \frac{(Q \cdot S_f / J)}{n(\beta \cdot R_{\omega})_{\min}}, \quad (5.32)$$

де  $n = 1$  при одnobічних швах,  $n = 2$  при двобічних швах.

Коли зосереджене навантаження прикладене в місці, яке не укріплене ребром жорсткості, то поясні шви треба розраховувати за такою формулою

$$k_f = \left[ \frac{1}{n} (\beta \cdot R_{\omega})_{\min} \right] \cdot \sqrt{\left( \frac{Q \cdot S_f}{J} \right)^2 + (F/\ell_{loc})^2}. \quad (5.33)$$

Поясні шви треба робити суцільними, однакової найменшої допустимої товщини по всій довжині балки. Остаточню катет поясних швів приймається з урахуванням конструктивних вимог (пп. 11.16 і 12.8 [1]).

### 5.7.2. Стики балок

Стики балок можуть бути заводськими чи монтажними. Заводські стики виконуються на заводах металокопункцій, це з'єднання окремих частин будь-якого елементу балки. Заводські стики застосовуються при недостатній довжині прокату. Монтажні стики виконують при монтажі, вони необхідні тоді, коли маса чи розміри балки не дозволяють перевезти або змонтувати її цілу.

**Стики прокатних балок.** У більшості випадків стики прокатних балок виконують зварними. Можливі конструктивні рішення показані на рис. 5.13.

Найбільш простим є з'єднання встик (рис. 5.13, а). При ручному зварюванні такого стику із застосуванням звичайних способів контролю розтягнутий пояс балки буде мати меншу міцність, ніж за межами стику. Розрахунковий опір на розтягування стикового зварного шва буде меншим розрахункового опору основного металу, тому стик слід влаштовувати у перерізі, де згинальний момент не перевищує значення  $M_{\omega}$ , який визначається за формулою

$$M_{\omega} = M_{\max} \cdot \frac{R_{\omega y}}{R_y} = 0,85M_{\max},$$

де  $R_{\omega y} = 0,85R_y$ .

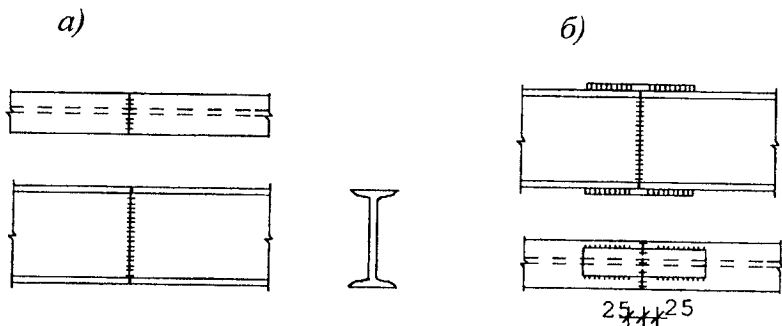


Рис. 5.13. Конструктивні рішення стиків прокатних балок

Коли в перерізі, де треба робити стик, діє великий згинальний момент, тоді роблять пряме з'єднання балок встик, а полиці посилюють накладками (рис. 5.13, б). Розрахунок моменту проводиться за формулою

$$M = W \cdot R_{\omega y} + N_H \cdot h_H,$$

де  $W$  - момент опору перерізу балки;  $N_H$  - зусилля в накладці;  $h_H$  - відстань між осями накладок.

Звідки визначається розрахункове зусилля у накладці

$$N_H = (M - W \cdot R_{\omega y}) / h_H, \quad (5.34)$$

а потім площа поперечного перерізу накладки

$$A_H = N_H / R_y \gamma_c. \quad (5.35)$$

Щоб зменшити зварювальні напруження, кутові шви, що прикріплюють накладку до балки, не доводять до осі стику на 25 мм з кожної сторони.

При виготовленні конструкцій, коли важко обробити кінці балок під зварювання, роблять стик тільки за допомогою накладок. У цьому стикі згинальний момент передається через поясні накладки, а поперечна сила - через парні накладки на стінці. Розрахунок зусилля та площі поперечного перерізу виконується за формулами:

$$N_H = M / h_H; \quad A_H = N_H / R_y \gamma_c. \quad (5.36)$$

Кутові шви, які прикріплюють накладки до стінки, потрібно перевіряти на дію поперечної сили:

$$\tau = \frac{Q}{2\beta_f \cdot k_f \cdot l_\omega} \leq R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c \quad \text{або} \quad \tau = \frac{Q}{2\beta_z \cdot k_f \cdot l_\omega} \leq R_{\omega z} \gamma_{\omega z} \gamma_c. \quad (5.37)$$

**Стики складених зварних балок.** Основним типом з'єднань зварних балок є з'єднання встик (рис. 5,14).

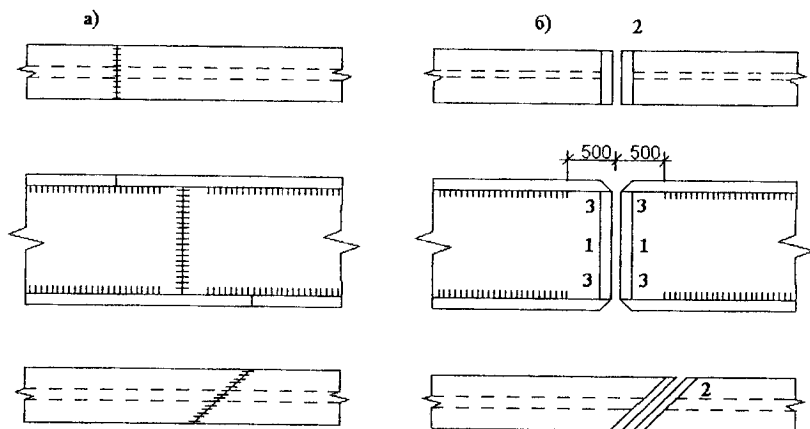


Рис. 5.14. Стики складених зварних балок

Заводський стик розтягнутого пояса, коли він розташований у зоні балки, де напруження у поясі перевищують розрахунковий опір зварного шва на розтягування, виконують похилим чи зварюють автоматичним зварюванням, виводячи початок і кінець шва на технологічні планки. Заводські стики стиснутого пояса і стінки балки завжди виконують прямими.

На монтажі стиснутий пояс і стінку завжди з'єднують прямим швом встик, а розтягнутий пояс - похилим під кутом  $60^\circ$ . Такий стик буде мати однакову міцність з основним перерізом балки і він не розраховується. Щоб зменшити зварювальні напруження, спочатку приварюють поперечні стикові шви стінки 1 (рис. 5.14, б) і поясів 2.

Залишені незвареними на заводі ділянки поясних швів 3 завдовжки біля 500 мм дають можливість поясним листам дещо витягнутися при усадці швів 2. Останніми зварюють кутові шви 3, які мають невелику поздовжню усадку.

Монтажні стики балок необхідні, коли маса чи розміри балки не дозволяють перевезти або змонтувати її всю разом. Розробляють монтажні стики в КБ заводів-виробників і відображають на кресленнях КМД, їх розташування повинно передбачати розчленування балки на окремі відправні елементи, по можливості однакові.

**Монтажний стик балки на високоміцних болтах** (рис. 5.15). У таких стиках кожний пояс балки бажано перекривати трьома накладками з двох сторін, а стінку - двома вертикальними накладками. Площа перерізу накладок повинна бути не меншою за площу перерізу елемента, що ними перекривається (рис. 5.15).

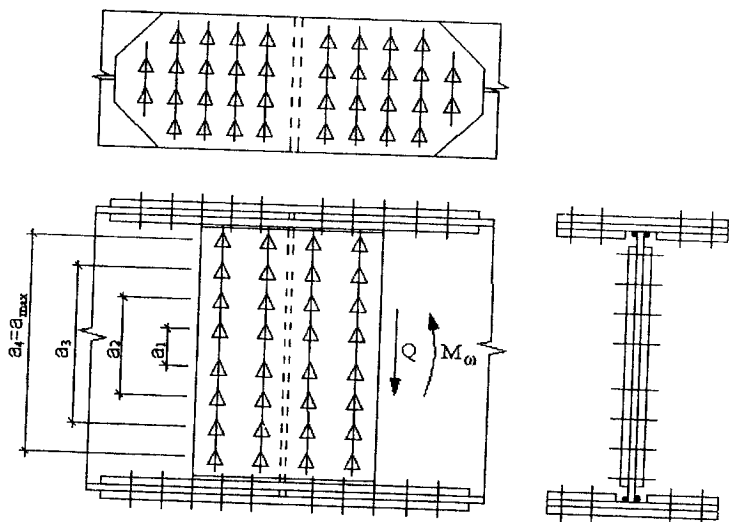


Рис. 5.15. Монтажний стик балки на високоміцних болтах

Ослаблення перерізу поясів балки враховується при статичних навантаженнях, коли площа перерізу нетто не більша за 85% площі бруто, тобто  $A_n \leq 0,85A$ ; тоді приймається умовна площа перерізу  $A_{fic} = 1,18A_n$ , при динамічних навантаженнях незалежно від величини ослаблення приймається  $A_{fic} = A_n$ .

а) *Стик пояса* обчислюється в такій послідовності:

$$M_f = M_1 \frac{J_f}{J_x}; \quad N_f = \frac{M_f}{h_o}, \quad (5.38)$$

де  $M_f$  - згинальний момент, який припадає на полиці у місці стику балки;  $M_1$  - згинальний момент у місці стику балки;  $J_x$  - момент інерції перерізу, там же;  $J_f$  - момент інерції поясів балки, там же;  $h_o = h_\omega + t_f$  - відстань між центрами поясів балки.

Кількість болтів на одній половині стику

$$n = N_f / Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c, \quad (5.39)$$

де  $Q_{bh}$  - розрахункове зусилля, яке сприймається однією поверхнею тертя

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \frac{\mu}{\gamma_h}, \quad (5.40)$$

тут  $R_{bh}$  – розрахунковий опір розтягуванню матеріалу високоміцного болта;  $\gamma_b$  – коефіцієнт умов роботи з'єднання,  $\gamma_b = 0,8$  при  $n < 5$ ,  $\gamma_b = 0,9$  при  $5 \leq n < 10$ ,  $\gamma_b = 1$  при  $n \geq 10$ ;  $A_{bn}$  – площа перерізу болта нетто;  $\mu$  – коефіцієнт тертя;  $\gamma_n$  – коефіцієнт надійності;  $k$  – кількість поверхонь тертя елементів, що з'єднуються.

Болти в стику пояса ставлять на мінімальних відстанях один від одного ( $3d_o$ ), щоб зменшити розміри і масу стикових накладок.

б) *Стик стінки* може зазнати впливу  $M_\omega$  і  $Q_1$  чи тільки  $M_\omega$ , коли він знаходиться у зоні чистого згинання.

Послідовність обчислення:

$$M_\omega = M_1 \frac{J_\omega}{J_x}; \quad Q_1 \neq 0,$$

де  $M_\omega$  – згинальний момент, який припадає на стінку у місці стику балки;  $J_\omega$  – момент інерції стінки балки;  $Q_1$  – поперечна сила у місці стику балки.

Приймається в першому наближенні на одному боці стику два вертикальних ряди болтів, тобто  $m=2$ ; визначається максимальна відстань між крайніми болтами у вертикальному ряду

$$a_{\max} = h_\omega - 2(t_n + 10) - 2(2d_o \dots 4d_o) \text{ мм},$$

тут  $t_n$  – товщина накладок поясів.

Знаходять коефіцієнт стику  $\alpha$  за формулою

$$\alpha = M_\omega / m \cdot a_{\max} \cdot Q_{bh} \cdot k.$$

Далі за табл. 5.7 приймають значення  $k_1$  – кількість болтів у вертикальному ряду ( $k_1$  по можливості треба приймати парним); потім знаходять

відстань між центрами болтів  $a = \frac{a_{\max}}{(k_1 - 1)}$ , при цьому перевіряють констру-

ктивні обмеження  $a = (3 \dots 8)d_o$ .

Таблиця 5.7

Коефіцієнти стику  $\alpha$

$k_1$	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$\alpha$	1,40	1,55	1,71	1,87	2,04	2,20	2,36	2,52	2,69	2,86

Найбільше зусилля у крайніх болтах вертикального ряду знаходять за формулою

$$N_{\max} = M_{\omega} \frac{a_{\max}}{m \cdot \Sigma a_i^2},$$

де  $\Sigma a_i^2 = a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + \dots + a_i^2$  (див. рис. 5.15).

Поперечна сила у місці стику  $Q_1$  умовно повністю передається на стінку та сприймається і розподіляється рівномірно на всі болти, розташовані на півнакладці (на одному боці стику):

$$V = Q_1 / m \cdot k_1.$$

Найбільш напружені крайні болти будуть зазнавати рівнодійну зусиль від моменту та поперечної сили, і вони будуть визначати міцність стику стінки

$$T = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} \leq Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c. \quad (5.41)$$

У окремому випадку, коли  $Q_1 = 0$ , умова міцності напруженого крайнього болта набуває вигляду

$$N_{\max} \leq Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c.$$

Також необхідно перевірити ослаблення нижнього розтягнутого поясу отворами під болти; при виконанні умови  $A_{f,n} \geq 0,85 A_f$  ослаблення пояса можна не враховувати.

Позначення:  $A_{f,n}$  - площа нетто нижнього пояса;  $A_f$  - площа брутто нижнього пояса.

### 5.7.3. Спирання та спрягання балок

Спрягання балок з колонами виконується шляхом їх спирання зверху (рис. 5.16, а) чи приєднання збоку до колони (рис. 5.16, б).

Таке з'єднання може бути чи шарнірним, що передає тільки опорну реакцію балки, чи жорстким, яке передає, крім опорної реакції, ще і момент защемлення балки у колоні. Шарнірне з'єднання застосовується переважно у балкових конструкціях, жорстке - в каркасах багатоповерхових будівель.

Кінці балки в місці її спирання укріплюють опорними ребрами. Приймають, що опорні тиски передаються з балки на опори через ці опорні ребра.

**Розрахунок опорного ребра балки.** Отже, тиск з балок на опори передається через опорні ребра. Застосовують два типи опорних ребер (рис. 5.17).

Ребра першого типу застосовують для балок, які спираються на колону з двох сторін, другого типу - при спиранні балок на крайні колони. Ширину ребра першого типу  $b_r$  чи сумарну ширину ребер другого типу можна прийняти близькою до ширини пояса балки у опорному перерізі  $b_{f1}$ . Товщину ребер визначають з умови міцності ребра за змінанням силою  $N$ , яка дорівнює реакції головної балки



$$t_r = \frac{N}{n \cdot b_r \cdot R_p \gamma_c}$$

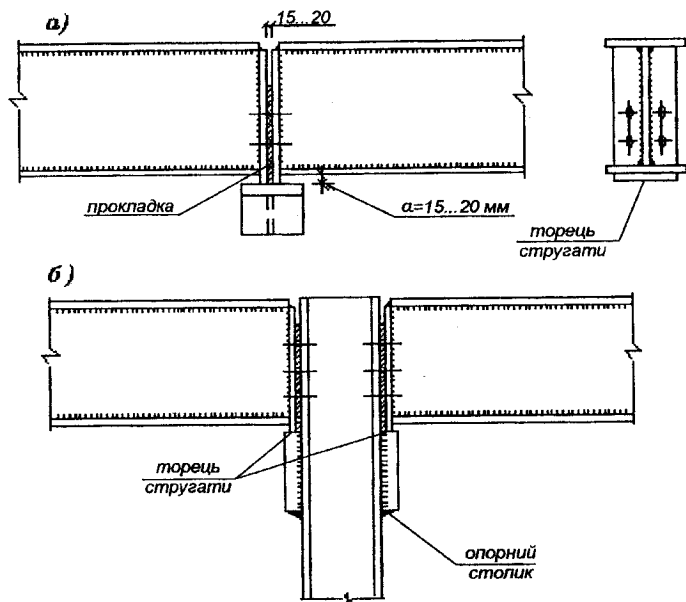


Рис. 5.16. Спирання балок: а – зверху, б - збоку

Для ребра першого типу  $b_r = b_{f1}$ ,  $n=1$ ; для ребра другого типу  $b_r = (b_{f1} - t_\omega) / 2$ ,  $n=2$ ;  $R_p$  - розрахунковий опір матеріалу опорного ребра змінанню.

Стійкість опорної частини балки, до складу якої включають ребро і частину стінки завдовжки  $b = 0,65 t_\omega \sqrt{E / R_y}$ , перевіряють за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c,$$

де  $A$  - площа опорної частини балки,  $\text{см}^2$ : для ребра першого типу  $A_1 = b_r \cdot t_r + b \cdot t_\omega$ , для ребра другого типу  $A_2 = 2b_r \cdot t_r + (2b + t_r)t_\omega$ ;  $\varphi$  - коефіцієнт поздовжнього згинання, який залежить від гнучкості  $\lambda_x$  опорної частини відносно осі  $x - x$ :

$$\lambda_x = \frac{h_p}{i_x}; \quad i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}}; \quad J_x = \frac{t_r \cdot b_r^3}{12} + \frac{b \cdot t_\omega^3}{12},$$

тут  $h_p$  - висота опорного ребра,  $J_x$  - момент інерції перерізу опорної частини балки (опорне ребро першого типу, рис. 5.17, а).

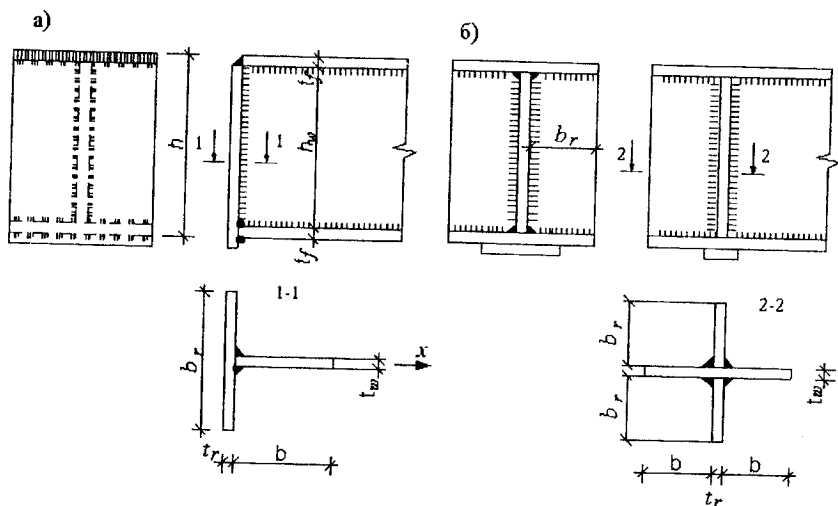


Рис. 5.17. Опорні ребра балок: а – першого типу; б – другого типу

Шов, який прикріплює ребро до стінки, повинен сприймати опорну реакцію балки. Одночасно треба, щоб виконувалась умова - довжина шва не може бути більше за  $85 \beta_f \cdot k_f$ . Задовольняти ці дві умови буде катет шва, розрахований за формулою (якщо розрахунковим є переріз, який проходить по металу шва)

$$k_f = \sqrt{\frac{N}{n \cdot 85 \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}} \quad (5.42)$$

Тут  $n$  - кількість швів; для ребра першого типу  $n = 2$ , для ребра другого типу  $n = 4$ . Прийнятий катет шва  $k_f$  не повинен суперечити конструктивним вимогам [1].

#### 5.7.4. Вузли з'єднання балок

Розглянемо основні вузли з'єднання елементів балкової клітки.

**Поверхове з'єднання.** Найбільш простим вважається поверхове з'єднання, його недолік - велика будівельна висота перекриття. При тиску 150 кН і товщині стінки головної балки не менше 10 мм ребра жорсткості під балками настилу можна не ставити (рис. 5.18, а). В інших випадках сті-

нку під балкою настилу підсилюють ребром (рис. 5.18, б). Балки настилу можна кріпити на болтах чи за допомогою зварювання.

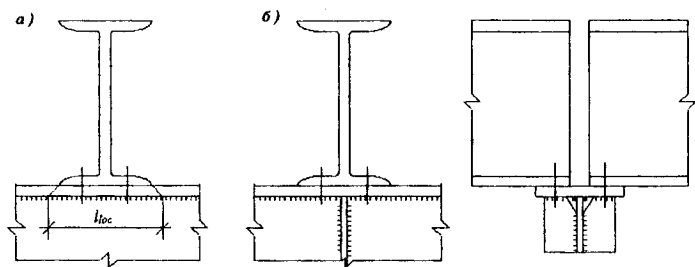


Рис. 5.18. Поверхове з'єднання балок

**Кріплення балок настилу до ребер жорсткості.** При кріпленні балок настилу до ребер жорсткості головних балок у балках настилу зрізують полиці і стінку прикріплюють до ребра на болтах чи за допомогою зварювання. На рис. 5.19, а два конструктивних рішення показані на одному вузлі. На болтах - ліворуч, за допомогою зварювання і болтів - праворуч. З метою спрощення виготовлення балок настилу до стінки можна приварити листову фасонку з отворами (рис. 5.19, б). До ребра жорсткості фасонку можна прикріпити на болтах чи за допомогою зварювання і болтів.

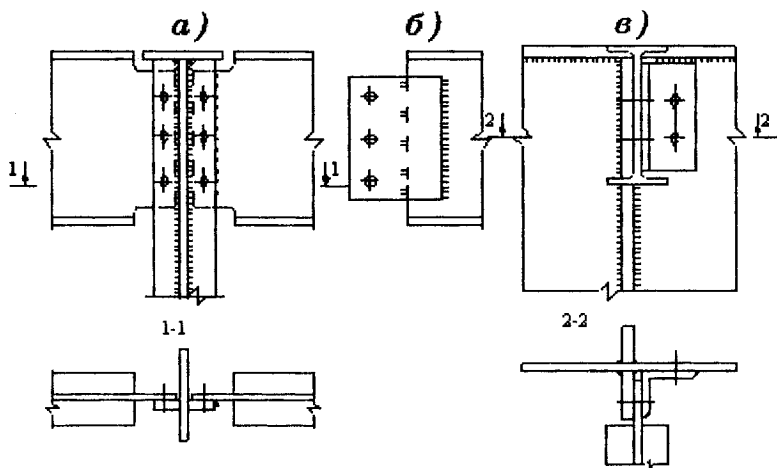


Рис. 5.19. Кріплення балок до ребер жорсткості

Несучу здатність вузла можна збільшити за рахунок встановлення додаткового кутика. У цьому випадку болти у стінці балки настилу стають

двозрізними (рис. 5.19,в). Кріплення до ребер жорсткості рекомендується при реакції балок настилу до 300 кН.

### Кріплення балок настилу до стінки головної балки (рис. 5.20).

У вузлі, який показаний на рис. 5.20,а, на кінці балки настилу встановлюють два кутики, за допомогою яких балка прикріплюється до стінки головної балки. Столики з кутиків спрощують монтаж балок настилу, але вони не розраховуються на сприймання навантаження. Навантаження передається через болти (ліва частина вузла) чи через монтажний шов і болти (права частина вузла).

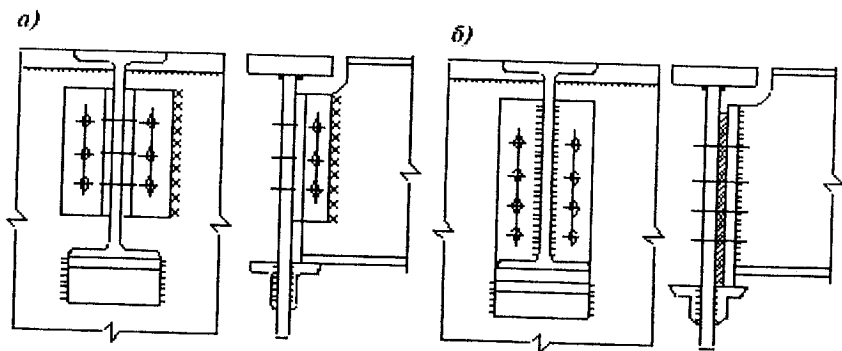


Рис. 5.20. Кріплення балок до стінки головної балки

На рис. 5.20,б показано з'єднання, в якому все навантаження балки настилу сприймається столиком. Болти у цьому випадку є монтажними. При реакції балок настилу 150...250 кН столик має розміри 160 x 40 x 14 (з кутика 160 x 14), довжина кутика 240 мм. При реакції балок 300...400 кН столик має розміри 200 x 50 x 16 і довжину 240 мм. Коли реакція балки настилу досягає 500...700 кН, то столик виконують з листа 270 x 400 x 40 зі струганим верхнім торцем. Товщину прокладки між стінкою головної балки і опорним ребром балки настилу вибирають так, щоб забезпечити заведення балок при монтажі поворотом у горизонтальній площині (14...20 мм).

### 5.8. Ефективні види балок і балкових конструкцій

Головними задачами у розвитку і застосуванні балок і балкових конструкцій є зменшення їх матеріалоемності, трудомісткості виготовлення, перевезення і монтажу, тобто покращення їх техніко-економічних показників. Цьому сприяє, зокрема, такий фактор, як проектування ефективних конструкцій балок – бісталевих, тонкостінних і з гофрованою стінкою, перфорованих, попередньо-напружених, балок з алюмінієвих сплавів.

**Бісталеві балки.** Зварні бісталеві балки проектують з поясами (у більш напружених ділянках по довжині) із низьколегованої сталі і стінкою та у найменш напружених ділянках поясів – із маловуглецевої (рис.5.21,а). Економія сталі таких балок складає 12..17%.

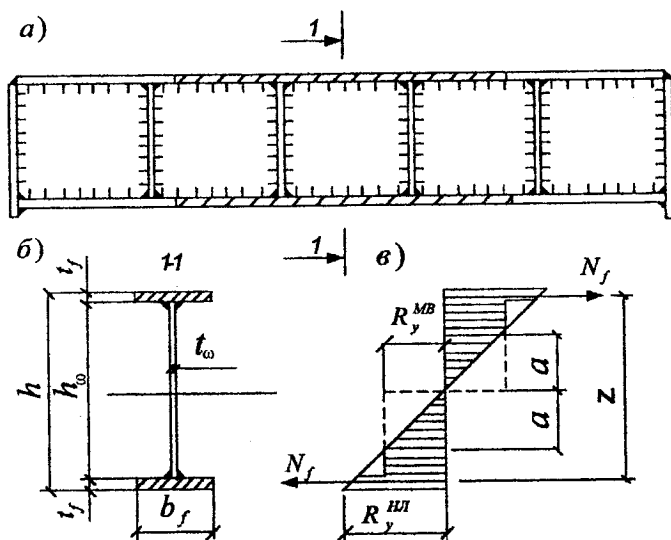


Рис. 5.21. До розрахунку бісталевої балки :

- а – розподілення матеріалу (заштриховані елементи з низьколегованої сталі);  
 б – розрахунковий бісталевий переріз; в – спюра напружень

Особливістю роботи бісталевих балок є те, що у зоні дії максимального згинального моменту матеріал стінки працює в пружно-пластичній стадії. Напружений стан перерізу балки складний (рис.5.21, в), оскільки напруження у поясах досягають більших значень, ніж у стінці, а текучість сталі стінки, яка має нижче значення межі текучості, спостерігається ще за пружної роботи матеріалу поясів. Економія матеріалу досягається не тільки за рахунок застосування у поясах низьколегованої сталі, але й найбільш повного використання міцності маловуглецевої сталі стінки.

Зона пружної роботи стінки складає (рис. 5.21, в)

$$2a = \frac{R_y^{MB}}{R_y^{НЛ}} \cdot h, \quad (5.43)$$

де  $R_y^{MB}$  - розрахунковий опір маловуглецевої сталі стінки;  $R_y^{НЛ}$  - те ж, низьколегованої сталі полицок;  $h$  - висота перерізу балки.

Для бісталевих балок симетричного профілю оптимальну  $h_{\text{opt}}$  і мінімальну  $h_{\text{min}}$  висоти визначають за звичайними формулами (5.13) і (5.14), при цьому вважають, що балка повністю виконана з низьколегової сталі, тобто в розрахункові формули підставляють  $R_y^{\text{НЛ}}$ .

Згинальний момент, який сприймається поясами, складає

$$M_f = M_{\text{max}} - M_{\omega}. \quad (5.44)$$

У формулі (5.44):  $M_{\text{max}}$  - розрахунковий згинальний момент від зовнішніх навантажень;  $M_{\omega}$  - згинальний момент, що сприймається стінкою,

$$M_{\omega} = R_y^{\text{MB}} \cdot \frac{t_{\omega} \cdot h_{\omega}^2}{4} \cdot m, \quad (5.45)$$

де  $m$  - коефіцієнт,  $m = 1 - \frac{1}{3} \cdot \left( \frac{R_y^{\text{MB}}}{R_y^{\text{НЛ}}} \right)^2$ .

Необхідну площу пояса орієнтовно можна визначити за формулою

$$A_{f, \text{пт}} = M_f / R_y^{\text{НЛ}} \cdot h. \quad (5.46)$$

Далі komponують поперечний переріз балки з врахуванням вимог загальної і місцевої стійкості (див. пп. 5.6.2 і 5.6.3).

Для перевірки міцності балки визначають зведений момент опору перерізу за формулою

$$W_{\text{red}} = A_f \cdot \left( h_{\omega} + \frac{t_f}{2} \right) + \frac{t_{\omega} \cdot h_{\omega}^2}{6} \cdot m_1, \quad (5.47)$$

де  $m_1$  - коефіцієнт, який враховує наявність пластичних деформацій у матеріалі стінки,

$$m_1 = \frac{3 R_y^{\text{MB}}}{2 R_y^{\text{НЛ}}} \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{R_y^{\text{MB}}}{R_y^{\text{НЛ}}} \right)^2 \right]. \quad (5.48)$$

Умова міцності перерізу бісталевої балки має такий вигляд

$$M = R_y^{\text{НЛ}} \cdot W_{\text{red}} \geq M_{\text{max}}. \quad (5.49)$$

**Балки з гнучкою стінкою.** Відомо, що при зменшенні товщини стінки зварної балки зменшується площа поперечного перерізу, але збільшується гнучкість, тому під навантаженням стінка може втратити місцеву стійкість. Для запобігання цього явища при умовній гнучкості стінки

$\bar{\lambda}_\omega \geq 5,5$  крім поперечних передбачають і поздовжні ребра жорсткості. Встановлення поздовжніх ребер жорсткості ускладнює конструкцію балки. Тому, якщо їх не передбачати, то в розрахунках необхідно враховувати так звану закритичну стадію роботи тонкої стінки після втрати місцевої стійкості. Спостереження за роботою тонкої стінки з поперечними ребрами жорсткості показують, що в стінці після втрати місцевої стійкості створюються складки між ребрами. Ці складки спрямовані вздовж головних розтягувальних напружень, і балка продовжує нести навантаження. При цьому балка мов би перетворюється у косцеву ферму, в якій роль розтягнутих косців виконують розтягнуті ділянки стінок, а роль стиснутих стояків – ребра жорсткості. Таким чином, при використанні закритичної роботи стінки можна отримати економію матеріалу.

Робота і розрахунок таких балок, в яких  $6 \leq \lambda_\omega \leq 13$  і підкріплених поперечними ребрами жорсткості, відрізняється від традиційних (розділ 18[1]). Внаслідок специфіки роботи балок з гнучкою стінкою згідно з п.18.1\*[1] їх можна застосовувати під статичне навантаження для різних схем балок з двотавровим профілем із сталі  $\sigma_T \leq 430$  МПа, що згинаються в площині стінки.

В практиці будівництва починають застосовувати тонкостінні балки без поперечних ребер жорсткості, за винятком опорних ребер. Інтерес до них пояснюється простотою виготовлення при незначних перевитратах сталі порівняно з реберними балками. Дослідами встановлено, що застосування тонкостінних безреберних балок дозволяє отримати економію сталі не менш як 20% порівняно з традиційними балками зі стійкою стінкою.

**Балки з гофрованою стінкою.** Прагнення знайти ефективну конструктивну форму балки, де тонка стінка з умовною гнучкістю  $\bar{\lambda}_\omega \geq 6$  виконувала б свої функції без втрати стійкості, привело до створення балок, у стінці яких в поперечному напрямку утворюються гофри різних форм.

Завдяки великій тонкостінності ( $\lambda = 300 \dots 500$ ) такі балки більш економічні за витратами сталі порівняно з балками з гнучкою стінкою. Так металомісткість балок з гофрованою стінкою прольотом 18...24 м на 10..12% нижча, ніж балок з гнучкою стінкою і поперечними ребрами жорсткості. Це пояснюється більш сприятливою роботою поясів, які не зазнають місцевого згинання в площині балки. Додаткову економію можна одержати, виконуючи пояси зі змінним перерізом по довжині.

Крім того, деформівність балок з гофрованою стінкою на 15...20% нижча, ніж балок з гнучкою стінкою. Відсутність ребер жорсткості дозволяє виготовляти такі балки на високомеханізованих лініях, при цьому зварювання поясних швів виконується автоматами, які здатні стежити за гофрованою формою стінки. Використовують гофри різної форми, в тому числі хвильові, трапецеїдальні, а також найбільш поширені трикутні, процес

утворення яких у заводських умовах є найбільш ефективним як за продуктивністю, так і з точки зору зміни параметрів гофрування.

У нормах проектування [1] немає вказівок до розрахунку балок з гофрованою стінкою. Практична методика проектування основана на результатах численних досліджень напруженого стану стінки і розрахунках з використанням методу скінченних елементів.

**Балки з перфорованою стінкою.** В наш час збільшенню ефективності двотаврових профілів прокату сприяє створення балок з перфорованою стінкою. Їх виготовляють шляхом розрізання стінок двотаврів по зигзагоутворювальних лініях з подальшим сполученням і зварюванням встик розрізаних частин по виступаючих краях стінок (рис. 5.22). Завдяки такій операції висота початкового двотавра (чи двотаврів) може бути збільшена в 1,3...1,5 разу, що, у свою чергу, приводить до підвищення несучої здатності і жорсткості перфорованого профілю без збільшення площі перерізу. Простота і однотипність технологічних операцій роблять такі балки перспективними для автоматизованого виготовлення.

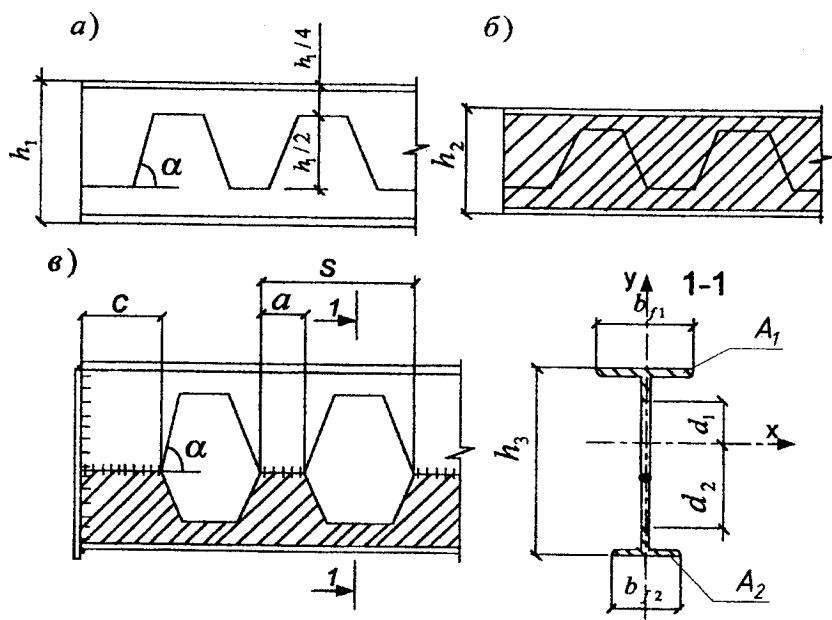


Рис. 5.22. Створення балки з перфорованою стінкою:  
 а – лінія розрізання стінки двотавра із маловуглецевої сталі;  
 те ж, з низьколегової сталі;  
 в – фрагмент балки з перфорованою стінкою



Розкрій початкового двотавра виконується, як правило, симетрично відносно поздовжньої осі і паралельно полицям. При цьому одержують перфорований профіль з паралельними полицями і однаковими геометричними характеристиками перерізу по довжині.

Для отримання перфорованого елемента перемінної висоти по довжині з різними геометричними характеристиками розкрій початкового двотавра виконується відносно поздовжньої осі, яка має нахил до полиць.

Економічно доцільнішим рішенням є компоновання перфорованого бісталевого двотавра, в якому нижня частина, що працює на розтягування, виготовляється з низьколегової сталі, а верхня, що працює на стискання – з маловуглецевої. Верхня частина такого перерізу виконується з профілю більшого розміру, має більш широку полицю, що позитивно впливає на загальну стійкість балки при згинанні. Крім того, краще забезпечується стійкість стінки верхнього стиснутого тавра.

Параметри розкрою рекомендується приймати такими (рис. 5.22, в):  $a \geq 90$  мм;  $\alpha = 40 \dots 70^\circ$ ;  $c \geq 250$  мм. Розрахунок перфорованих балок із сталі  $\sigma_T \leq 580$  МПа на міцність наведено у розділі 19 [1]. Підбирання перерізу моно- і бісталемих балок з перфорованою стінкою полягає у визначенні номера початкових двотаврів за умовами забезпечення міцності і жорсткості. Відповідно до п. 19.2 [1] з достатньою для практичних цілей точністю перевірка міцності перерізів проводиться за наближеною теорією як безкосцевої системи Віренделя, згідно з якою нормальні напруження в найбільш напружених точках на ділянках розташування отворів викликаються сумісною дією згинального моменту і поперечної сили і визначаються за формулами табл. 49 [1]. Перевірку міцності перерізів балки без отворів виконують як для суцільних балок.

Для ефективного використання несучої здатності перфорованих бісталемих перерізів прагнуть до того, щоб відношення площ перерізів нижнього  $A_2$  і верхнього  $A_1$  таврів було обернено пропорційним відношенню їх розрахункових опорів  $A_2/A_1 \approx R_y^{MB} / R_y^{HL}$ .

**Попередньо-напружені балки.** Попереднє напруження сталевих балок – це метод регулювання напруженого стану для збільшення їх ефективності, в першу чергу через зниження витрат матеріалу при заданій несучій здатності і жорсткості.

Основна ідея попереднього напруження полягає в тому, що у процесі виготовлення або монтажу в конструкції створюють штучним шляхом напруження, які мають обернений знак тим напруженням, що виникають від зовнішніх навантажень.

Створення попереднього напруження пов'язано з додатковими затратами праці, а іноді і матеріалу. Тому попереднє напруження доцільно тоді, коли ефект від нього більший, ніж витрати на створення.

Найефективнішими є поперечно-напружені балки збільшених прольотів ( $L > 10 \dots 12$  м) з використанням високоміцних сталей у вигляді стяжок з тросів, пучків, канатів. Правильно підібране значення попереднього натягу стяжок дає змогу суттєво зменшити не тільки вагу, а й прогини балок, тобто підвищити її жорсткість.

Розглянемо механізм попереднього напружування розтягнутих і зігнутих елементів. На рис. 5.23 показана робота ненапруженого (лінія 1) і поперечно-напруженого (лінія 2) розтягнутого елемента.

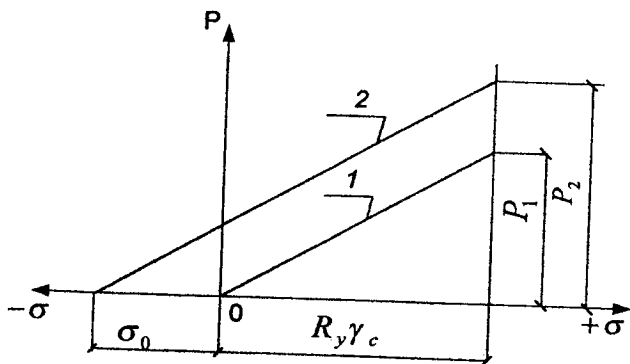


Рис. 5.23. Робота розтягнутого стержня:  
лінія 1 – без попереднього напруження; лінія 2 – з попереднім напруженням  $\sigma_0$

Несуча здатність ненапруженого розтягнутого стержня з площею поперечного перерізу  $A_n$  дорівнює  $P_1 = A_n \cdot R_y \gamma_c$ ; те ж, напруженого -  $P_2 = A_n (\sigma_0 + R_y \gamma_c) > P_1$ . За заданим зусиллям  $P$ , тобто коли  $P_1 = P_2 = P$ , потрібні площі перерізу відповідно дорівнюють: без попереднього напруження  $A_1 = P / R_y \gamma_c$ ; з попереднім напруженням  $A_2 = P / (\sigma_0 + R_y \gamma_c) < A_1$ .

Аналогічно для згинальних елементів: несуча здатність стержня без попереднього напруження дорівнює  $M_1 = WR_y \gamma_c$ ; те ж, з попереднім напруженням -  $M_2 = W(\sigma_0 + R_y \gamma_c) > M_1$ , якщо  $M_1 = M_2 = M$ , то  $W_2 = M / (\sigma_0 + R_y \gamma_c) < W_1$ .

На рис. 5.24 показана робота розрізної балки з поперечно-напруженою стяжкою та напружений стан її перерізу.

Внаслідок позацентрового обтискування балки зусиллям від попереднього натягування стяжки в перерізі розвиваються початкові напруження. Далі балку завантажують тимчасовим навантаженням. Спочатку спостерігаються нейтралізація початкових напружень і тільки потім виникають на-

пруження від зовнішніх навантажень. Завдяки чому загальне можливе експлуатаційне навантаження на балку збільшується, а стяжка додатково завантажується (самонапружується). Проте внаслідок її високої міцності витрати металу на цю стяжку відносно малі.

При значному постійному навантаженні на балку раціонально застосувати багатоступінчасте попереднє напружування шляхом поступового її завантаження. У нерозрізних балках також доцільно створювати попереднє напруження, розташовуючи елементи, що напружуються, у розтягнутих зонах, в тому числі і над опорами, або виконуючи регулювання зусиль зміщенням проміжних опор уверх.

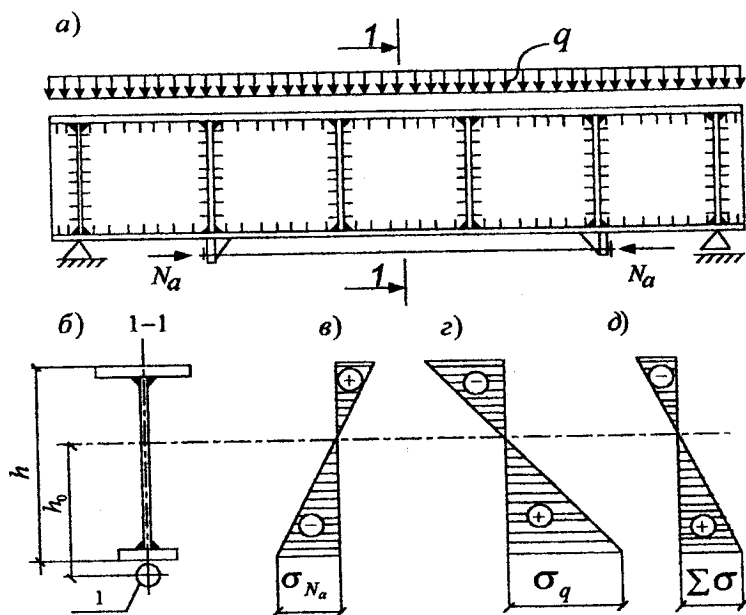


Рис. 5.24. Балка з попередньо напруженою стяжкою: а – схема балки; б – переріз 1-1; в, г, д – епюри напружень, відповідно, від натягання стяжки, зовнішнього навантаження та сумарна; 1 – стяжка

Економія матеріалу балок з попереднім напруженням складає в середньому 10...18%, а зменшення вартості – до 5...15%.

**Балки з алюмінієвих сплавів.** Сучасні конструкції з алюмінієвих сплавів, в тому числі балки, є рентабельними, тому що зменшується їх вага (густина порівняно зі сталлю майже у три рази нижча), зростає опір корозії і особливо впливу навколишньої низької температури. В той же час міцність нагартованих, штучно зістарених і інших алюмінієвих сплавів досягає

450 МПа і вище. Але для цих сплавів характерний значно нижчий (також майже у три рази) модуль пружності. Як наслідок, балки з алюмінієвих сплавів більше деформуються. Втрата загальної стійкості балки а також місцевої стійкості окремих елементів перерізу відбувається при нижчих рівнях напружень.

Сортамент пресованих профілів з алюмінієвих сплавів має обмежену висоту, як правило, до 400 мм, тому при проектуванні балок раніше переходять на складені перерізи. Разом з тим алюмінієві сплави обробляються значно легше, ніж сталь, що спрощує виготовлення балок.

З'єднання елементів конструкцій із алюмінієвих сплавів виконують шляхом зварювання, а також на болтах і заклепках. Через нижчу температуру плавлення зварювання алюмінієвих сплавів потребує менших енерговитрат, але не всі сплави можуть бути зварені. Добре зварюються такі сплави, як АМц, АМг, АД31Т, 1915, 1925, 1935, причому високоміцні сплави 1915, 1925, 1935 до того ж мають здатність гартуватися після зварювання при охолодженні на повітрі. Цим забезпечується висока міцність зварних з'єднань без додаткової термообробки. Болти і заклепки для з'єднань виготовляють також із алюмінієвих сплавів. Вживають і сталеві болти, але вони обов'язково повинні бути захищені від корозії у місці контакту, наприклад, цинкуванням.

При проектуванні балок з алюмінієвих сплавів згідно з нормами [2] дозволяється пружна робота матеріалу, при цьому визначальною є умова жорсткості. Розрахункові формули для визначення мінімальної і оптимальної висоти перерізу аналогічні сталевим балкам, але у формулі (5.13) приймають коефіцієнт  $k = 1,6$ , а також дещо збільшують товщину стінки, яку знаходять за емпіричною формулою  $t_w = 7 + 3h/1000$  (див. п. 5.5.1). Методика перевірки міцності, стійкості та жорсткості подібна до прийнятої для сталевих балок.

## 6. ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТІ КОЛОНИ

### 6.1. Загальна характеристика і типи перерізів суцільних і наскрізних колон

В металевих конструкціях широко використовують центрально стиснуті колони. Вони підтримують вищерозташовані конструкції і передають навантаження від них на фундаменти.

Центрально стиснуті колони (рис. 6.1) призначені для підтримання елементів робочих площадок, перекриттів, покрівель, естакад, трубопроводів, транспортних галерей. В якості центрально стиснутих стержнів вони входять до складу елементів ґратчастих ферм, стиснутих елементів вантових систем тощо.

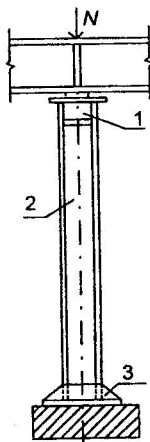


Рис. 6.1. Центрально стиснута колонна: 1 – оголовок; 2 – стержень; 3 – база

В колонах виділяють три основні складові частини, які розрізняються своїм функціональним призначенням (рис.6.1): оголовок, на який спираються вищерозташовані конструкції; стержень – основний конструктивний елемент, який передає навантаження від оголовка до бази; база – нижня частина колони, яка передає навантаження від стержня на фундамент і забезпечує закріплення колони відповідно до розрахункової схеми.

Стержні центрально стиснутих колон мають постійний переріз по довжині і в залежності від типу перерізу можуть бути суцільними і наскрізними. За трудомісткістю виготовлення суцільні колони більш ефективні порівняно з наскрізними, але поступаються їм за матеріаломісткістю. Доцільність використання суцільного або наскрізного перерізу залежить від величини поздовжнього зусилля і довжини колони. При великих довжинах і незначних навантаженнях найчастіше застосовують наскрізні ко-

лони, суцільні – навпаки, при менших довжинах і великих навантаженнях.

Типи перерізів, що їх використовують у суцільних колонах, ділять на дві групи – відкриті та закриті. Найбільш поширені типи перерізів суцільних колон показано на рис. 6.2 та 6.3.

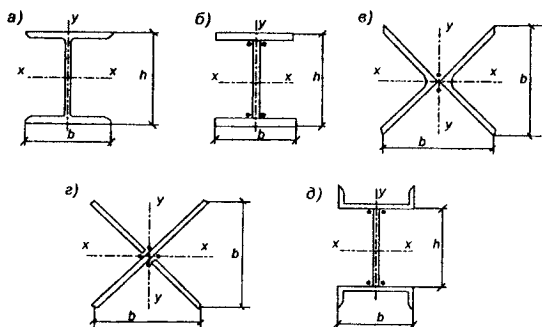


Рис. 6.2. Відкриті перерізи суцільних колон

Основним типом перерізу для суцільних колон відкритого типу є двотавровий переріз, розповсюдження якого пояснюється високою технологічністю виготовлення та простотою утворення вузлів примикання конструкцій, що спираються на колону (рис. 6.2, а, б). Зварні колони, які складаються з трьох листів, економічніші за витратами металу. Вони мають розвинутий переріз, що забезпечує колоні необхідну жорсткість.

При значних навантаженнях для збільшення площі перерізу а також забезпечення місцевої стійкості елементів застосовують складені перерізи з прокатних профілів (рис. 6.2, в) та хрестові перерізи з листів (рис. 6.2, г).

Економічнішими за витратами сталі порівняно з відкритими перерізами є стержні замкнутого перерізу суцільних колон (рис. 6.3). Перевагами колон замкнутого перерізу є рівностійкість, компактність та добрий зовнішній вигляд. До недоліків відносять більшу трудомісткість виготовлення, ускладнення вузлів спирання примикальних конструкцій, недоступність внутрішньої поверхні для фарбування.

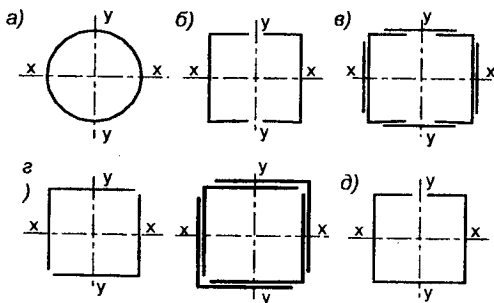


Рис. 6.3. Закриті перерізи суцільних колон

Стержень наскрізних центрально стиснутих колон найчастіше складається з двох гілок (зі швелерів або двотаврів), що поєднуються між собою ґратами (рис. 6.4, 6.5).

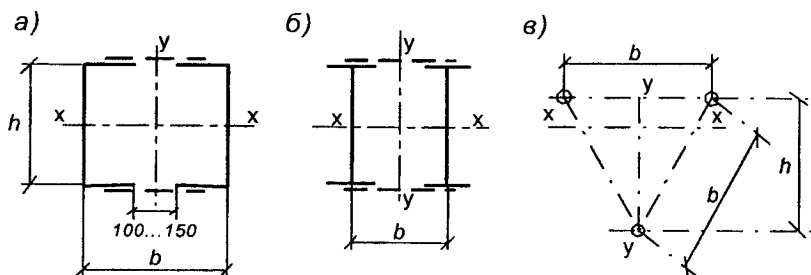


Рис. 6.4. Типи перерізів наскрізних колон

В наскрізних колонах осі перерізу, які перетинають тіло гілок, називають матеріальними (вісь  $x$ , рис. 6.4, а,б; рис. 6.5), а які не перетинають – вільними (вісь  $y$ , рис. 6.4, а, б; рис. 6.5).

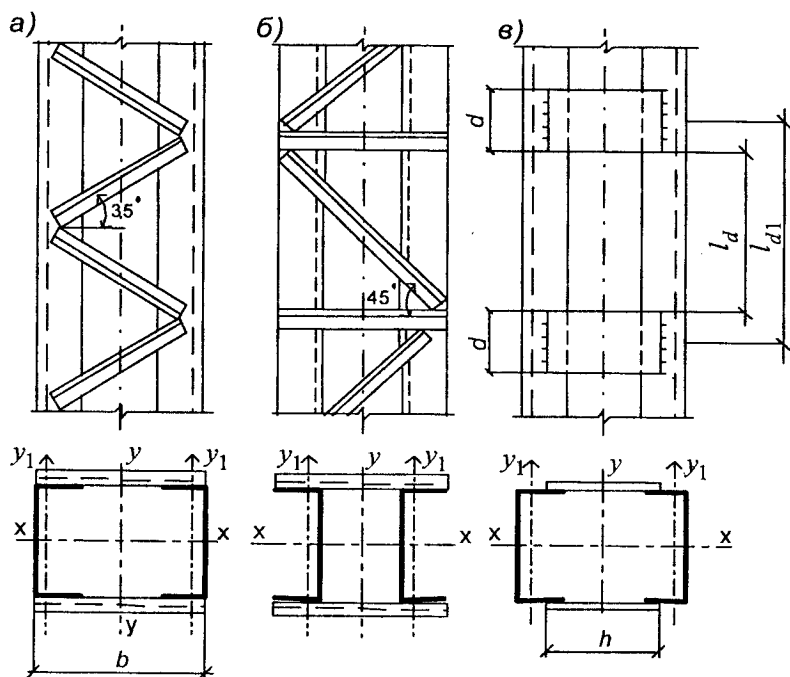


Рис. 6.5. Типи ґрат наскрізних колон

Відстань між гілками  $b$  визначається з умови рівності жорсткості стержня. Також з метою захисту внутрішніх поверхонь наскрізних колон від корозії необхідно забезпечити просвіт між гілками 100...150 мм.

Швелери в зварних колонах вигідніше ставити полицями всередину (рис. 6.4, а). При значних навантаженнях гілки колон можуть мати двотавровий переріз (рис. 6.4, б). Однак у малонавантажених стержнях, які мають велику довжину, раціональним може бути переріз з чотирьох кутиків, які з'єднані ґратами в чотирьох площинах.

Система ґрат забезпечує спільну роботу гілок колони і суттєво впливає на стійкість колони в цілому та її гілок.

В центральних стиснутих колонах застосовують ґрати різноманітних систем: розкїсну (рис. 6.5, а); розкїсну з додатковими розпїрками (рис. 6.5, б); безрозкїсну, тобто з планок (рис. 6.5, в).

## 6.2. Підбирання перерізу стержня суцільної колони

Центральні стиснуті колони розраховують на загальну стійкість і міцність. Основним граничним станом для центральних стиснутих колон є вичерпання несучої здатності внаслідок втрати загальної стійкості. Розрахунок стержня колони на дію поздовжнього зусилля від розрахункових навантажень виконують за формулою

$$\sigma = N/\varphi A \leq R_y \gamma_c, \quad (6.1)$$

де  $N$  - поздовжнє зусилля;  $\varphi$  - коефіцієнт поздовжнього згинання;  $A$  - площа перерізу стержня брутто,  $R_y$  - розрахунковий опір сталі (табл. 51[1]),  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи (табл. 6[1]).

Значення  $\varphi$  визначають залежно від умовної гнучкості стержня  $\bar{\lambda}$  і розрахункового опору сталі  $R_y$ . Обчислення виконують за формулами:

при  $0 < \bar{\lambda} \leq 2,5$

$$\varphi = 1 - (0,073 - 5,53R_y/E) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}}; \quad (6.2)$$

при  $2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5$

$$\varphi = 1,47 - 13,0R_y/E - (0,371 - 27,3R_y/E) \bar{\lambda} + (0,0275 - 5,53R_y/E) \bar{\lambda}^2; \quad (6.3)$$

при  $\bar{\lambda} > 4,5$

$$\varphi = 332 / \left( \bar{\lambda}^2 (51 - \bar{\lambda}) \right). \quad (6.4)$$

Числові значення  $\varphi$  приведені в табл. 72[1].

Значення умовної гнучкості обчислюють за формулою

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}, \quad (6.5)$$

де  $\lambda = l_{ef}/i$ ;  $l_{ef}$  - розрахункова довжина стержня;  $i$  - радіус інерції перерізу.



Значення розрахункового опору  $R_y$  залежить від товщини прокату, а переріз колон утворюється з листів або профілів різної товщини; тому при підбиранні перерізу слід приймати мінімальне значення  $R_y$ , що відповідає елементу найбільшої товщини. За товщину фасонного прокату слід приймати товщину полиці.

Розрахунок на стійкість стержня колони виконується відносно центральних осей перерізу “ $x$ ” та “ $y$ ”. При цьому відповідні гнучкості дорівнюють

$$\lambda_x = l_{ef,x}/i_x; \quad \lambda_y = l_{ef,y}/i_y, \quad (6.6)$$

де  $l_{ef,x}$ ,  $l_{ef,y}$  - розрахункові довжини стержня при випинанні відносно осей “ $x-x$ ” та “ $y-y$ ” відповідно. Їх обчислюють за формулами:

$$l_{ef,x} = \mu_x l; \quad l_{ef,y} = \mu_y l, \quad (6.7)$$

де  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  - коефіцієнти розрахункової довжини, їх значення визначають залежно від умов закріплення кінців колони і характеру навантаження.

Значення  $\lambda$  не повинні перевищувати граничних гнучкостей  $\lambda_u$ , які для колон дорівнюють:  $\lambda_u = 180 - 60\alpha$  - для основних стержнів;  $\lambda_u = 210 - 60\alpha$  - для другорядних стержнів.

Коефіцієнт  $\alpha$  характеризує ступінь навантаженості елемента відносно його несучої здатності і обчислюється за формулою

$$\alpha = N/\varphi AR_y \gamma_c. \quad (6.8)$$

Значення коефіцієнта  $\alpha$  приймають не менше ніж 0,5.

Колони, які мають у перерізі значні ослаблення, додатково перевіряють на міцність

$$\sigma = N/A_n \leq R_y \gamma_c, \quad (6.9)$$

де  $A_n$  - площа перерізу нетто.

Для забезпечення місцевої стійкості елементів полиць та стінки при дії нормальних стискальних напружень відношення ширини елемента (звису полиці  $b_{ef}$  або висоти стінки  $h_{ef}$ ) до його товщини не повинно перевищувати граничних значень. Ці граничні значення залежать від гнучкості колони і розрахункового опору сталі.

В центрально стиснутих елементах з умовною гнучкістю від 0,8 до 4 відношення розрахункової ширини звису полиці  $b_{ef}$  до товщини  $t_f$  слід приймати не більше значень, що визначають за формулами табл. 6.1. При значеннях умовної гнучкості менше 0,8 або більше 4 у формулах табл. 6.1 необхідно приймати відповідно  $\bar{\lambda} = 0,8$  і  $\bar{\lambda} = 4$ .

Таблиця 6.1

Найбільші відношення  $b_{ef}/t_f$  в стиснутих елементах

Характеристика полиці і перерізу елемента	Найбільші відношення $b_{ef}/t_f$
Необлямована ребром двотавра і тавра	$b_{ef}/t_f = (0,36 + 0,10\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}$
Облямована ребром двотавра і тавра	$b_{ef}/t_f = (0,54 + 0,15\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}$
Необлямована рівнобічних кутиків і гнутих профілів (за винятком швелерів)	$b_{ef}/t_f = (0,40 + 0,07\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}$
Облямована ребром рівнобічних кутиків і гнутих профілів	$b_{ef}/t_f = (0,50 + 0,18\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}$
Необлямована більша нерівнобічного кутика і полиця швелера	$b_{ef}/t_f = (0,43 + 0,08\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}$
Облямована ребром і підсилена планками гнутих профілів	$b_{ef}/t_f = (0,85 + 0,19\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}$

Для забезпечення місцевої стійкості стінки в центрально стиснутих колонах гнучкість стінки  $\lambda_w = h_w/t_w$  не повинна перевищувати значень  $\lambda_{uw}\sqrt{E/R_y}$ , де  $\lambda_{uw}$  – гранична умовна гнучкість стінки, яку визначають за табл. 6.2.

Таблиця 6.2

Гранична умовна гнучкість стінки  $\bar{\lambda}_{uw}$ 

Переріз елемента	Значення $\bar{\lambda}$	Формули для визначення $\bar{\lambda}_{uw}$
Двотавр	$\bar{\lambda} < 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$
	$\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}$ , але не більше ніж 2,3
Коробчастий, швелер прокатний	$\bar{\lambda} < 1,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20$
	$\bar{\lambda} \geq 1,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,0 + 0,2 \bar{\lambda}$ , але не більше ніж 1,6
Швелер, крім прокатного	$\bar{\lambda} < 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,0$
	$\bar{\lambda} \geq 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 0,85 + 0,19 \bar{\lambda}$ , але не більше ніж 1,6

У формулах табл. 6.2 необхідно приймати умовну гнучкість елемента  $\bar{\lambda}$ , яку визначають за найбільшою гнучкістю, як і в розрахунках на загальну стійкість.

Місцева стійкість полиць прокатних елементів завжди забезпечена співвідношенням розмірів і перевірки не потребує.

Стінки колон при  $h_{ef}/t_w \geq 2,3\sqrt{E/R_y}$  укріплюють поперечними ребрами жорсткості, які розташовують на відстані  $(2,5 \dots 3)h_{ef}$  одне від одного. На кожному відправному елементі має бути не менше, ніж два ребра.

Підбирати суцільний переріз колони починають, обчислюючи потрібну площу перерізу колони з формули (6.1)

$$A = N / \varphi R_y \gamma_c. \quad (6.10)$$

Для знаходження коефіцієнта поздовжнього згинання  $\varphi$  попередньо орієнтовно задаються гнучкістю колони  $\lambda$ . В першому наближенні  $\lambda$  приймають в межах 60...80. Розрахунковий опір сталі  $R_y$  визначають відповідно до очікуваної найбільшої товщини елементів перерізу.

За значенням прийнятої гнучкості з формули (6.6) обчислюють необхідні радіуси інерції:

$$i_x = l_{ef,x} / \lambda_x; \quad i_y = l_{ef,y} / \lambda_y. \quad (6.11)$$

Визначивши потрібні значення площі та радіусів інерції перерізу, знаходять відповідні розміри перерізу. При цьому додатково враховують найменші значення висоти і ширини перерізу (рис. 6.6):

$$h = i_x / \alpha_1; \quad b = i_y / \alpha_2, \quad (6.12)$$

де  $\alpha_1, \alpha_2$  - коефіцієнти, які показують зв'язок між радіусами інерції і основними розмірами перерізу, приймають їх згідно з [23]. Наприклад, для двотавра  $\alpha_1 = 0,43$ ,  $\alpha_2 = 0,24$ ; для труб  $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,35$ .

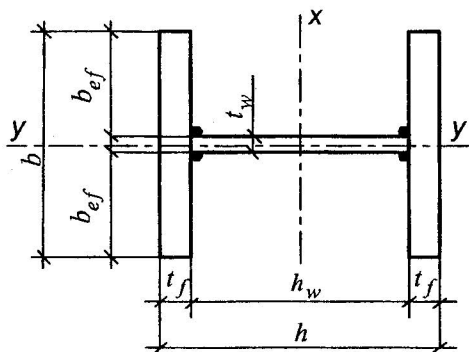


Рис. 6.6. Розрахунковий переріз суцільної двотаврової колони

Розміри полиць і стінки необхідно приймати відповідно до розмірів листів за сортаментом. Після чого перевіряють переріз за розрахунком.

Якщо проектують переріз, в якому  $h = b$  і  $l_{ef,x} = l_{ef,y}$ , то розрахунок двотавра достатньо виконувати тільки в одній площині, беручи висоту стінки приблизно такою, що дорівнює  $b$ . При цьому необхідно враховувати конструктивні міркування.

Для проектування колони мінімальної площі перерізу треба прагнути отримати максимальні радіуси інерції. З метою забезпечення місцевої стій-

кості під час визначення товщини листів, які утворюють переріз колони, необхідно враховувати вимоги табл. 6.1, 6.2.

Зварні кутові шви, які з'єднують елементи колони в одне ціле, приймають однобічними безперервними і з мінімальними катетами. Це пояснюється тим, що в центральній стиснутих колонах розрахункові поперечні сили практично відсутні.

### 6.3. Підбирання перерізу стержня наскрізної колони

Підбирання перерізу стержня наскрізної колони виконують з умови загальної стійкості (6.1). При цьому коефіцієнт поздовжнього згинання при втраті стійкості відносно матеріальної осі знаходять так само, як і для суцільних колон.

Стійкість відносно вільної осі перевіряють за гнучкістю, яка називається зведеною ( $\lambda_{ef}$ ). Вона залежить від типу ґрат та їх деформівності. Внаслідок деформівності ґрат гнучкість наскрізного стержня відносно вільної осі буде більшою, ніж суцільного. Зведена гнучкість також залежить від відстані між гілками, яка визначається вимогами рівності стійкості наскрізної колони відносно осей "x" і "y" ( $\lambda_{ef} = \lambda_x$ ).

Починають підбирання перерізу наскрізної колони з визначення потрібної площі перерізу за формулою (6.10) і знаходження потрібного радіусу інерції відносно матеріальної осі "x" (6.11). При цьому задаються гнучкістю, далі за табл. 72 [1] знаходять коефіцієнт поздовжнього згинання  $\varphi$ .

Визначивши потрібну площу і потрібний радіус інерції, за сортаментом підбирають відповідний профіль і виконують перевірку стійкості перерізу відносно матеріальної осі "x" за формулою

$$\sigma = N / \varphi_x A \leq R_y \gamma_c, \quad (6.13)$$

де  $\varphi_x$  - коефіцієнт, який визначається за дійсною гнучкістю  $\lambda_x = l_{ef,x} / i_x$ .

Після підбирання перерізу з умови рівності стійкості визначають відстань між гілками колони.

Зведена гнучкість обчислюється за формулами:

- для колони з планками в двох площинах

$$\lambda_{ef} = \mu \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}; \quad (6.14)$$

- для колони з планками в чотирьох площинах

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}; \quad (6.15)$$

- для колони з двома трикутними ґратами в двох площинах

$$\lambda_{ef} = \mu \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 A / A_p}; \quad (6.16)$$

- для колони з чотирма трикутними ґратами

$$\lambda_{ef} = \mu\lambda_y = \sqrt{\lambda^2 + A(\alpha_1/A_{p1} + \alpha_2/A_{p2})}, \quad (6.17)$$

де  $\lambda_y$  – гнучкість стержня відносно вільної осі “у”;  $\lambda$  – найбільша гнучкість всього стержня,  $\lambda_1, \lambda_2$  – гнучкості окремих гілок відносно власних осей, паралельних головним осям перерізу стержня;  $A$  – площа перерізу всього стержня;  $\alpha_1, \alpha_2$  – коефіцієнти, які залежать від кута нахилу розкосу;  $A_{p1}, A_{p2}$  – площі перерізів розкосів ґраток.

При ґратах з планок з формули (6.14), задаючись гнучкістю гілки  $\lambda_1=30\dots35$ , визначають необхідне значення гнучкості відносно вільної осі

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2}. \quad (6.18)$$

Для забезпечення надійної роботи колони з безрозкісною системою ґрат гнучкість гілки  $\lambda_1$  не повинна перевищувати 30...40 і  $0,6\lambda_x$ .

Для колон з розкісними ґратами, маючи відношення  $A/A_p$  ( $A_p$  – площа перерізу розкосу), гнучкість  $\lambda_y$  обчислюють за формулою

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha_1 A/A_p}. \quad (6.19)$$

Обчисливши гнучкість  $\lambda_y$ , знаходять відповідний радіус інерції  $i_y$  і відстань між гілками  $b$ , які визначаються за формулами:

$$i_y = I_{ef,y}/\lambda_y; \quad b = i_y/\alpha_y, \quad (6.20)$$

де  $\alpha_y$  – параметр, який залежить від типу перерізу, наприклад, для перерізу з рис. 6.4, а  $\alpha_y = 0,44$ ; те ж, з рис. 6.4, б  $\alpha_y = 0,52$ .

Розмір  $b$  округлюють до 10 мм, при цьому просвіт між гілками (для можливості фарбування колон всередині) повинен бути не меншим, ніж 100...150 мм.

Далі виконують перевірку стійкості стержня колони відносно вільної осі “у”, для цього за зведеною гнучкістю  $\lambda_{ef}$  приймають коефіцієнт  $\varphi_y$  і перевіряють її стійкість за формулою

$$\sigma = N/\varphi_y A \leq R_y \gamma_c. \quad (6.21)$$

В колонах з ґратами перевіряють також стійкість окремих гілок на ділянках між суміжними вузлами ґрат.

*Розрахунок планок.* Планки проєктують з листів або з швелерів, приварюючи їх полицями назовні. Розрахунок планок полягає в перевірці їх перерізу та обчисленні прикріплення до гілок.

Відстань між планками на просвіт визначається прийнятою гнучкістю гілки та її радіусом інерції (рис. 6.5, в)

$$l_d = \lambda_1/i_{y1}. \quad (6.22)$$

Висота планки  $h$  визначається з умови її прикріплення до гілок коло-  
ни. Ширину планки  $d$  встановлюють в межах  $(0,5 \dots 0,75) b$ . Товщина пла-  
нки  $t$  призначається конструктивно  $6 \dots 12$  мм в межах  $(1/10 \dots 1/15) h$ . Від-  
стань між центрами планок  $l_{d1}$  дорівнює  $l_{d1} = l_d + d$ .

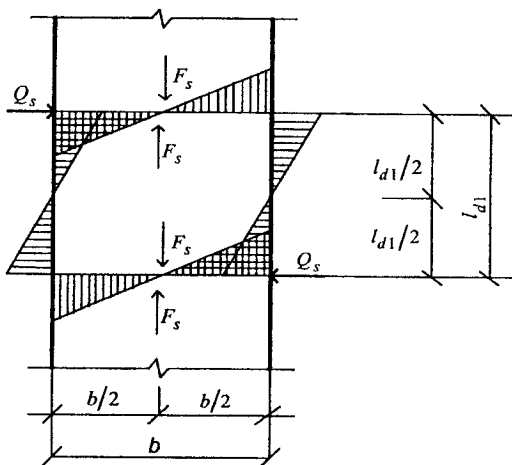


Рис. 6.7. До розрахунку планок

Планки працюють на згинання від дії перерізувальної сили  $F_s$ . Зна-  
чення цієї сили обраховується з умови рівноваги вузла з'єднання планки і  
гілки колони

$$Q_s l_{d1} / 2 = F_s b / 2, \quad (6.23)$$

де  $Q_s = Q_{fic} / 2$ . Звідки

$$F_s = Q_s l_{d1} / b. \quad (6.24)$$

Згинальний момент, що діє в планці в місці прикріплення її до гілки,

$$M = F_s b / 2 = Q_s l_{d1} / 2. \quad (6.25)$$

Умовну поперечну силу  $Q_{fic}$  обчислюють за формулою

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi, \quad (6.26)$$

де коефіцієнт поздовжнього згинання  $\varphi$  беруть за гнучкістю  $\lambda_{ef}$  відносно  
вільної осі, яка перпендикулярна до площини розташування ґрат. Умовну  
поперечну силу вважають постійною по довжині стержня і розподіляють  
порівну між ґратами, що розташовані в двох площинах.

Всі елементи ґрат і їх прикріплення до гілок розраховують на зусил-  
ля  $F_s$  і  $M$ .

#### 6.4. Бази колон, їх конструкції і розрахунок

База колони служить для передавання навантаження від стержня колони на фундамент. Конструкція бази повинна забезпечувати прийняття в розрахунковій схемі з'єднання колони з фундаментом – жорстке або шарнірне.

Бази центрально стиснутих колон з шарнірним спиранням на фундамент прикріплюються фундаментними болтами, що проходять крізь опорну плиту. Необхідна вільність повороту перерізу забезпечується малою згинальною жорсткістю опорної плити і відповідним розташуванням фундаментних болтів. Фундаментні болти в таких базах не сприймають розрахункових зусиль і служать тільки для фіксації положення колони і закріплення її в процесі монтажу. При цьому діаметр фундаментних болтів назначають конструктивно в межах 20...30 мм.

При жорсткому з'єднанні колони з фундаментом конструкція бази повинна запобігати можливому повороту опорного перерізу. В таких базах фундаментні болти пропускають через анкерні плити, які розташовані на траверсах або через виносні консолі. Діаметр болтів назначають конструктивно в межах 24...36 мм.

За конструктивним вирішенням бази можуть бути з траверсами (рис. 6.8, а), з фрезерованим торцем (рис. 6.8, б) та з шарнірним устроєм у вигляді центрувальної плити (рис. 6.8, в).

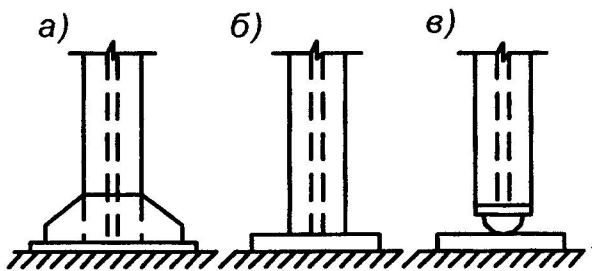


Рис. 6.8. Типи баз колон

В першому типі баз траверса сприймає навантаження від стержня колони і передає його на опорну плиту. Для збільшення рівномірного передавання тиску з плити на фундамент жорсткість плити можна збільшувати, встановлюючи додаткові ребра.

До найпростіших у конструктивному відношенні відносять бази з фрезерованим торцем. Такі бази складаються з однієї плити, товщина якої може бути 60...80 мм і більше. В таких базах зусилля передаються через фрезерований торець на стругану поверхню плити. Монтаж проводять безвивірковим способом.

Конструкція бази з шарнірним устроєм найбільш чітко відповідає

розрахунковій схемі, але внаслідок великої складності монтажу в практиці будівництва застосовується рідко.

При розрахунках баз колон обчислюють розміри опорної плити в плані та її товщину.

Розміри опорної плити визначають, приймаючи, що розрахункове зусилля в колоні рівномірно розподіляється базою колони по всій площі контакту з бетоном фундаменту. Виходячи з цього, необхідна площа плити буде дорівнювати

$$A_{pl} = N / R_{b,loc}, \quad (6.27)$$

де  $R_{b,loc}$  – міцність бетону при місцевому стисканні (зминанні),

$$R_{b,loc} = R_b \sqrt{A_\phi / A_{pl}} = R_b \gamma, \quad (6.28)$$

де  $R_b$  – міцність бетону при осьовому стисканні;  $A_\phi$  – площа верхнього виступу фундаменту,  $A_{pl}$  – площа опорної плити;  $\gamma$  – коефіцієнт, що враховує збільшення міцності бетону при місцевому стисканні (зминанні), приймається в межах 1,2...1,5.

Для фундаментів використовують бетон класів В7,5; В10; В12,5; В15 і В20, для яких міцність бетону при осьовому стисканні  $R_b$  відповідно дорівнює 4,5; 6,0; 7,5; 8,5 та 11,5 МПа.

Опорна плита бази працює на згинання як пластина, яка з одного боку навантажена рівномірно розподіленим по площі контакту навантаженням, а з протилежного – спирається на елементи бази колони.

Розміри плити в плані визначають залежно від конструкції бази. Опорну плиту розглядають як складену з окремих ділянок, які відрізняються характером спирання по краях.

Ширину бази з траверсами В визначають з конструктивних міркувань (рис. 6.9)

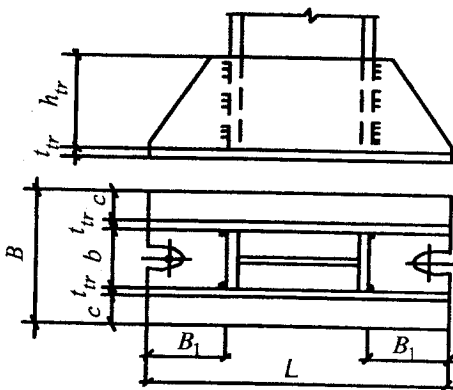


Рис. 6.9. До розрахунку бази колони з траверсами



$$B = b + 2t_{tr} + 2c, \quad (6.29)$$

де  $b$  – ширина перерізу колони,  $t_{tr}$  – товщина траверси, її приймають в межах 8...14 мм;  $c$  – ширина звису плити, яку приймають не більшою, ніж 100...120 мм.

Далі знаходять довжину плити

$$L = A_{pl}/B. \quad (6.30)$$

У відповідності з конструкцією бази плита може мати ділянки, що сперті на чотири, на три або на дві сторони і консольні.

Кожну з ділянок розраховують на згинання як пластинку, яка відповідним чином сперта по краях і навантажена  $q = N/B \cdot L$ .

Максимальні згинальні моменти в пластинках визначають за формулами:

- при спиранні на чотири сторони

$$M = \alpha \cdot q \cdot a^2; \quad (6.31)$$

- при спиранні на три сторони

$$M = \beta \cdot q \cdot a_1^2; \quad (6.32)$$

де  $\alpha, \beta$  – коефіцієнти, які залежать від співвідношення сторін ділянок, приведені в табл. 6.3 і 6.4 відповідно.

Таблиця 6.3

**Коефіцієнти  $\alpha$  для розрахунку на згинання плит, що спираються на чотири сторони**

$b/a$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	>2
$\alpha$	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Примітка.  $b$  – довжина довгої сторони ділянки;

$a$  – довжина короткої сторони ділянки.

Таблиця 6.4

**Коефіцієнти  $\beta$  для розрахунку на згинання плит, що спираються на три або дві сторони**

$b_1/a_1$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2
$\beta$	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Примітка.  $b_1$  – довжина закріпленої сторони ділянки, що перпендикулярна до вільної сторони;  $a_1$  – довжина вільної сторони ділянки.

При співвідношенні сторін ділянки  $b/a > 2$  розрахунковий момент визначається як для однопролітної балкової плити за формулою

$$M = qa^2/8. \quad (6.33)$$

При співвідношенні  $b/a_1 < 0,5$  плита розраховується як консоль

$$M = qc^2/2. \quad (6.34)$$

До розрахунку приймають значення найбільшого із знайдених на окремих ділянках згинальних моментів. Момент опору плити при її одиничній ширині  $W_{pl} = t_{pl}^2/6 = M_{\max}/R_y \gamma_c$ . Звідки обчислюють необхідну товщину плити

$$t_{pl} = \sqrt{6M_{\max}/R_y \gamma_c}. \quad (6.35)$$

Коли траверса прикріплюється до стержня колони чотирма швами, то необхідну її висоту визначають за формулою

$$h_{tr} = N/4\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c. \quad (6.36)$$

Довжина шва не повинна перевищувати  $85\beta_f k_f$ .

В колонах з базою з фрезерованим торцем, яка складається тільки з плити, її проектують квадратною з розміром сторони  $B = \sqrt{A_{pl}}$  (рис. 6.10).

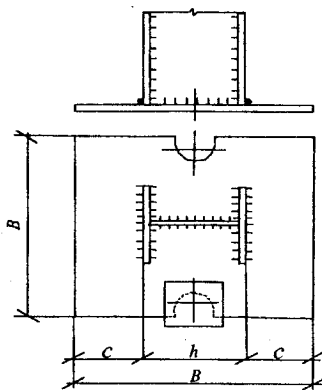


Рис. 6.10. База колони з фрезерованим торцем

Точний розрахунок такої плити, який би враховував фактичну просторову роботу, складний. Тому в практичних розрахунках вважають, що плита при фрезерованому торці стержня колони працює як пластинка на пружній основі і стержень колони контактує з плитою на ділянці, що збігається з контуром стержня. За такою розрахунковою схемою визначають згинальний момент в консольних ділянках плити, розглядаючи трапецеїдальну ділянку плити як консоль завширшки  $b$  (рис. 6.11)

$$M = \sigma_{\phi} \cdot A \cdot c, \quad (6.37)$$

де  $\sigma_{\phi} = N/A_{pl}$  – напруження в бетоні під плитою,  $A$  – площа трапеції, що заштрихована на рис. 6.11;  $c$  – відстань від центра ваги трапеції до розрахункового перерізу.

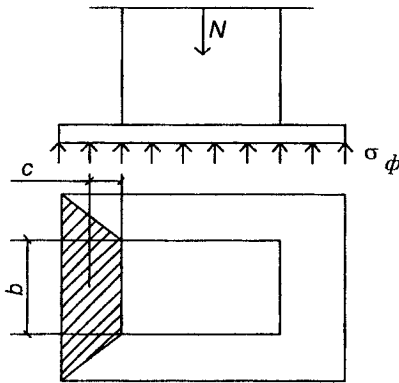


Рис. 6.11. До розрахунку бази з фрезерованим торцем

Потрібну товщину плити визначають за формулою

$$t_{pl} = \sqrt{6M_{\max}/bR_y\gamma_c}. \quad (6.38)$$

### 6.5. Оголовки колон, їх конструкції і розрахунок

Оголовок колони служить для сприйняття навантажень у вигляді опорних реакцій прилеглих балок і передавання їх на стержень колони. Конструктивне вирішення оголовка залежить від типу перерізу стержня колони, типу опорних ребер балок, орієнтації перерізу стержня колони відносно поздовжньої осі балки.

З'єднання балок з колонами може бути шарнірним і жорстким. Шарнірне з'єднання передає тільки вертикальні навантаження, при цьому балки у більшості випадків ставлять на колону зверху (рис. 6.12).

Жорстке з'єднання балок з колонами утворює рамну систему, яка може сприймати горизонтальні впливи і зменшувати розрахунковий момент в балках. У цьому випадку балки примикають до колони збоку (рис. 6.13).

Оголовок колони компонується з плити і ребер, що підтримують плиту і передають навантаження на стержень колони. Товщина плити приймається з конструктивних міркувань в межах 20...30 мм.

Товщину ребра оголовка приймають не менше ніж за умовою роботи на зминання

$$t_r = N/l_{ef} R_p \gamma_c, \quad (6.39)$$

де  $N$  – розрахункове зусилля,  $R_p$  – розрахунковий опір сталі змінанню,  $l_{ef}$  – розрахункова довжина ділянки змінання

$$l_{ef} = b + 2t_{pl}, \quad (6.40)$$

тут  $b$  – ширина опорного ребра балки,  $t_{pl}$  – товщина плити оголовка.

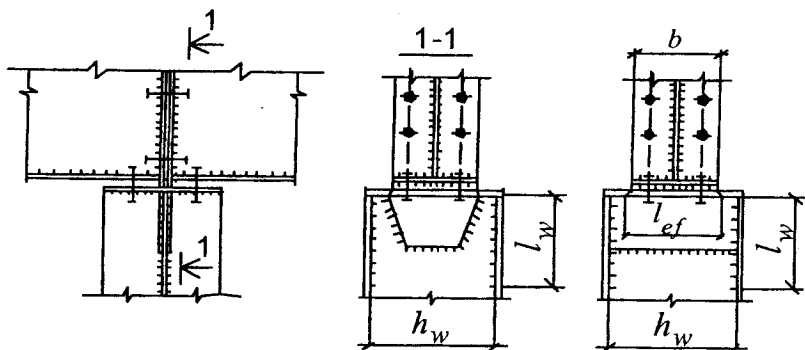


Рис. 6.12. Оголовки колон при спиранні балок зверху

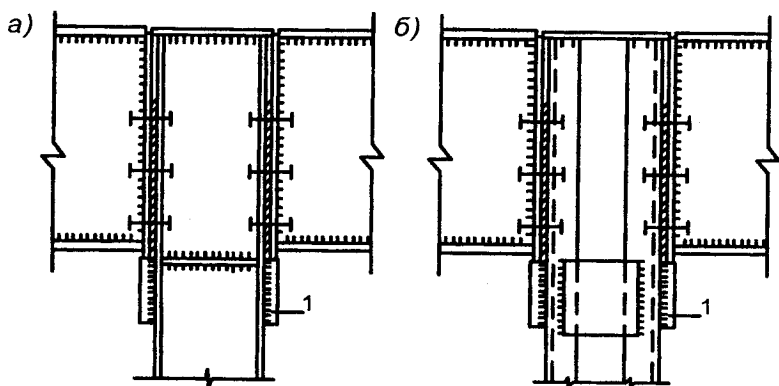


Рис. 6.13. Оголовки колон при примиканні балок збоку:  
а – до суцільної колони; б – до наскрізної; 1 – опорний столик

Висота ребра оголовка визначається необхідною довжиною швів, які передають навантаження на стержень колони. Ця довжина не повинна бути більша за  $85\beta_f k_f$  і обчислюється за формулою

$$h_r = N / 4\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c \quad (6.41)$$

Призначивши товщину і висоту ребра оголовка, перевіряють його на зрізування за формулою

$$\tau = 0,5N/2h_r t_r \leq R_s \gamma_c. \quad (6.42)$$

Найбільш раціональними є оголовки, в яких зусилля передається від струганої поверхні плити на фрезеровані торці стержня колони і діафрагм. Зварні кутові шви, що прикріплюють плиту до стержня колони, приймають мінімальними. Якщо торці необроблені, то розрахунку підлягають кутові шви, які розташовані безпосередньо під опорним ребром завдовжки  $l_{ef}$ .

В плиті оголовка передбачають отвори, які служать для фіксації положення балок і осі яких повинні збігатися з осями отворів нижніх поясів балок.

У випадках неможливості задовольнити усі вимоги щодо параметрів зварних швів переходять на примикання балок до колон збоку через опорний столик або траверсу. Товщину столика беруть на 20...30 мм більшою за товщину опорного ребра. Траверсу необхідно додатково перевіряти на зрізування.

## 7. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ РОБОЧОЇ ПЛОЩАДКИ У ВИГЛЯДІ НОРМАЛЬНОГО ТИПУ БАЛКОВОЇ КЛІТКИ З МЕТАЛЕВИМ НАСТИЛОМ

7.1. Завдання на проектування:  $L = 11,0 \text{ м}$ ;  $B = 5,4 \text{ м}$ ;  $h_{\max} = 1,45 \text{ м}$ ;  
 $p^H = 24,5 \text{ кН/м}^2$ ;  $G_{\max} = 1,42 \text{ т}$ .

Сталь: балок С345; колон С235; тип настилу - металевий; відмітка верху настилу  $H = 12 \text{ м}$ .

### 7.2. Компонування робочої площадки

Приймаємо до розрахунку робочу площадку у вигляді балкової клітки нормального типу. Крок балок настилу:

$$a_{\text{мет}} \approx 40t_n \cdot \left(1 + 32/p^H\right), \text{ м},$$

тут  $t_n$  - товщина металевого настилу, приймається з умов:  $t_n = 6 \dots 8 \text{ мм}$  при  $p^H \leq 10 \text{ кН/м}^2$ ;  $t_n = 8 \dots 10 \text{ мм}$  при  $11 \leq p^H \leq 20 \text{ кН/м}^2$ ;  $t_n = 10 \dots 12 \text{ мм}$  при  $21 \leq p^H \leq 30 \text{ кН/м}^2$ ;  $t_n = 12 \dots 14 \text{ мм}$  при  $p^H > 30 \text{ кН/м}^2$ .

У нашому випадку приймаємо  $t_n = 11 \text{ мм}$ , тоді:

$$a_{\text{мет}} \approx 40 \cdot 0,011 \cdot \left(1 + 32/24,5\right) = 1,01 \text{ м}.$$

Кількість балок настилу:

$$n = L/a_{\text{мет}} = 11,0/1,01 = 10,9 \text{ шт},$$

тобто можна прийняти  $n = 11$  і  $n = 10$ . Уточнюємо крок  $a = a_{\text{мет}}$  при  $n = 11 \rightarrow a = 11/11 = 1 \text{ м}$ ; те ж, при  $n = 10 \rightarrow a = 11/10 = 1,1 \text{ м}$ . Конструктивні межі:  $a = 0,6 \dots 1,2 \text{ м}$ . Остаточню приймаємо  $a = 1,1 \text{ м}$ ;  $n = 10$  штук; при цьому  $t_n = 11 \text{ мм} = 0,011 \text{ м}$  (рис. 7.1).

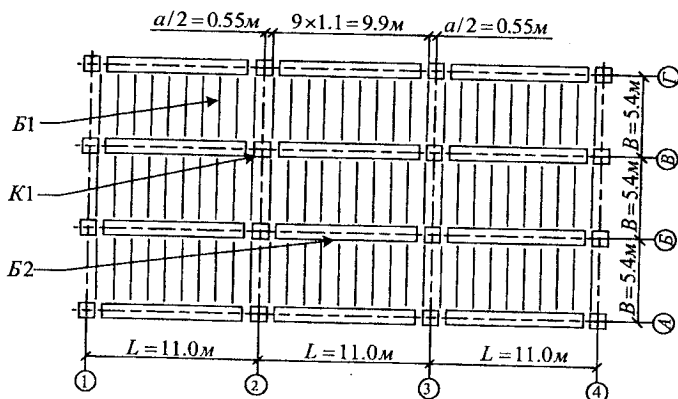


Рис. 7.1. План балкової клітки

Приймаємо до розрахунку: балки Б1 (балка настилу), Б2 (головна балка), колона К1.

### 7.3 Розрахунок балки настилу Б1 (рис. 7.2)

$a = 1,1 \text{ м}; a/2 = 0,55 \text{ м}.$

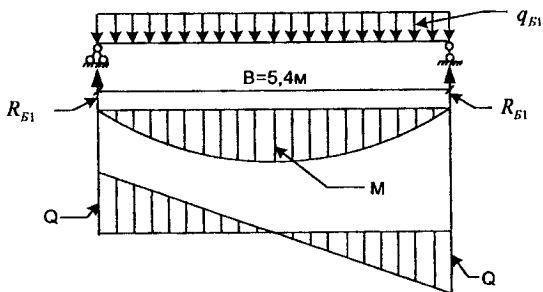


Рис. 7.2. До розрахунку балки Б1

$$q_{B1}^n = (p^n + t_n \cdot \gamma_{мет}) \cdot a = (24,5 + 0,011 \cdot 78,5) \cdot 1,1 = 27,9 \text{ кН/м};$$

$$q_{B1} = (p^n \cdot \gamma_{f1} + t_n \cdot \gamma_{мет} \cdot \gamma_{f2}) \cdot a = \\ = (24,5 \cdot 1,2 + 0,011 \cdot 78,5 \cdot 1,05) \cdot 1,1 = 33,3 \text{ кН/м};$$

$$M = q_{B1} \cdot B^2 / 8 = 33,3 \cdot 5,4^2 / 8 = 121,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = R_{B1} = q_{B1} \cdot B / 2 = 33,3 \cdot 5,4 / 2 = 89,9 \text{ кН};$$

$$W_{nm} = M / 1,12 R_y \gamma_c = 12140 / 1,12 \cdot 31,5 = 344 \text{ см}^3,$$

тут  $R_y = 31,5 \text{ кН/см}^2$  (табл. 3.8 дод. 3 або табл. 51 [1], фасон  $t = 11 \dots 20 \text{ мм}$ ),  $\gamma_c = 1$  (табл. 3.6 дод. 3 або табл. 6\* [1]).

Із сортаменту: двотавр № 27,  $W_x = 371 \text{ см}^3 > W_{nm}$ ;  $I_x = 5010 \text{ см}^4$ .

Перевірка жорсткості балки Б1:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot B^4}{E \cdot I_x} \leq [f]; \quad [f] = \frac{1}{n_0} \cdot B;$$

тут  $\frac{1}{n_0} = \frac{1}{250}$ , тоді:  $[f] = (1/250) \cdot 540 = 2,16 \text{ см}.$

Отже,

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,279 \cdot 540^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 5010} = 3 \text{ см} > 2,16 \text{ см}.$$

Умова жорсткості не виконується. Тому, враховуючи цю умову, визначаємо потрібний момент інерції:

$$I_{nm} \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot B^4}{E \cdot [f]} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,279 \cdot 540^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 2,16} = 6942 \text{ см}^4.$$

Із сортаменту (табл. 2.7 дод. 2) приймаємо двотавр № 30,  $I_x = 7080 \text{ см}^4 > I_{nm} = 6942 \text{ см}^4$ .

Остаточно приймаємо для балки Б1 двотавровий переріз №30,  $h_{Б1} = 0,3 \text{ м}$ .

#### 7.4. Розрахунок і конструювання головної балки Б2 (рис. 7.3)

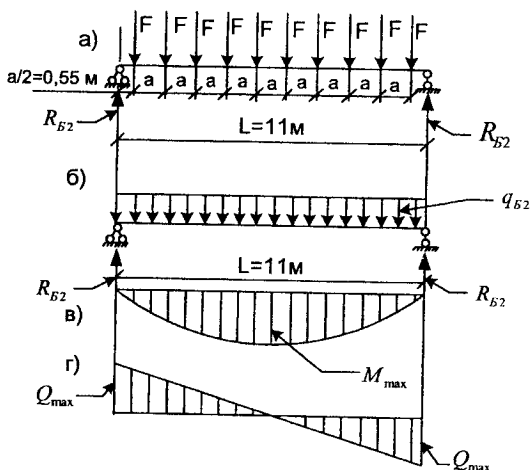


Рис. 7.3. До розрахунку балки Б2:

- а) фактична схема навантажень;  
 б) еквівалентна схема навантажень;  
 в) епюра  $M$ ;  
 г) епюра  $Q$

##### 7.4.1. Розрахункова схема, збирання навантажень, зусилля

$$F = 2 \cdot R_{Б1} = 2 \cdot 89,9 = 179,8 \text{ кН};$$

$$q_{Б2} = F / a = 179,8 / 1,1 = 163,5 \text{ кН/м};$$

$$R_{Б2} = q_{Б2} \cdot L / 2 = 163,5 \cdot 11 / 2 = 899,3 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{max}} = R_{Б2} = 899,3 \text{ кН};$$

$$M_{\text{max}} = q_{Б2} \cdot L^2 / 8 = 163,5 \cdot 11^2 / 8 = 2472,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$



## 7.4.2 Підбирання перерізу і перевірка міцності балки Б2 (рис. 7.4)

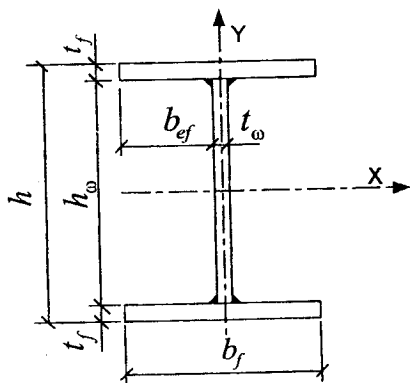


Рис. 7.4. Переріз балки Б2

Отже, зусилля:  $Q_{\max} = 899,3 \text{ кН}$ ;  $M_{\max} = 2472,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . Приймаємо  $R_y = 31,5 \text{ кН/см}^2$  (лист,  $t = 11 \dots 20 \text{ мм}$ ). [При  $t = 21 \dots 40 \text{ мм}$  для листа приймається  $R_y = 30 \text{ кН/см}^2$ ].

$$W_{\text{ит}} = 1,03 \cdot M_{\max} / R_y \gamma_c = 1,03 \cdot 247290 / 31,5 \cdot 1 = 8086 \text{ см}^3, \text{ тут } \gamma_c = 1.$$

а)  $h_{\text{опт}} = k \cdot \sqrt{W_{\text{ит}} / t_{\omega}} = 1 \cdot \sqrt{8086 / 1} = 90 \text{ см}$ , тут  $k = 1$  (балка зварна зі змінним перерізом по довжині);

$$t_{\omega} = 7 + 3 \cdot h / 1000 = 7 + 3 \cdot 1100 / 1000 = 10,3 \text{ мм} \quad 10 \text{ мм} = 1 \text{ см}$$

(де  $h$   $(1/7 \dots 1/10)L = (1/10) \cdot 11000 = 1100 \text{ мм}$ ).

$$\text{б) } h_{\min} = \frac{L \cdot n_0}{4800} \cdot \frac{1}{\gamma_{f, \text{сер}}} \cdot \frac{R_y}{20,6} = \frac{1100 \cdot 400}{4800} \cdot \frac{1}{1,18} \cdot \frac{31,5}{20,6} = 118,8 \text{ см},$$

де  $n_0 = 400$  ( $1/n_0 = 1/400$ ),  $\gamma_{f, \text{сер}} = 1,18$  (прийнято орієнтовно).

в) Конструктивна висота:

при поверховому з'єднанні балок Б1 і Б2:

$$h_{\text{констр.,1}} = h_{\max} - h_{\text{Б1}} - t_{\text{н}} = 1,45 - 0,3 - 0,011 = 1,139 \text{ м};$$

при з'єднанні балок на одному рівні:

$$h_{\text{констр.,2}} = h_{\max} - t_{\text{н}} = 1,45 - 0,011 = 1,439 \text{ м}.$$

Значення  $h_{\max}$  взято із завдання.

Отже,  $h_{\text{опт}} = 90 \text{ см}$ ;  $h_{\min} = 118,8 \text{ см}$ ;  $h_{\text{констр.,1}} = 113,9 \text{ см}$ ;  $h_{\text{констр.,2}} = 143,9 \text{ см}$ .

Конструктивні умови при визначенні висоти балки:

$$h = (\pm 5 \dots 10\%)h_{\text{онт}}; h \geq h_{\text{мін}}; h \leq h_{\text{констр.}}$$

Крім цих умов необхідно передбачити таку висоту балки, щоб при цьому висота стінки  $h_{\omega}$  була, по можливості, узгоджена з сортаментом листової сталі. Таким чином, зручніше одразу задаватись « $h_{\omega}$ ». Аналізуючи все вищесказане, приймаємо  $h_{\omega} = 1250 \text{ мм} = 125 \text{ см}$ , при цьому підходить  $h_{\text{констр.},2}$ , тобто з'єднання балок Б1 і Б2 в одному рівні. Якщо прийняти  $h_{\omega} \approx h$ , то виходить, що умова  $h = (\pm 5 \dots 10\%)h_{\text{онт}}$  не забезпечена, тобто, що висота балки Б2 не відповідає умові мінімальної витрати сталі - переріз буде працювати з недонапруженням  $\Delta > 5\%$ , тобто зі збільшеним запасом міцності, ніж рекомендують норми [1] для складених перерізів. В подальшому розрахунку потрібно або залишити дану сталь і отримати переріз з недонапруженням  $> 5\%$  (як правило), або змінити (зменшити) марку сталі (цей прийом зменшить  $h_{\text{мін}}$ ), або передбачити попереднє напруження балки. В нашому випадку залишаємо марку сталі без зміни (С345) і рахуємо далі. Визначаємо  $t_{\omega}$  з двох умов:

$$t_{\omega} \geq 1,5 \cdot Q_{\text{max}} / h_{\omega} R_s \gamma_c = 1,5 \cdot 899,3 / 125 \cdot 18,27 \cdot 1 = 0,6 \text{ см},$$

де  $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 31,5 = 18,27 \text{ кН/см}^2$ ;

$$t_{\omega} \geq (h_{\omega} / 5,5) \cdot \sqrt{R_y / E} = (125 / 5,5) \cdot \sqrt{31,5 / 2,06 \cdot 10^4} = 0,9 \text{ см}.$$

Раніше визначено:  $t_{\omega} = 1 \text{ см}$ . Остаточню приймаємо  $t_{\omega} = 10 \text{ мм}$  (узгоджено з сортаментом). Отже, розміри стінки  $h_{\omega} \times t_{\omega} = 1250 \times 10 \text{ мм}$ .

Визначаємо розміри полицок:

$$A_{f, \text{nm}} = \frac{W_{\text{nm}}}{h_{\omega}} - \frac{1}{6} \cdot h_{\omega} \cdot t_{\omega} = \frac{8086}{125} - \frac{1}{6} \cdot 125 \cdot 1 = 43,9 \text{ см}^2;$$

Конструктивні межі:  $t_f \leq 3t_{\omega}$ ;  $b_f = (1/3 \dots 1/5)h_{\omega} = (1/3 \dots 1/5) \cdot 125 = 41,7 \dots 25 \text{ см}$ ;  $t_f \leq 30 \text{ мм}$ . Призначаємо конструктивно мінімальне значення  $b_f = 250 \text{ мм}$  (узгоджено з сортаментом листової сталі), тоді  $t_f = A_{f, \text{нт}} / b_f = 43,9 / 25 = 1,76 \text{ см}$ . Приймаємо (попередньо)  $t_f = 18 \text{ мм}$ . Отже, виходить  $b_f \times t_f = 250 \times 18 \text{ мм}$  (товщина  $t_f$  також узгоджена з сортаментом). Перевіряємо місцеву стійкість полицки:

$$b_{\text{ef}} / t_f \leq 0,5 \sqrt{E / R_y},$$

тут  $b_{\text{ef}} = (b_f - t_{\omega}) / 2 = (25 - 1) / 2 = 12 \text{ см}$ .

Отже,

$$12 / 1,8 = 6,7 < 0,5 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 31,5} = 12,8.$$

Умова виконується, тобто місцева стійкість стиснутої полицки забезпечена.

Перевірка міцності перерізу:

$$I_x = \frac{t_{\omega} \cdot h_{\omega}^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_{\omega} + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot 25 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{125 + 1,8}{2} \right)^2 = 524520 \text{ см}^4;$$

$$W_x = 2I_x/h = 2 \cdot 524520/128,6 = 8157 \text{ см}^3 > W_{nm},$$

де  $h = h_{\omega} + 2t_f = 125 + 2 \cdot 1,8 = 128,6 \text{ см}$ .

$$\begin{aligned} \sigma &= 1,03 \cdot M_{\max}/W_x = 1,03 \cdot 247290/8157 = \\ &= 31,2 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 31,5 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

$$\Delta = \frac{R_y \gamma_c - \sigma}{R_y \gamma_c} \cdot 100\% = \frac{31,5 - 31,2}{31,5} \cdot 100\% = 0,95\% < 5\%.$$

Недонапруження « $\Delta$ » при мінімальних розмірах полицок виявилось в межах норми (п. 1.9 [1]), але для високоміцних сталей ця умова не завжди виконується.

Отже, приймаємо  $h_{\omega} \times t_{\omega} = 1250 \times 10 \text{ мм}$ ;  $b_f \times t_f = 250 \times 18 \text{ мм}$ . Площа перерізу  $A = A_{\omega} + 2A_f = 125 \cdot 1 + 2 \cdot 25 \cdot 1,8 = 215 \text{ см}^2$ .

### 7.4.3 Змінення перерізу балки по довжині

Розрахунок виконуємо у відповідності з рис. 7.3 і 7.4. Місце змінення перерізу

$$x = (1/6 \dots 1/7)L = 1/6 \cdot L = (1/6) \cdot 11 = 1,83 \text{ м}.$$

Розрахункові зусилля:

$$M_x = R_{B2} \cdot x - q_{B2} \cdot x^2 / 2 = 899,3 \cdot 1,83 - 163,5 \cdot 1,83^2 / 2 = 1371,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_x = R_{B2} - q_{B2} \cdot x = 899,3 - 163,5 \cdot 1,83 = 600 \text{ кН}.$$

Потрібний момент опору в місці змінення перерізу:

$$W_{x1} = M_x / R_{\omega y} \gamma_c = 137190 / 26,8 \cdot 1 = 5119 \text{ см}^3,$$

тут  $R_{\omega y} = 0,85 \cdot R_y = 0,85 \cdot 31,5 = 26,8 \text{ кН/см}^2$ .

Геометричні характеристики зменшеного перерізу:

$$A_{f1} = \frac{W_{x1}}{h_{\omega}} - \frac{1}{6} \cdot h_{\omega} \cdot t_{\omega} = \frac{5119}{125} - \frac{1}{6} \cdot 125 \cdot 1 = 20,1 \text{ см}^2;$$

$$b_{f1} = A_{f1} / t_f = 20,1 / 1,8 = 11,2 \text{ см};$$

тут товщина полицки  $t_f$  залишається без зміни.

Конструктивні вимоги:

$$\begin{aligned} b_{\Pi} &\geq 0,5b_f = 0,5 \cdot 250 = 125 \text{ мм}; \quad b_{\Pi} \geq h_{\omega}/10 = 1250/10 = 125 \text{ мм}; \\ &b_{\Pi} = 180 \dots 200 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Остаточного приймаємо  $b_{\Pi} = 180 \text{ мм}$  (рис. 7.5).

Перевірка зведеного напруження в місці змінення перерізу:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_{f1} \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot 18 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{125 + 1,8}{2} \right)^2 = 423227 \text{ см}^4.$$

$$\sigma_{x1} = \frac{M_x \cdot h_w}{2I_{x1}} = \frac{137190 \cdot 125}{2 \cdot 423227} = 20,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{x1} = Q_x / h_w \cdot t_w = 600 / 125 \cdot 1 = 4,8 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{x1}^2 + 3\tau_{x1}^2} = \sqrt{20,3^2 + 3 \cdot 4,8^2} = 21,9 \text{ кН/см}^2 < 1,15R_y \gamma_c = 1,15 \cdot 31,5 \cdot 1 = 36,2 \text{ кН/см}^2.$$

Умова міцності виконується.

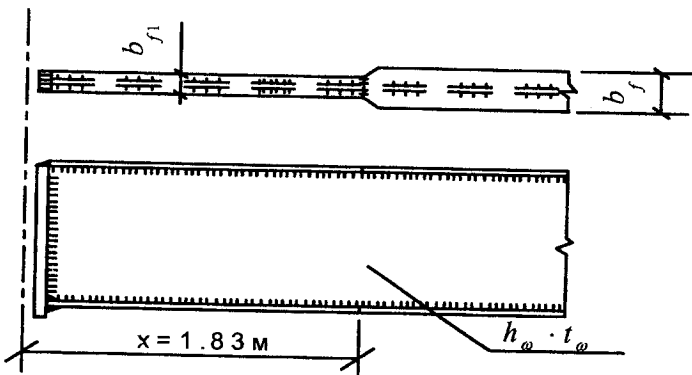


Рис. 7.5. Змінення перерізу балки

#### 7.4.4. Перевірка міцності перерізу балки на опори

Перевірку виконуємо за формулою Журавського

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S_{н.н.}}{I_{x1} \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

$$\text{де } S_{н.н.} = \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} + b_{f1} \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right) = \frac{1 \cdot 125^2}{8} + 18 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{125 + 1,8}{2} \right) = 4007 \text{ см}^3,$$

$R_s = 18,27 \text{ кН/см}^2$  (раніше визначено).

Отже,

$$\tau = \frac{899,3 \cdot 4007}{423227 \cdot 1} = 8,5 \text{ кН/см}^2 < R_s \cdot \gamma_c = 18,27 \text{ кН/см}^2.$$

Умова міцності виконується.

#### 7.4.5. Перевірка місцевої стійкості стиснутих елементів балки

А. Стиснутої (верхньої) полицки. Місцева стійкість забезпечена, перевірка виконувалась в пункті 7.4.2 при підбиранні перерізу балки Б2.

Б. Для перевірки місцевої стійкості стінки визначаємо її умовну гнучкість:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{R_y/E} = \frac{125}{1} \cdot \sqrt{31,5/2,06 \cdot 10^4} = 4,9 > 3,2,$$

де  $h_{ef} = h_w$  (для зварних балок).

Отже, необхідне встановлення поперечних ребер жорсткості на відстані

$$a_{\max} = 2 \cdot h_w = 2 \cdot 125 = 250 \text{ см}.$$

Приймаємо такий крок ребер жорсткості, який був би не більший за  $a_{\max}$  і узгоджений (по можливості) з кроком балок настилу.

У нас: приймаємо

$$a_1 = 2 \cdot a_{\text{мет}} = 2 \cdot 110 = 220 \text{ см} < a_{\max} = 250 \text{ см},$$

тобто ребра жорсткості розташовуємо не під кожною балкою Б1, а через одну. Попередні розрахунки показали, що треба прийняти з'єднання балок Б1 і Б2 в одному рівні, в нашому випадку частина балок Б1 буде прикріплюватись до ребер жорсткості за допомогою болтів грубої точності, а інша частина балок Б1 буде спиратись на монтажні столики (розрахунки далі).

Розміри ребер жорсткості:

$$b_p = (h_{ef}/30) + 40 = (1250/30) + 40 = 81,7 \text{ мм},$$

приймаємо  $b_p = 90 \text{ мм}$ ;

$$t_p = 2b_p \cdot \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 9 \cdot \sqrt{31,5/2,06 \cdot 10^4} = 0,71 \text{ см},$$

приймаємо  $t_p = 8 \text{ мм}$ .

Отже,  $b_p \times t_p = 90 \times 8 \text{ мм}$  (рис. 7.6).

Після встановлення ребер жорсткості перевіряємо місцеву стійкість відсіків стінки. Для спрощення розрахунків перевіряємо місцеву стійкість другого відсіку стінки в місці змінення перерізу балки на відстані  $x = 1,83 \text{ м}$ , тоді

$$\sigma = \sigma_{x1} = 20,3 \text{ кН/см}^2; \tau = \tau_{x1} = 4,8 \text{ кН/см}^2.$$

Критичні нормальні « $\sigma_{cr}$ » і дотичні « $\tau_{cr}$ » напруження:

$$\delta = (\beta \cdot b_{j1} / h_{ef}) \cdot (t_f / t_w)^3 = (0,8 \cdot 18 / 125) \cdot (1,8 / 1,0)^3 = 0,67,$$

тут  $\beta = 0,8$ ,  $c_{cr} = 30$  (табл. 5.3 або табл.21 [1]).

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot R_y / \bar{\lambda}_w^2 = 30,0 \cdot 31,5 / 4,9^2 = 39,4 \text{ кН/см}^2.$$

Відношення більшої сторони відсіку до меншої дорівнює:

$$\mu = a_1 / h_w = 220 / 125 = 1,76; R_s = 18,27 \text{ кН/см}^2; \bar{\lambda}_{ef} = \bar{\lambda}_w = 4,9.$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu}\right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,76}\right) \cdot \frac{18,27}{4,9^2} = 9,8 \text{ кН/см}^2.$$

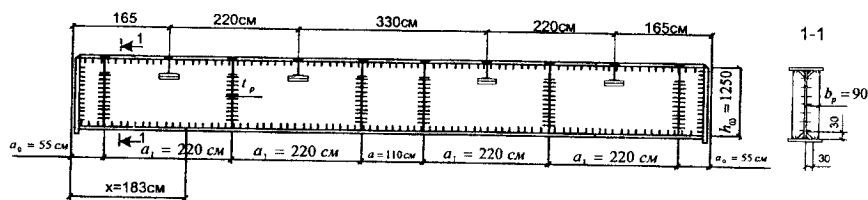


Рис. 7.6. Розташування ребер жорсткості балки Б2 і схема примикання балок Б1 до балки Б2

У розглядуваному відсіку відсутні локальні напруження ( $\sigma_{loc} = 0$ ), тому що балка Б1 примикає до балки Б2 збоку і спирається на монтажний столик із кутика. ( $\sigma_{loc} \neq 0$ , якщо балка Б1 спиралась би на верхній пояс балки Б2 і в стінці цієї балки було б відсутнє ребро жорсткості, в цьому випадку місцеву стійкість відсіку стінки ми перевіряли б за формулою 5.26 або 79 [1],  $\sigma_{loc} - 5,19$  або  $31$  [1],  $\sigma_{loc,cr} - 5,27$  або  $80$  [1]).

У нашому випадку перевірку місцевої стійкості відсіку стінки виконуємо за формулою (74 [1]):

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} = \sqrt{(20,3 / 39,4)^2 + (4,8 / 9,8)^2} = 0,71 < \gamma_c = 1.$$

Умова виконується, місцева стійкість стінки забезпечена.

#### 7.4.6. Розрахунок поясного шва балки

Зсувні зусилля на одиницю довжини балки:

$$T = Q_{\max} \cdot S_{f1} / I_{x1} = 899,3 \cdot 2054 / 423227 = 4,4 \text{ кН/см},$$

де

$$S_{f1} = b_{f1} \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right) = 18 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{125 + 18}{2} \right) = 2054 \text{ см}^3.$$

З'ясуємо розрахунковий переріз шва:

$$\beta_f \cdot R_{\omega f} = 1,1 \cdot 21,5 = 23,7 \text{ кН/см}^2 < \beta_z \cdot R_{\omega z} = \beta_z \cdot 0,45 R_{un} = \\ = 1,15 \cdot 0,45 \cdot 47 = 24,3 \text{ кН/см}^2.$$

де  $\beta_f, \beta_z$  - табл. 4.1 дод. 4 або табл. 34 [1], тут прийнято автоматичне зварювання;  $R_{\omega f}$  - табл. 4.2 дод. 4 або табл. 55, 56 [1];  $R_{un}$  - табл. 3.8 дод. 3 або табл. 51 [1].

Отже, розрахунковий переріз проходить по металу шва (1-1). Визначаємо катет шва:

$$k_f = T / 2\beta_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c = 4,4 / 2 \cdot 1,1 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1 = 0,1 \text{ см},$$

тут  $\gamma_{\omega f} = 1$  (для умов м. Вінниці, яка відноситься згідно з [1] до району II<sub>5</sub>).  
Приймаємо  $k_f = 6 \text{ мм}$  (табл. 4.4 дод. 4 або табл. 38 [1]).

#### 7.4.7. Розрахунок опорної частини балки

Приймаємо  $b_1 = b_{f1} = 18 \text{ см}$ ;

$$t_1 = R_{B2} / b_1 R_p \gamma_c = 899,3 / 18 \cdot 45,9 \cdot 1 = 1,1 \text{ см},$$

де  $R_p = R_{un} / \gamma_m = 47 / 1,025 = 45,9 \text{ кН/см}^2$ ;  $R_{un}$  - табл. 3.8 дод. 3 або табл. 51 [1].

Приймаємо  $t_1 = 12 \text{ мм}$  і перевіряємо опорну частину балки на стійкість:

$$\sigma = R_{B2} / \phi A_c \leq R_y \gamma_c \text{ (рис. 7.7).}$$

$$A_c = b_1 \cdot t_1 + b \cdot t_w = 18 \cdot 1,2 + 16,6 \cdot 1 = 38,2 \text{ см}^2,$$

де  $b = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 31,5} = 16,6 \text{ см}$  (прилегла частина стінки).

$$I_x = \frac{t_1 \cdot b_1^3}{12} + \frac{b \cdot t_w^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 18^3}{12} + \frac{16,6 \cdot 1^3}{12} = 586 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{I_x / A_c} = \sqrt{586 / 38,2} = 3,9 \text{ см};$$

$\lambda_x = h_p / i_x = 128,8 / 3,9 = 33 < \lambda_{\max} = 120$  ( $h_p$  - рис. 7.7).  $\varphi = 0,904$  (табл. 3.9 дод. 3 або табл. 72 [1]).

$$\sigma = 899,3 / 0,904 \cdot 38,2 = 26 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 31,5 \text{ кН/см}^2 (\gamma_c = 1).$$

Стійкість опорної частини балки забезпечена, приймаємо товщину опорного ребра  $t_1 = 12 \text{ мм}$ .

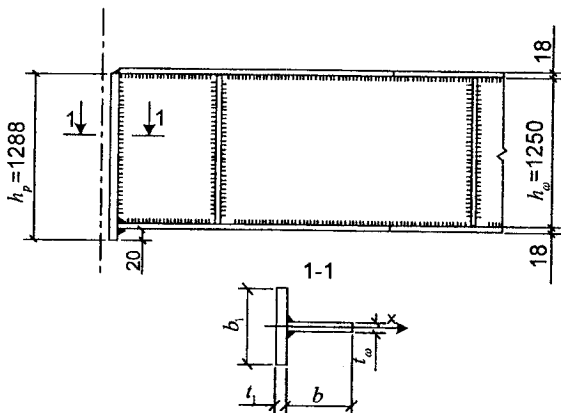


Рис. 7.7. Опорна частина балки

#### 7.4.8. Розрахунок монтажної стики балки

Із завдання беремо максимальну вагу відправної одиниці головної балки Б2  $G_{\max} = 1,42 \text{ т}$ . Визначаємо вагу балки:

$$G = (h_w \cdot t_w + 2b_f \cdot t_f) \cdot L \cdot \rho_{\text{мет}} = (125 \cdot 1 + 2 \cdot 25 \cdot 1,8) \cdot 1100 \cdot 7,85 / 1000 = 1857 \text{ кг} > G_{\max} = 1420 \text{ кг}.$$

Влаштуємо монтажний стик посередині довжини балки, тому що

$$G/2 = 1857/2 = 929 \text{ кг} < G_{\max} = 1420 \text{ кг},$$

крім того, в цьому місці немає ані ребер жорсткості, ані спирання балок настилу Б1.

а) Стик пояса.

$$M_f = M_1 \cdot \frac{I_f}{I_x} = 247290 \cdot \frac{361760}{524520} = 170555 \text{ кН} \cdot \text{см},$$



$$\text{тут } I_f = 2b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = 2 \cdot 25 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{125 + 1,8}{2} \right)^2 = 361760 \text{ см}^3; I_x - \text{ див.}$$

вище;  $M_1 = M_{\text{max}}$ .

Зусилля в поясах:

$$N_f = M_f / h_0 = 170555 / 126,8 = 1345 \text{ кН},$$

де  $h_0 = h_w + t_f = 125 + 1,8 = 126,8 \text{ см}$ .

Приймаємо діаметр болтів  $d = 18 \text{ мм}$ ,  $A_{bn} = 1,92 \text{ см}^2$  (табл. 4.8 дод. 4 або табл. 62 [1]).

Несуча здатність одного високоміцного болта:

$$Q_{bh} = R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bh} \cdot \mu / \gamma_n = 94,5 \cdot 1 \cdot 1,92 \cdot 0,42 / 1,02 = 74,7 \text{ кН},$$

де  $R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun} = 0,7 \cdot 135 = 94,5 \text{ кН/см}^2$  (сталь болтів 38ХС, табл. 4.9 дод. 4 або табл. 61 [1]); попередньо приймаємо  $\gamma_b = 1$  ( $\gamma_b = 0,8$  при  $n < 5$ ;  $\gamma_b = 0,9$  при  $5 \leq n < 10$ ;  $\gamma_b = 1$  при  $n \geq 10$ );  $\mu$  – коефіцієнт тертя,  $\mu = 0,42$ ;  $\gamma_n = 1,02$  (табл. 4.10 дод. 4 або табл. 36 [1]).

Отже, кількість болтів на одній половині стику:

$$n \geq N_f / Q_{bh} k \gamma_c = 1345 / 74,7 \cdot 2 \cdot 1 = 9 \text{ шт.}$$

Приймаємо  $n = 10$  болтів (приймається парна кількість).  $\gamma_b = 1$  - залишається без зміни;  $k = 2$  - кількість поверхонь тертя.

Прийнято конструктивно накладки,  $A_n \geq A_f$ ;  $47 > 45 \text{ см}^2$  (рис. 7.8).

Перевірка ослаблення:

- накладок (рис. 7.8),  $A_f = 25 \cdot 1,8 = 45 \text{ см}^2$ .

$$A_{f, \text{накл.}} = (25 \cdot 1 + 2 \cdot 1 \cdot 11 - 2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 1,9) = 39,4 \text{ см}^2 > 0,85 \cdot A_f = 0,85 \cdot 45 = 38,3 \text{ см}^2$$

Умова міцності накладок виконується.

- пояса:

$$A_{f, n} = (25 \cdot 1,8 - 2 \cdot 1,8 \cdot 1,9) = 38,16 \text{ см}^2 < 0,85 \cdot A_f = 38,3 \text{ см}^2.$$

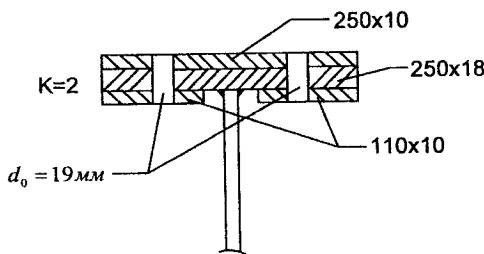


Рис. 7.8. Стык пояса

Умова міцності ослаблених поясів не виконується. Для забезпечення міцності треба або збільшити площу перерізу поясів (що в даному випадку недоцільно), або зменшити діаметр болтів. Робимо перерахунок. Приймаємо  $d = 16$  мм;  $d_0 = 17$  мм;  $A_{bh} = 1,57$  см<sup>2</sup> (табл. 4.8 дод. 4 або табл. 62 [1]).

$$Q_{bh} = 94,5 \cdot 1 \cdot 1,57 \cdot 0,42 / 1,02 = 61,1 \text{ кН};$$

$$n = N_f / Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c = 1345 / 61,1 \cdot 2 \cdot 1 = 11 \text{ шт.}$$

Приймаємо  $n = 12$  болтів на одній півнакладці і перевіряємо ослаблення поясів (ослаблення накладок перевіряти не треба, тому що і при  $d_0 = 19$  мм умова міцності накладок була забезпечена).

$$A_{f,n} = (45 - 2 \cdot 1,8 \cdot 1,7) = 38,9 \text{ см}^2 > 0,85 \cdot A_f = 38,3 \text{ см}^2.$$

Нарешті, умова міцності ослаблених поясів забезпечена. Отже, приймаємо  $n = 12$  болтів,  $\varnothing 16$  мм на одній половині стику (рис. 7.9).

б) Стик стінки.

$$M_{\omega} = M_1 \cdot \frac{I_{\omega}}{I_x} = 247290 \cdot \frac{162760}{524520} = 76735 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

тут  $M_1 = M_{\max}$ ;  $I_{\omega} = 1 \cdot 125^3 / 12 = 162760$  см<sup>4</sup>. Поперечна сила в місці стику  $Q_1 = 0$ .

$$a_{\max} = h_{\omega} - 2 \cdot (t_n + 10) - 2 \cdot 4d_0 = 1250 - 2 \cdot (10 + 10) - 2 \cdot 4 \cdot 17 = 1074 \text{ мм},$$

тут  $d_0 = 17$  мм при  $d = 16$  мм.

Приймаємо  $a_{\max} = 1080$  мм. Відстань між болтами (табл. 4.11 дод. 4 або табл. 39 [1]):

$$a = (3 \dots 8) \cdot d_0 = (3 \dots 8) \cdot 17 = 51 \dots 136 \text{ мм}.$$

Кількість кроків болтів у вертикальному ряду:

$$c = a_{\max} / a = 1080 / 136 = 7,9,$$

при цьому кількість болтів:

$$k_1 = c + 1 = 7,9 + 1 = 8,9.$$

Приймаємо найближче парне число в більшу сторону, тобто  $k_1 = 10$ , при цьому:

$$c = k_1 - 1 = 10 - 1 = 9.$$

Коригуємо відстань:

$$a = a_{\max} / c = 1080 / 9 = 120 \text{ мм}.$$

Попередньо приймаємо кількість вертикальних рядів на одному боці стику  $m = 2$ . Виходить, що загальна кількість болтів  $n = k_1 \cdot m = 10 \cdot 2 = 20$  шт.

Згідно з формулою (1) (див. нижче):

$$a_1 = a = 12 \text{ см};$$



міцність болтового поля також не забезпечена, можна прийняти  $k_1 = 16$  болтів, при цьому  $a = a_{\max} / (k_1 - 1) = 1080 / 15 = 72$  мм, що також відповідає вимогам табл. 4.11 дод. 4 або табл. 39 [1]. Можна вчинити і по-іншому - прийняти попередню кількість болтів у вертикальному ряду  $k_1 = 10$  штук, але збільшити кількість вертикальних рядів болтів на одному боці стику, тобто  $m = 3$ . Тоді міцність найбільш напруженого крайнього болта дорівнюватиме:

$$N_{\max} = M_{\omega} \cdot \frac{a_{\max}}{m \cdot \sum a_i^2} = 76735 \cdot \frac{108}{3 \cdot 23760} = 116,3 \text{ кН} < Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c = 61,1 \cdot 2 \cdot 1 = 122,2 \text{ кН}.$$

Нарешті, міцність болтового поля стінки забезпечена, прийнято  $d = 16$  мм,  $k_1 = 10$  болтів,  $m = 3$  (рис. 7.9).

**Примітка.** Якщо в місці стику балки крім згинального моменту  $M_1$  буде діяти поперечна сила  $Q_1$  (вона сприймається тільки болтовим полем стінки), то міцність найбільш напруженого крайнього болта стінки перевіряється за формулою

$$T = \sqrt{N_{\max}^2 + V^2} \leq Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_c, \text{ де } V = Q_1 / k_1 \text{ т.}$$

#### 7.4.9. Розрахунок вузлів з'єднання балок Б1 і Б2

Балки Б1 і Б2 кріпляться між собою двома способами (рис. 7.6).

**Перший спосіб.** Балка Б1 прикріплюється до ребра жорсткості балки Б2 за допомогою болтів грубої точності, клас точності 4.6;  $d = 20$  мм,  $d_0 = 22$  мм.  $n_s$  - кількість площин зрізу,  $n_s = 1$ ;  $R_{bs} = 150$  МПа (табл. 4.5 дод. 4 або табл. 58 [1]);  $R_{bp} = 645$  МПа;  $\gamma_b = 0,9$  (табл. 4.7 дод. 4 або табл. 35 [1]);  $A = \pi \cdot d^2 / 4 = 3,14 \cdot 2^2 / 4 = 3,14$  см<sup>2</sup>.

Несуча здатність болта:

- на зріз  $N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s = 150 \cdot 0,9 \cdot 3,14 \cdot 1 = 42,4$  кН;

- на зминання  $N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t = 645 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 0,65 = 75,5$  кН,

тут  $\sum t = t_{cm} = 0,65$  см ( $t_{cm}$  - товщина стінки двотавра №30,  $t_{cm} < t_p$ ).

$$N_{b,\min} = N_{bs} = 42,4 \text{ кН}.$$

Кількість болтів:  $n = 1,2 \cdot R_{B1} / N_{b,\min} \gamma_c = 1,2 \cdot 89,9 / 42,4 = 2,5$  шт. Приймаємо  $n = 3$  болти (рис. 7.10).

**Другий спосіб.** Балка Б1 прикріплюється до балки Б2 за допомогою опорного столика, який сприймає опорний тиск балки Б1. Торець балки Б1 кріпиться до стінки балки Б2 на болтах за допомогою кутиків (болти приймаються конструктивно - 2 болти  $\varnothing 16 \dots 18$  мм з кожного боку балки Б1). Опорний столик приймається з таких умов:

- при реакції балки Б1  $R_{B1} < 100$  кН столик приймається з  $\perp 100 \times 8$  і

має розміри  $100 \times 40 \times 8$ ,  $l = 200$  мм;

- при  $R_{B1}$  від 100 до 250 кН - з  $\angle 160 \times 14$  і має розміри  $160 \times 40 \times 14$ ,  $l = 240$  мм;

- при  $R_{B1}$  від 250 до 400 кН - з  $\angle 200 \times 16$  і має розміри  $200 \times 50 \times 16$ ,  $l = 240$  мм.

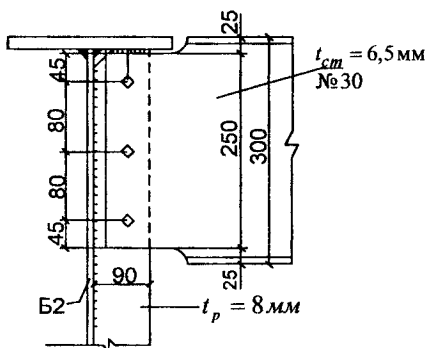


Рис. 7.10. З'єднання балок Б1 і Б2 на болтах грубої точності

При реакції балки Б1  $R_{B1} = 150 \dots 200$  кН і більше до торця цієї балки приварюється опорне ребро. На рис. 7.11 показано **другий спосіб** кріплення балок Б1 і Б2.

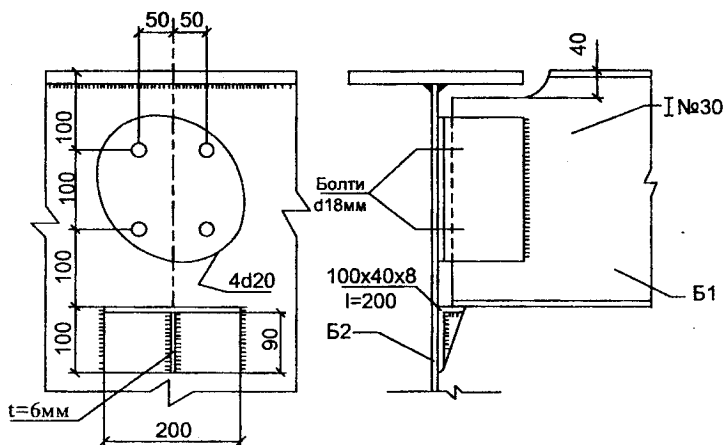


Рис. 7.11. Кріплення балки настилу Б1 до головної балки Б2 за допомогою опорного столика  $100 \times 40 \times 8$  з  $\angle 100 \times 8$  і 2-х болтів  $\varnothing 18$

## 7.5. Розрахунок і конструювання центрально стиснутої колони К1

Низ колони має відмітку  $H_1 = -0,3$  м. Із завдання  $H = 12$  м;

$$h_{\text{буд}} = h_{B2} + t_n = 128,6 + 1,1 = 129,7 \text{ см.}$$

Геометрична довжина колони:

$$l = H - h_{\text{буд}} - H_1 = 1200 - 129,7 - (-30) = 1100,3 \text{ см.}$$

Розрахункова довжина:  $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 0,7 \cdot 1100,3 = 770 \text{ см.}$

Навантаження на колону:  $N = 2 \cdot R_{B2} = 2 \cdot 899,3 = 1799 \text{ кН}$  (рис. 7.12).

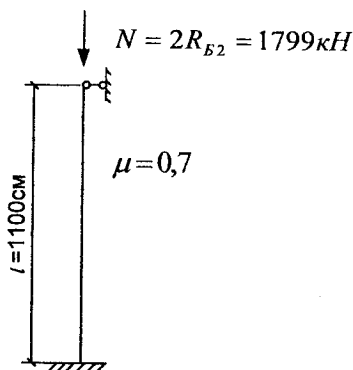


Рис. 7.12. Схема колони

### 7.5.1. Підбирання перерізу із двох швелерів або двох двотаврів

$R_y = 230 \text{ МПа}$  (С235, табл. 3.8 дод. 3 або табл. 51 [1], фасон,  $t = 2 \dots 20 \text{ мм}$ ; лист,  $t = 2 \dots 20 \text{ мм}$ );  $\gamma_c = 1$  (табл. 6 [1]).

Задаємось  $\varphi = 0,6 \dots 0,8$ . У нас  $\varphi = 0,8$ .

$$A_{nm} = N / \varphi R_y \gamma_c = 1799 / 0,8 \cdot 23 \cdot 1 = 97,8 \text{ см}^2.$$

Із сортаменту приймаємо 2 швелери № 36У (табл. 2.3 дод. 2)  $A = 2A_1 = 2 \cdot 53,4 = 106,8 \text{ см}^2$ ;  $i_x = 14,2 \text{ см}$ ;  $i_y = i_1 = 3,1 \text{ см}$ ;  $z_0 = 2,68 \text{ см}$ ;  $I_{y1} = 513 \text{ см}^4$ ;  $h = 36 \text{ см}$ .

Перевірка стійкості відносно матеріальної осі  $x$ :

$\lambda_x = l_{ef,x} / i_x = 770 / 14,2 = 54 < \lambda_{\text{max}} = 120$ .  $\varphi = 0,823$  (табл. 3.9 дод. 3 або табл. 72 [1]).

$$\sigma = N / \varphi A = 1799 / 0,823 \cdot 106,8 = 20,5 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Ширина перерізу:  $b = m \cdot \frac{\alpha_x}{\alpha_y} \cdot h = 1,2 \cdot \frac{0,38}{0,44} \cdot 36 = 37,3 \text{ см}$  (для двотаврів

$\alpha_x = 0,41$ ;  $\alpha_y = 0,52$ ). Приймаємо  $b = 380 \text{ мм}$ .

Зазор між полицками швелерів:  $b_1 = b - 2b_f = 380 - 2 \cdot 110 = 160 \text{ мм}$

(рис. 7.13), при цьому  $b_{1, \min} = 100 \dots 150 \text{ мм}$ . Гнучкість гілки колони  $\lambda_1 = 30$ , але не більше  $0,6 \cdot \lambda_x = 0,6 \cdot 54 = 32,4$ , тобто  $\lambda_1 = 30$ . Відстань між планками на провіт:

$$l_d = \lambda_1 \cdot i_1 = 30 \cdot 3,1 = 93 \text{ см}.$$

Геометричні характеристики відносно осі  $y$ :

$$I_y = 2I_{y1} + 2A_1 \cdot (c/2)^2 = 2 \cdot 513 + 106,8 \cdot (32,64/2)^2 = 29471 \text{ см}^2,$$

тут  $c = b - 2z_0 = 38 - 2 \cdot 2,68 = 32,64 \text{ см}$ ;

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{29471/106,8} = 16,6 \text{ см}; \quad \lambda_y = l_{ef,y}/i_y = 770/16,6 = 46.$$

Зведена гнучкість:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{46^2 + 30^2} = 55 > \lambda_x = 54.$$

За  $\lambda_{ef} = 55$  із табл. 3.9 дод. 3 або табл. 72 [1] визначаємо  $\varphi = 0,821$ .

$$\sigma = 1799/0,821 \cdot 106,8 = 20,52 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість відносно обох осей забезпечена.

## 7.5.2. Розрахунок безрозкісної системи ґрат (планок)

Розміри планок приймаємо конструктивно (рис. 7.13)

$$d = (0,5 \dots 0,7)b = 0,6 \cdot b = 0,6 \cdot 38 = 22,8 \text{ см},$$

приймаємо  $d = 230 \text{ мм}$ ,  $t = 10 \text{ мм}$ . Умовна поперечна сила

$$Q_{fic} = A \cdot \beta \cdot \left( \frac{R_y}{60,81} - 0,15 \right) = 106,8 \cdot 1 \cdot \left( \frac{23}{60,81} - 0,15 \right) = 24,4 \text{ кН}, \text{ тут } \beta = 1.$$

Зусилля у швах планок дорівнюють:

$$F = Q_{fic} \cdot l_{d1}/2c = 24,4 \cdot 116/2 \cdot 32,64 = 43,4 \text{ кН},$$

тут  $l_{d1} = l_d + d = 93 + 23 = 116 \text{ см}$ .

$$M = Q_{fic} \cdot l_{d1}/4 = 24,4 \cdot 116/4 = 707,6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Приймаємо напівавтоматичне зварювання, тоді  $\beta_f = 0,9$ ;  $\beta_z = 1,05$  (табл. 4.1 дод. 4 або табл. 34 [1]);  $k_f, \min = 5 \text{ мм}$  ( $t_f$  - товщина полицки швелера, рівна  $12,6 \text{ мм}$ , табл. 4.4 дод. 4 або табл. 38 [1]);  $t$  - товщина планки, рівна  $10 \text{ мм}$ ;  $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$  (табл. 4.2 дод. 4 або табл. 55, 56 [1]);

$$R_{\omega z} = 0,45 \cdot R_{\text{ин}} = 0,45 \cdot 360 = 162 \text{ МПа}; \quad k_{f, \text{max}} = 1,2t = 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}.$$

Розрахунковий переріз ( $\beta_f \cdot R_{\omega f} = 0,9 \cdot 180 = 162 < \beta_z \cdot R_{\omega z} = 1,05 \cdot 162 = 171$ ) проходить по металу шва (розрахунок по 1-1). Геометричні характеристики перерізу шва при  $k_f = k_{f, \text{min}} = 5 \text{ мм}$ :

$$A_f = \beta_f \cdot k_f \cdot (d - 1) = 0,9 \cdot 0,5 \cdot (23 - 1) = 9,9 \text{ см}^2;$$

$$W_f = \beta_f \cdot k_f \cdot (d - 1)^2 / 6 = 0,9 \cdot 0,5 \cdot (23 - 1)^2 / 6 = 36,3 \text{ см}^3.$$

Перевірка напружень у шві:

$$\sigma_{\text{рівн.}} = \sqrt{\left(\frac{F}{A_f}\right)^2 + \left(\frac{M}{W_f}\right)^2} = \sqrt{(43,4/9,9)^2 + (707,6/36,3)^2} = 19,3 \text{ кН/см}^2 >$$

$$> R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2, \quad \text{тут } \gamma_{\omega f} = \gamma_c = 1.$$

Умова міцності не виконується, тому приймаємо  $k_f = 6 \text{ мм}$ , при цьому

$$A_f = 0,9 \cdot 0,6 \cdot (23 - 1) = 11,9 \text{ см}^2;$$

$$W_f = 0,9 \cdot 0,6 \cdot (23 - 1)^2 / 6 = 43,5 \text{ см}^3.$$

Знову перевіряємо напруження у шві:

$$\sigma_{\text{рівн.}} = \sqrt{\left(\frac{43,4}{11,9}\right)^2 + \left(\frac{707,6}{43,5}\right)^2} = 16,7 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2.$$

Умова міцності швів виконується при  $k_f = 6 \text{ мм}$ .

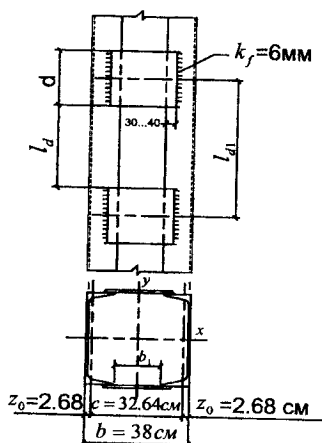


Рис. 7.13. До розрахунку планок колони



### 7.5.3. Розрахунок та конструювання оголовка (рис. 7.14)

Приймаємо конструктивно  $t_1 = 14 \dots 16$  мм;  $t_2 = 20$  мм. Тиск передається через опорні ребра балок ( $b_1 = b_{\text{п}} = 18$  см) по довжині

$$l_{\text{loc}} = b_1 + 2 \cdot (t_1 + t_2) = 18 + 2 \cdot (1,6 + 2) = 25,2 \text{ см.}$$

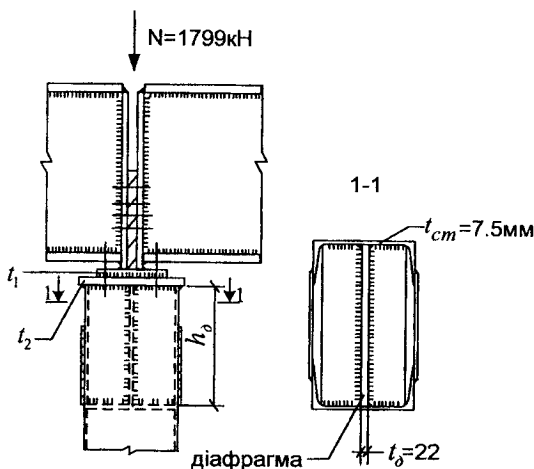


Рис. 7.14. До розрахунку оголовка

Товщина діафрагми дорівнює

$$t_{\text{Д}} = N / l_{\text{loc}} R_p \gamma_c = 1799 / 25,2 \cdot 35,1 \cdot 1 = 2 \text{ см,}$$

тут  $R_p = R_{\text{ун}} / \gamma_m = 360 / 1,025 = 351 \text{ МПа} = 35,1 \text{ кН} / \text{см}^2$ .

Приймаємо  $t_{\text{д}} = 22$  мм. Приймаємо прикріплення діафрагми до стінок швелерів швами  $k_f = 6$  мм (табл. 4.4 дод. 4 або табл. 38 [1]) і напівавтоматичним зварюванням; розрахунковий переріз проходить по металу шва (див. вище). Висота діафрагми:

$$h_{\text{Д}} = \left[ \frac{N}{4\beta_f k_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c} \right] + 1 = \left[ \frac{1799}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} \right] + 1 = 47,2 \text{ см.}$$

Конструктивно  $h_{\text{д}} = 300 \dots 500$  мм. (Якщо за розрахунком  $h_{\text{д}} > 500$  мм, то треба збільшити катет шва до  $k_{f, \text{max}} = 1,2t$ ). Перевіряємо умову

$$h_{\text{Д}} < 85\beta_f k_f.$$

У нас:  $47,2 > 85 \cdot 0,9 \cdot 6 = 459$  мм. Умова не виконується. Трохи збільшимо  $k_f = 7$  мм, тоді

$$h_D = [1799/4 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1] + 1 = 40,7 \text{ см} < 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,6 \text{ см}.$$

Остаточно приймаємо  $h_d = 410 \text{ мм}$ .

#### 7.5.4. Розрахунок та конструювання бази колони

Приймаємо до розрахунку бетон В7,5,  $R_b = 0,45 \text{ кН/см}^2$  (при В10  $R_b = 0,6 \text{ кН/см}^2$ ; при В12,5  $R_b = 0,75 \text{ кН/см}^2$ ; при В15  $R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$ ). Розрахунковий опір бетону фундаменту місцевому стисканню (зминанню):

$$R_{b,loc} = 1,2 \cdot R_b = 1,2 \cdot 0,45 = 0,54 \text{ кН/см}^2.$$

Ширина опорної плити (конструктивно):

$$B = h + 2t_{mp} + 2c = 360 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 80 = 540 \text{ мм},$$

тут  $h = 360 \text{ мм}$  (швелер № 36У),  $t_{mp} = 10 \text{ мм}$ ;  $c$  - звис,  $c = 80 \dots 120 \text{ мм}$ , у нас  $c = 80 \text{ мм}$ .

Площа опорної плити:

$$A_{pl} = N/R_{b,loc} = 1799/0,54 = 3331 \text{ см}^2.$$

Довжина опорної плити:

$$L = A_{pl}/B = 3331/54 = 61,7 \text{ см} = 620 \text{ мм}.$$

З умови розміщення гілок колони

$$L_{min} = b + 2c_1 = 380 + 2 \cdot 30 = 440 \text{ мм} (c_1 = 30 \dots 50 \text{ мм}).$$

З умови економічної витрати сталі на опорну плиту збільшимо клас бетону, приймаємо В10, тоді

$$R_b = 0,6 \text{ кН/см}^2; R_{b,loc} = 1,2 \cdot 0,6 = 0,72 \text{ кН/см}^2.$$

$L = N/BR_{b,loc} = 1799/54 \cdot 0,72 = 46,3 \text{ см} > L_{min} = 44 \text{ см}$ . ( $L < L_{min}$  не дозволяється).

Приймаємо  $L = 470 \text{ мм}$ .

Отже, приймаємо опорну плиту розмірами  $B \times L = 54 \times 47 = 2538 \text{ см}^2$ . Реактивний тиск фундаменту приймаємо в якості навантаження на опорну плиту, тобто

$$q = N/BL = 1799/54 \cdot 47 = 0,71 \leq R_{b,loc}.$$

Визначаємо згинальні моменти на ділянках 1, 2, 3 (рис. 7.15).

1. Відношення більшої сторони до меншої  $38/36 = 1,06$ . Із табл. 7.1  $\alpha = 0,052$ ;

$$M_1 = \alpha \cdot q \cdot h^2 = 0,052 \cdot 0,71 \cdot 36^2 = 47,8 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

тут  $h$  - менша сторона ділянки 1.

**Коефіцієнти  $\alpha$  при відношенні більшої сторони  
пластинки до меншої m/n**

m/n	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$\alpha$	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1

2. Відношення сторін ділянки (закріпленої до вільної):

$$c_1/h = 45/360 = 0,125.$$

Із табл. 7.2  $\beta = 0,009$ .  $M_2 = \beta \cdot q \cdot h^2 = 0,009 \cdot 0,71 \cdot 36^2 = 8,3 \text{ кН} \cdot \text{см}$ .

**Коефіцієнти  $\beta$  при відношенні закріпленої сторони пластинки  
до вільної  $C_1/h$**

$C_1/h$	0,1	0,3	0,5	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	> 2
$\beta$	0,005	0,037	0,06	0,088	0,097	0,107	0,112	0,12	0,126	0,132	0,133

3. Консольний звис.

$$M_3 = q \cdot c^2 / 2 = 0,71 \cdot 8^2 / 2 = 22,7 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{\max} = M_1 = 47,8 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

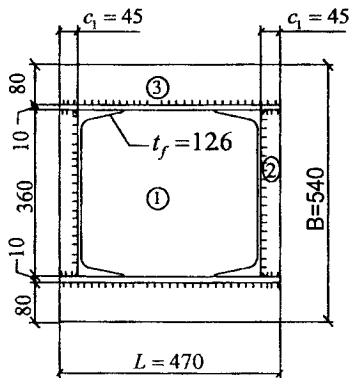


Рис. 7.15. База колони з траверсами

Товщина опорної плити:

$$t_p = \sqrt{6M_{\max}/R_y\gamma_c} = \sqrt{6 \cdot 47,8/22 \cdot 1} = 3,61 \text{ см}$$

( $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$  при товщині листа  $t = 21 \dots 40 \text{ мм}$ ).

Приймаємо  $t_p = 38 \text{ мм}$ . Конструктивно  $t_p = 20 \dots 40 \text{ мм}$ . Якщо за розрахунком  $t_p > 40 \text{ мм}$ , то треба передбачити встановлення на відповідній ділянці діафрагм. Висота траверси при  $k_f = 7 \text{ мм}$  (конструктивні межі  $k_{f,\min} = 5 \text{ мм}$  (табл. 4.4 дод. 4 або табл. 38 [1]),  $k_{f,\max} = 1,2t = 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$ ):

$$h_{TP} = \left[ N/4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \right] + 1 = \left[ 1799/4 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1 \right] + 1 = 40,7 \text{ см}.$$

Приймаємо  $h_{TP} = 410 \text{ мм}$  (конструктивно  $h_{TP} = 300 \dots 500 \text{ мм}$ ).

$$h_{TP} < 85\beta_f k_f; 410 < 85 \cdot 0,9 \cdot 7 = 536 \text{ мм}.$$

## 7.6. Робочі креслення робочої площадки

Загальний вигляд робочого креслення робочої площадки на стадії КМ (конструкції металеві) показано на с. 168. Креслення КМ виконуються в проектній організації і містять схему розташування елементів робочої площадки з поздовжнім і поперечним розрізами, конструктивні рішення елементів та їх розрізи і з'єднання, а також таблицю відомостей елементів і необхідні примітки.

Фрагменти робочого креслення КМ зображено на рис. 7.16...7.20.

Загальний вигляд робочого креслення робочої площадки на стадії КМД (конструкції металеві, деталювання) показано на с. 174. Креслення КМД виконуються у конструкторському бюро заводу-виробника. Перед виконанням креслень КМД на заводі ретельно вивчають креслення КМ, уточнюють технологічність конструкцій, порядок і методи виготовлення, членування їх на відправні елементи з урахуванням транспортування і монтажу, способи з'єднань, методи контролю виготовлення і захист від корозії.

Фрагменти робочого креслення КМД відправних елементів та їх монтажних вузлів, а також монтажну схему робочої площадки, специфікацію сталі відправних елементів і примітки зображено на рис. 7.21...7.25.



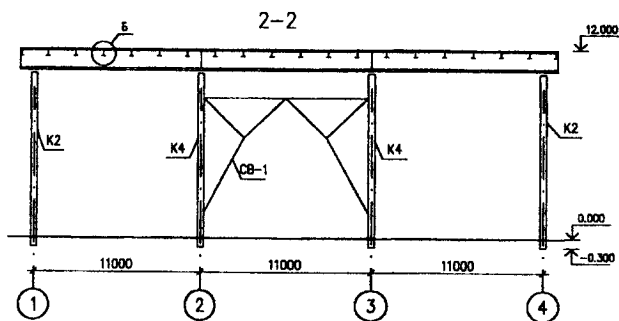
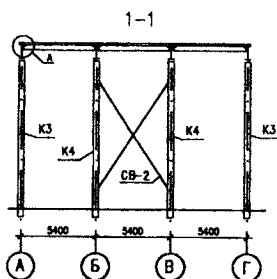
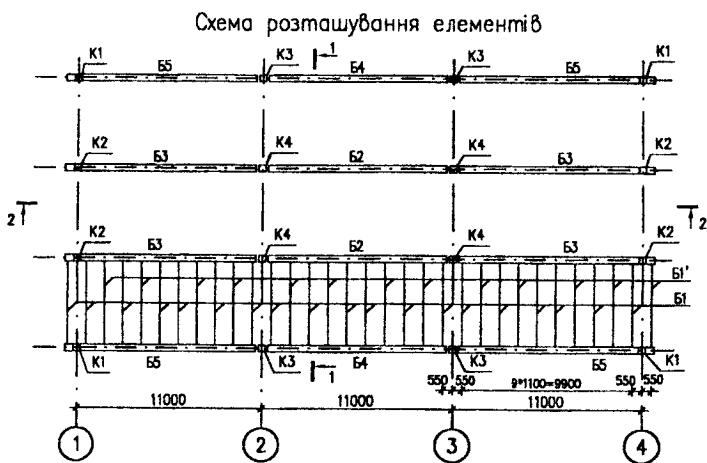


Рис. 7.16. План і розрізи робочої площадки

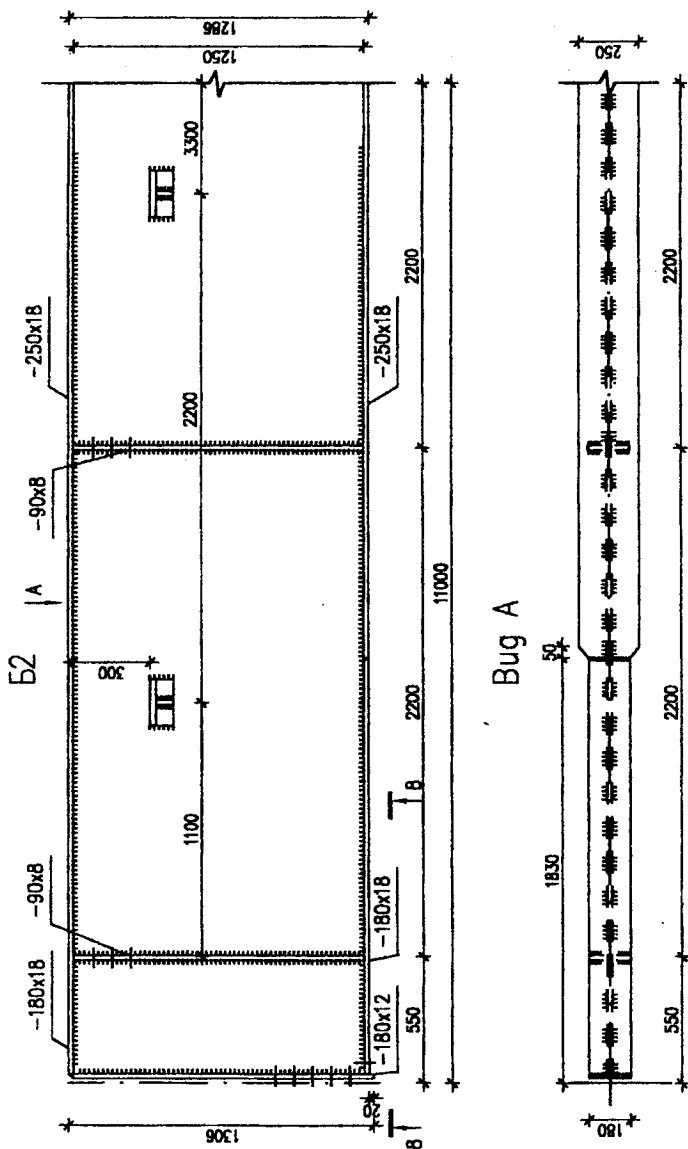


Рис. 7.17. Фрагмент креслення на стадії КМ головної балки Б2

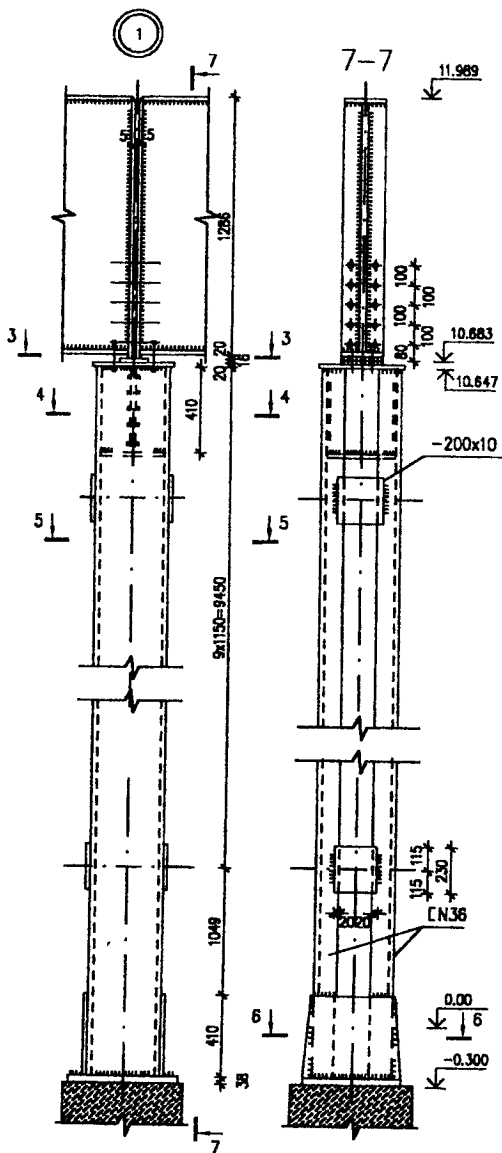


Рис. 7.18. Креслення колони K4 на стадії KM



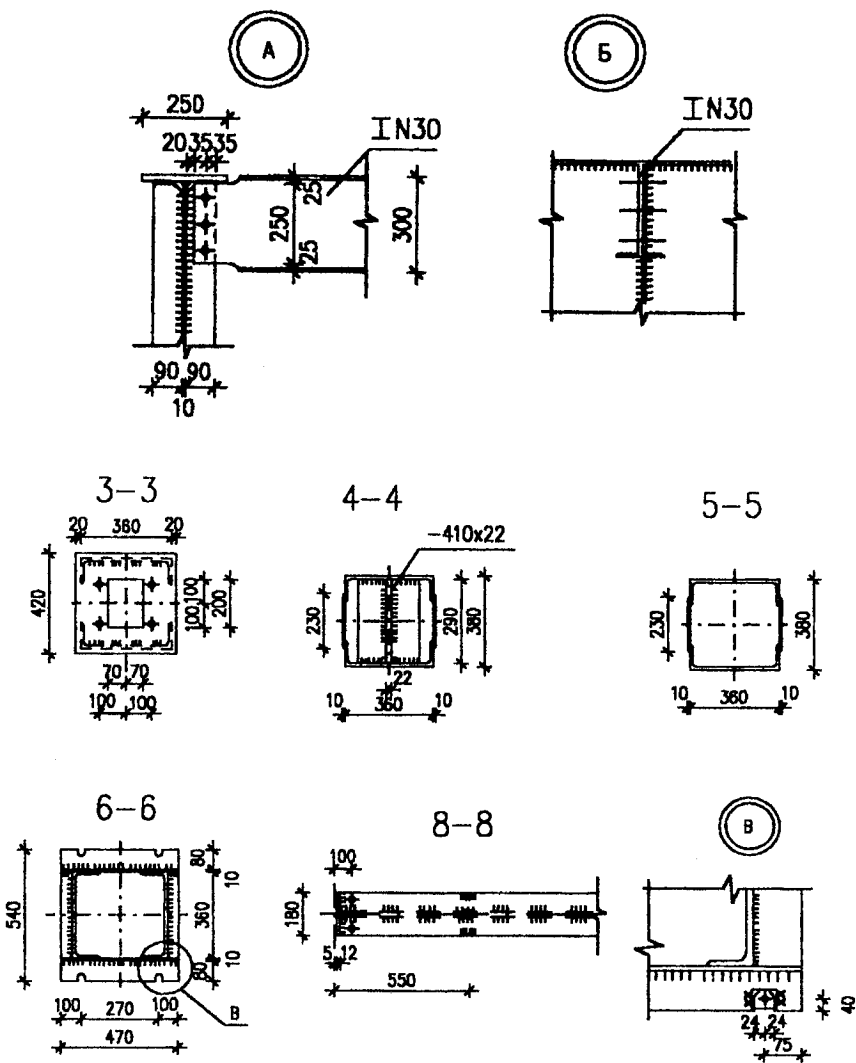


Рис. 7.19. Вузли і деталі елементів робочої площадки на стадії КМ

## Відомість елементів

Марка	Переріз		Зусилля			Кількість	Марка сталі	Примітка
			$M_{max}$ Кн м	N Кн	Q Кн			
Б1	⊥	⊥ №30			89,9	96	С345	
Б2	⊥	Складений			899,3	2	С345	
Б3	⊥	Складений				4	С345	
Б4	⊥	Складений				2	С345	
Б5	⊥	Складений				4	С345	
К1	□	2[№36У				4	С235	
К2	□	2[№36У				4	С235	
К3	□	2[№36У				4	С235	
К4	□	2[№36У		1799		4	С235	

1. Матеріал конструкцій: балок - С345, колон - С235
2. Матеріал з'єднань виконати на болтах нормальної точності ГОСТ 17509-70\*. Діаметри болтів вказані на кресленні.
3. Зварні шви виконати автоматом електродами Е50.
4. Всі електрозварні шви, що не вказані на кресленні, прийняти  $k_f = 5$  мм

Рис. 7.20. Відомість елементів і примітки до креслення на стадії КМ



### Монтажна схема

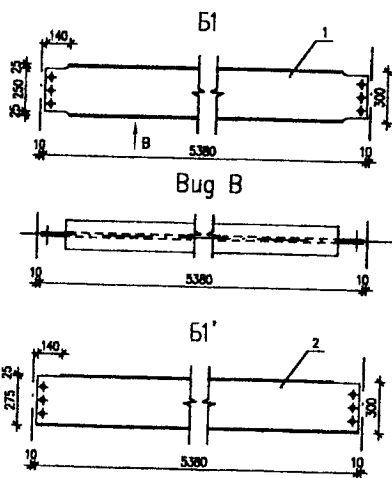
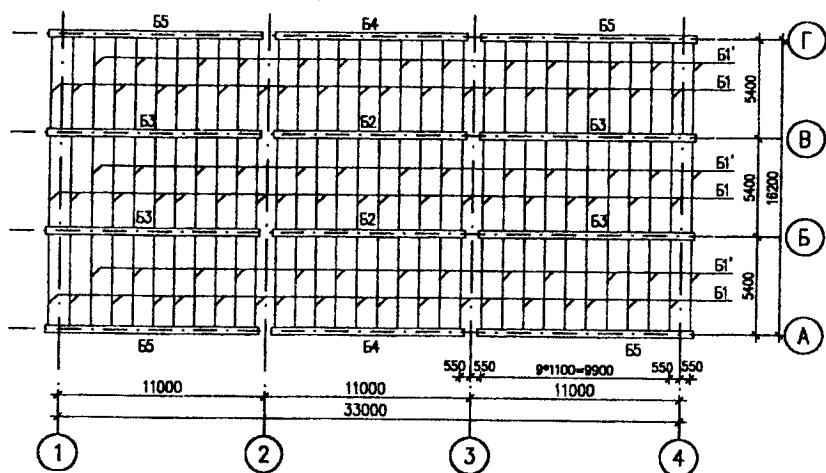


Рис. 7.21. Монтажна схема балок і креслення балок B1 і B1' на стадії КМД

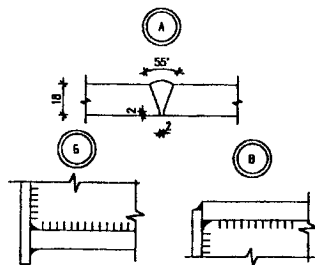
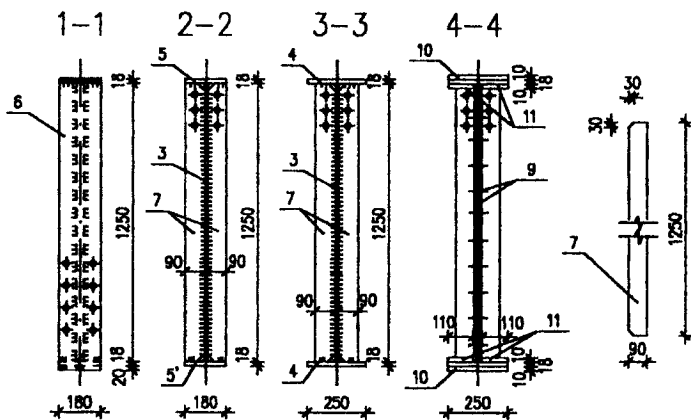
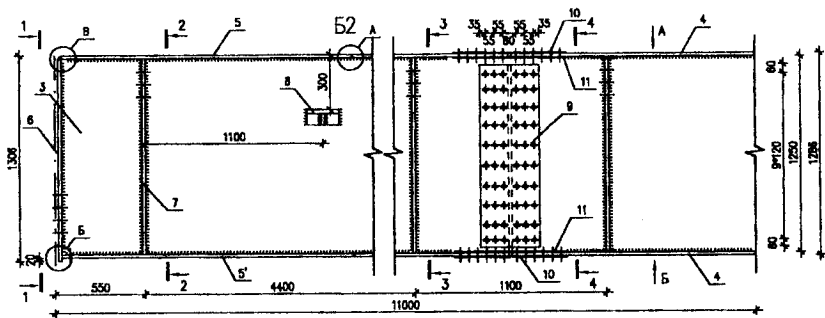


Рис. 7.22. Фрагмент креслення головної балки Б2 на стадії КМД

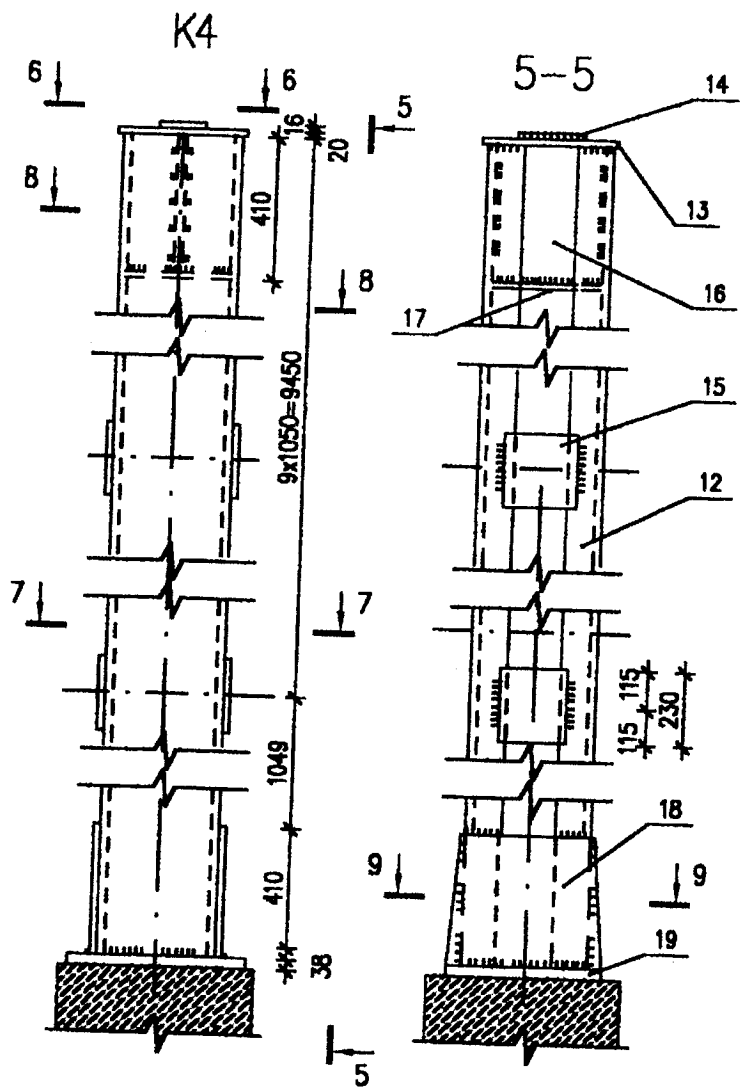


Рис. 23. Креслення колони К4 на стадії КМД

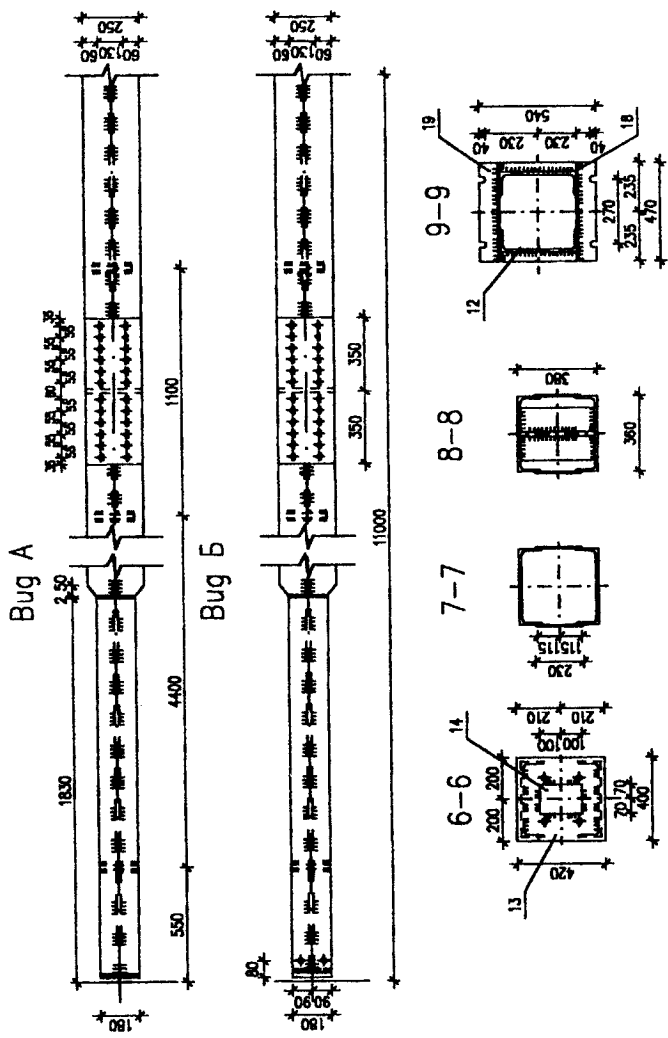


Рис. 7.24. Деталі креслення балки Б2 і колони К4 на стадії КМД

## Специфікація сталі на один елемент

Марка	N поз	Переріз	Довжина мм	Кільк		Маса, кг			Примітка
				Т	Н	позиц	Всіх	елем.	
Б1	1	I N30	5380	1		196.4	196.4	196	
Б1'	2	I N30	5380	1		196.4	196.4	196	
Б2	3	-1250x10	5483	2		538	1076	Всього з урахуванням 1% зборних швів 2044	фаска
	4	-250x18	3670	4		129.6	518.6		фаска
	5	-180x18	1811	2		46.1	92.2		фаска
	5'	-180x18	1811	2		46.1	92.2		фаска
	6	-180x12	1288	2		21.8	43.6		фаска
	7	-90x8	1250	12		7.1	84.8		стрізати
	8	L 100x40x8	200	8		2.92	23.4		
	9	-370x6	1200	2		20.9	41.8		
	10	-250x10	700	2		13.74	27.5		
	11	-110x10	700	4		6.0	24.2		
	К4	12	[ 36У	10909	2		457.1		914.2
13		-400x20	420	1		26.4	26.4		
14		-140x16	200	1		3.5	3.5		
15		-200x10	230	18		3.6	65		
16		-290x20	410	1		18.7	18.7		
17		-250x10	290	1		5.7	5.7		
18		-410x10	470	2		15.3	30.3		
19		-470x38	540	1		75.7	75.7		

1. Креслення розроблене на основі креслення КМ
2. Зварні шви балок виконують автоматом електродами Е50.
3. Всі зварні шви, що не вказані на кресленні, прийняти  $k_f=5\text{мм}$ .
4. Монтажний стик балки Б2 виконати на високоміцних болтах  $\varnothing 16\text{мм}$ .

Рис. 7.25. Специфікація сталі на елементи робочої площадки і примітки до креслення на стадії КМД



## 8. ФЕРМИ

### 8.1. Компонування конструкцій ферм

Фермою називають решітчасту конструкцію призначену, як і балка, для роботи переважно на згин. На відміну від балки ферма утворюється з окремих прямолінійних стержнів, зв'язаних між собою в геометрично незмінну систему, до якої навантаження прикладається переважно у вузлах. При вузловій передачі навантаження стержні ферми зазнають впливу тільки від осьових дій розтягальних або стискальних зусиль. Це дозволяє раціональніше, ніж у суцільній балці, використовувати матеріал. Ферми особливо вигідні в таких конструкціях, де за умовами жорсткості потрібна велика висота. Економічність переходу від суцільних балок до решітчастих ферм зростає із збільшенням прольоту конструкцій та зменшенням навантаження на неї.

Галузі застосування ферм дуже різноманітні. Вони можуть бути використані для покриття промислових та цивільних споруд, у прольотних конструкціях мостів, опорах ліній електропередач, будовах спортивного призначення та ін.

Ферми порівняно з суцільними балками економічніші за витратою металу, їм легко надати різноманітних обрисів, які потрібні за умовами технології, вони відносно прості у виготовленні.

Ферми можна класифікувати за такими ознаками, як призначення, статична робота, конструкція опор, обрис поясів, тип решітки і тип з'єднання елементів ферми.

За призначенням ферми ділять на - ферми кроквяні, підкроквяні, ферми мостів, ферми підйомних кранів, мачти електропередач та ін.

За статичною роботою конструкції ферм бувають - розрізні, консольні та нерозрізні (рис 8.1).

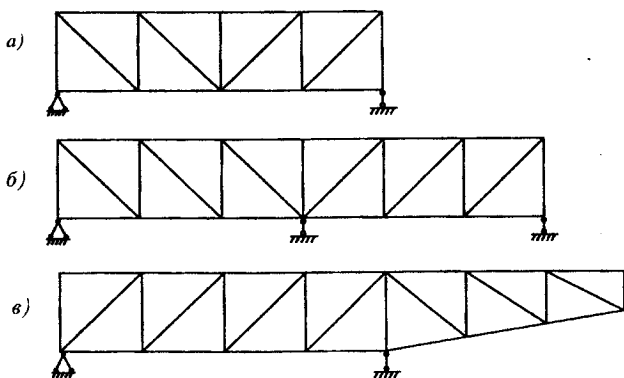


Рис. 8. 1. Статичні схеми ферм: а - розрізні; б - нерозрізні; в - консольні

За напрямком опорних реакцій і конструкцією опор ферми класифікують - розрізні аркові ферми, рамні ферми, балкові ферми (рис. 8.2).

За обрисом поясів: - із паралельними поясами, полігональними поясами, трапецеїдальними поясами, трикутні, сегментні (рис. 8.3).

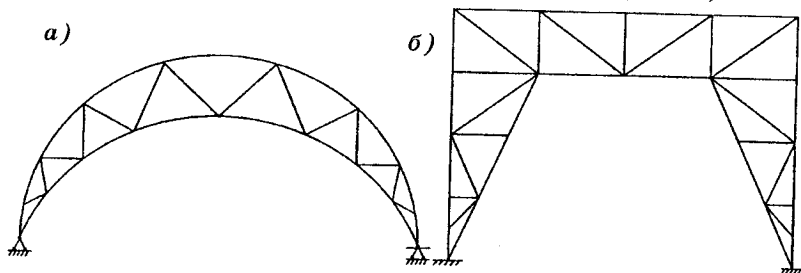


Рис. 8.2. Спеціальні види ферм: а - аркові; б - рамні

Вибір обрису поясів залежить від призначення ферм, від матеріалу покрівлі, від системи водовідведення, а також вибирається з економічних міркувань. У промислових спорудах із рулонними покрівлями найпоширенішими є кроквяні ферми полігонального обрису.

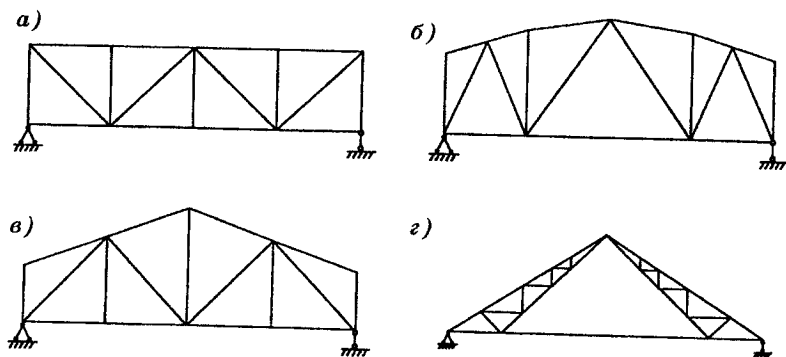


Рис. 8.3. Види ферм за обрисом поясів: а - з паралельними поясами; б - полігональними поясами; в - трапецеїдальними поясами; г - трикутні

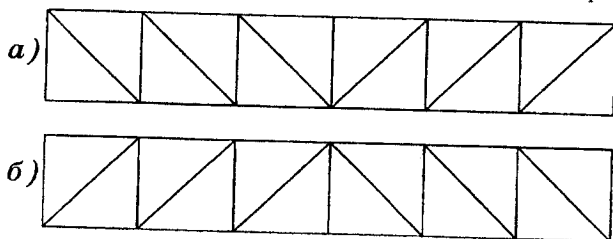


Рис. 8.4. Розкідні решітки ферм: а - низхідна; б - висхідна

Незмінність ферми при будь-якому навантаженні забезпечується решіткою, яка утворює у більшості випадків систему трикутників.

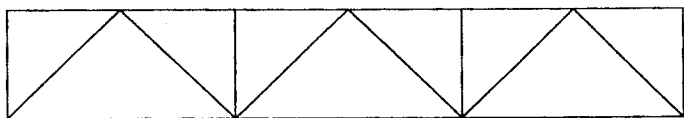


Рис. 8.5. Трикутна решітка з додатковими стояками

Решітку ферми називають розкісною, якщо вона утворена безперервним зигзагом розкосів і стояків, при цьому всі розкоси однієї половини ферми направлені в один бік. Розкісна решітка ферми буває низхідною та висхідною (рис. 8.4).

Решітку називають трикутною, якщо зигзаг утворено одними розкосами, спрямованими поперемінно у різні боки. Найчастіше використовують трикутну решітку з додатковими стояками (рис. 8.5), оскільки загальна довжина її зигзагу і кількість вузлів менші, ніж у розкісної решітки, а додаткові стояки зменшують панель ферми. В цій системі стояки для створення незмінності ферми не потрібні.

Застосовують також ферми із трикутною решіткою, яка має підвіски. У безпрогонових покриттях великопанельні залізобетонні плити завширшки 1,5 м спираються своїми ребрами не тільки у вузлах, але і в середині панелі, викликаючи у верхньому поясі ферми додатковий згинальний момент. В результаті переріз верхнього пояса може збільшуватися. У деяких випадках для ліквідації вказаного моменту доцільно вводити в решітку додаткові шпренгелі (рис. 8.6), які працюють на місцеве навантаження, усу-

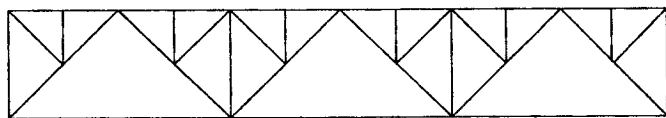


Рис. 8.6. Шпренгельна ферма

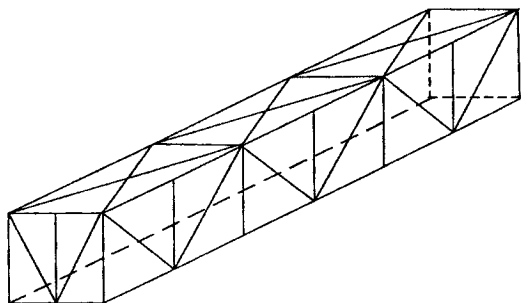


Рис. 8.7. Просторова ферма

ваючи таким чином вигин пояса. Завдяки шпренгельній решітці зменшується вага ферми, але майже подвоюється число стержнів і вузлів, що збільшує трудосмість виготовлення. Чим більший проліт і навантаження, тим менш раціональним є влаштування додаткових шпренгелів.

Якщо в фермах навантаження прикладається до верхнього та нижнього поясів, то влаштовують хрестову решітку (рис. 8.8). Значною жорсткістю відрізняються напіврозкісні (рис. 8.9) та ромбічні (рис. 8.10) решітки.

Всі ці три системи решіток застосовуються в мостобудівництві, спорудженні веж та щогл.

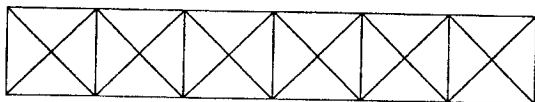


Рис. 8.8 – Ферма з хрестовою решіткою

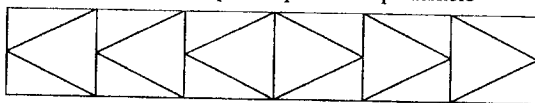


Рис. 8.9. Ферма з напіврозкісною решіткою

За структурою ферми можуть бути плоскими і просторовими (рис. 8.7). За типом з'єднання: зварними, клепанними, болтовими та змішаними. За конструктивною ознакою ферми можуть бути одноствінними легкими та двостінними важкими.

Важкі ферми з двостінними перерізами елементів застосовують у випадку, коли зусилля в поясах перевищують 2000 кН. Прикладом можуть бути ферми мостів, великопролітні ферми авіаскладальних цехів або суднобудівних елінгів, до яких підвішені крани та ін.

Генеральними розмірами ферми є:

- проліт  $L$  - відстань між центрами опор;
- висота у середині прольоту ( $h_{\phi}$ );
- висота на опорі ( $h_o$ ) (рис. 8.11).

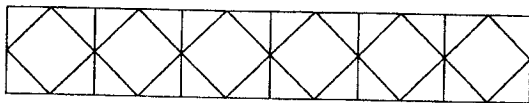


Рис. 8.10. Ферма з ромбічною решіткою

Вибір цих розмірів суттєво впливає на металомісткість ферми, вартість виготовлення, умови транспортування, швидкість монтажу. Прольоти кроквяних ферм, мостових кранів, гідротехнічних затворів визначаються технологічною чи архітектурною схемою споруди і уточнюються в залежності від типу з'єднання з сусідніми елементами.

Прольоти кроквяних ферм промислових цехів з метою стандартизації, уніфікації їх, як правило, приймають кратними 6 м, тобто 12, 18, 24, 30, 36 м. Для промислових споруд модульність обов'язкова. Для цивільних

споруд за умовами архітектурно-планувальних рішень прольоти ферм можуть назначатися будь-якими, але бажано приймати їх кратними 3 м.

Висота ферми  $h_f$  визначається з умов:

- мінімальної маси ферми;
- потрібної жорсткості;
- транспортування відправних елементів.

Найменшу вагу мають ферми тоді, коли вага пояса дорівнює вазі решітки. Найвигіднішим кутом нахилу розкосів до нижнього пояса у трикутній решітці є  $45-50^\circ$ . Напрямок першого опорного розкосу, що визначає всю систему решітки, може бути висхідним або низхідним. В практиці проектування промислових будівель для кроквяних ферм найчастіше застосовують висхідний опорний розкіс. При такому рішенні надійніше забезпечити жорсткість при роботі ферми як ригеля рами, конструктивно краще вирішуються опорний вузол і розміщення в'язей. Низхідний розкіс зі свого боку має перевагу в способі монтажу, тому що опорна точка розміщена вище центра ваги ферми.

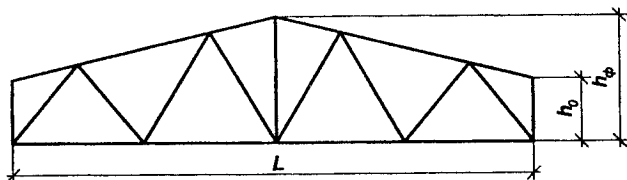


Рис. 8.11. Генеральні розміри ферм

## 8.2. Розрахунок і конструювання ферм

### 8.2.1. Збір навантажень

Кроквяні ферми розраховують на навантаження, що передаються на них у більшості випадків у вигляді зосереджених сил у вузлах. Для зручності розрахунку зусилля в елементах ферми визначають окремо для кожного виду навантаження.

Вертикальні навантаження, які діють на ферму, підрозділяють на:

- постійні (залежно від ваги покрівлі і власної ваги конструкцій, ваги прогонів, підвісної стелі);
- тимчасові-довготривалі (залежно від технологічного обладнання, підвішеного до ферм);
- тимчасові короточасні (снігові, вітрові від підвісного підйомно-транспортного устаткування).

Горизонтальні навантаження:

- навантаження від вітру, які встановлюються при схилах покриття більше  $30^\circ$ ;
- навантаження, яке виникає від гальмування підвісних кранів.

При крутих нахилах даху навантаження від власної ваги покрівлі дорівнює

$$q^n = q \cos \alpha, \quad (8.1)$$

де  $q$  - нормативне рівномірно розподілене навантаження на 1 кв.м похилої поверхні;  $\alpha$  - кут нахилу верхнього пояса до горизонталі.

Рівномірно розподілене навантаження, яке діє на 1 кв.м горизонтальної проекції покриття, приводиться до вузлів ферми їх добутком на вантажну площу одного вузла.

Зосереджену силу, яка діє на кожний вузол ферми, знаходить за формулою:

$$F = b \cdot \ell_m \cdot q^n \cdot \gamma_f, \quad (8.2)$$

де  $b$  - відстань між фермами (крок ферм);  $\ell_m$  - довжина панелі пояса ферми, до якого прикладено навантаження;  $\gamma_f$  - коефіцієнт надійності за навантаженням.

### 8.2.2. Визначення зусиль в елементах ферм

При розрахунку ферм роблять припущення: всі стержні з'єднані у вузлах шарнірно, що є реальним при малих співвідношеннях між висотою перерізу стержня і його довжиною.

Поздовжні зусилля в елементах ферми визначають методами будівельної механіки:

- методом вирізання вузлів;

- методом перерізів;

- графічним методом за допомогою побудови діаграм Максвелла - Кремони.

При дії декількох навантажень визначають розрахункові поєднання зусиль. Це є найбільші зусилля, які можуть виникнути при різних поєднаннях постійних та тимчасових навантажень.

При розрахунках ферм приймають припущення, що у всіх вузлах є ідеальні шарніри. Стержні такої ідеальної системи працюють тільки на основні зусилля. Напруження, знайдені при цих зусиллях, є основними.

Але у зв'язку з фактичною жорсткістю в стержнях ферми виникають додаткові напруження, що при відношенні висоти перерізу до довжини стержня, рівному 1/15 розрахунком не враховуються.

Руйнування ферми у більшості випадків відбувається від втрати стійкості стиснутих елементів. Втрата стійкості починається без появи будь-яких зовнішніх ознак до руйнування, як правило, не можна сказати, який елемент ферми втратить стійкість.

Зусилля в елементах ферм при різних комбінаціях навантажень в сучасній практиці проектування визначають за допомогою комп'ютерних програм, в основу яких покладено метод скінченних елементів.

### 8.2.3. Розрахункова довжина елементів ферм

У критичному стані втрата стійкості стиснутого стержня можлива у будь-якому напрямку. Розглянемо два головних напрямки у площині фер-

ми і з площини ферми.

Деформація верхнього пояса ферми при втраті стійкості у площині ферми може відбутися між вузлами ферми. Така форма деформації відповідає основному випадку поздовжнього згину з коефіцієнтом приведення довжини  $\mu = 1$ .

Тому розрахункова довжина стиснутого верхнього пояса у площині ферми приймається такою ж, як його геометрична довжина:

$$\ell_{ef,x} = \mu x^l \quad (8.3)$$

Розрахункова довжина стиснутого пояса з площини ферми приймається рівною відстані між вузлами, закріпленими в'язями від зміщення з площини ферми.

$$\ell_{ef,y} = \ell_1 \quad (8.4)$$

У безпрогонових покриттях верхній пояс кроквяних ферм закріплюється з площини ферми жорсткими плитами чи панелями настилу, які прикріплені до поясів ферми. У цьому випадку за розрахункову довжину пояса з площини покриття приймають ширину однієї плити.

Розрахункова довжина стиснутих стержнів решітки при вигині їх з площини ферми приймається рівною відстані між геометричними центрами вузлів. Розрахункові довжини стержнів вибирають відповідно до норм проектування [1] (табл. 8.1).

Таблиця 8.1

Розрахункові довжини стержнів

Напрямок поздовжнього згину	Розрахункова довжина		
	поясів	опорних розкосів і стояків	інших елементів решітки
1. У площині ферми:			
а) для ферми, крім вказаних в поз. 1.б;	$\ell$	$\ell$	$0,8\ell$
б) для ферм з одиноких кутиків і ферм з прикріпленням елементів до поясів впритул.	$\ell$	$\ell$	$0,9\ell$
2. У напрямку, перпендикулярному площині ферми (з площини ферми);			
а) для ферм, крім вказаних у поз. 2.б;	$\ell_1$	$\ell_1$	$\ell_1$
б) для ферм з поясами з замкнучих профілів із кріпленням елементів решітки до поясів впритул	$\ell_1$	$\ell_1$	$0,9\ell_1$

Позначення, прийняті у табл. 8.1:  $\ell$  - геометрична довжина елемента (відстань між центрами вузлів) у площині ферми;  $\ell_1$  - відстань між вузлами, закріпленими від зміщення з площини ферми.

Для стиснутих елементів ферм, які втрачають стійкість при поздовжньому згині, встановлені величини граничної, найбільшої гнучкості. Ці величини мають нормативні значення. Граничні значення гнучкості для стиснутих, а також і для розтягнутих елементів ферм приведені у табл. 8.2.

Таблиця 8.2

Гранична гнучкість стиснутих та розтягнутих елементів ферм

Елементи конструкцій	$\lambda_{max}$		
	стиснуті стержні	розтягнуті стержні	
		при статичному навантаженні	при дії динамічного навантаження
Пояси, опорні розкоси і стояки ферм, які передають опорні реакції	120	400	250
Інші елементи ферм	150	400	350
Зв'язки покриття	200	400	400
Верхні пояси кроквяних ферм, які не закріплюються в процесі монтажу	220	-	-

#### 8.2.4. Розрахунок перерізів елементів ферм

При розрахунку перерізів елементів ферм необхідно вибрати тип перерізу. Вибір типу перерізу ферм проводять із врахуванням мінімальної витрати металу, забезпечення рівностійкості поясів в усіх напрямках а також створення необхідної для зручності транспортування і монтажу жорсткості.

Найбільш поширеним перерізом ферми є таврове, яке складається з двох кутиків. Такі перерізи дуже зручні в конструктивному відношенні, оскільки забезпечують просте з'єднання у вузлах.

Через те, що розрахункові довжини пояса у площині та з площини ферми у багатьох випадках значно відрізняються одна від одної ( $\ell_y \approx 2\ell_x$ ), то для рівності гнучкостей необхідно, щоб відрізнялись також і радіуси інерції  $i_y \approx 2i_x$ . Цій умові відповідають нерівнобічні кутики, поставлені великими полицями з площини ферми.



Комбінуючи типи кутиків (з рівними полицями та нерівнобічні) і їх з'єднання у перерізі (великими чи малими полицями в різні боки), можна конструювати стержні з різними радіусами інерції  $i_x$  та  $i_y$ . Це дозволяє при різній розрахунковій довжині ( $\ell_x$  і  $\ell_y$ ) підбирати найбільш економічні, рівностійкі перерізи ( $\lambda_x = \lambda_y$ ).

У випадку, коли кожний вузол верхнього пояса закріплений із площини ферми зв'язками (тобто  $\ell_y = \ell_x$ ), рівностійкість пояса забезпечується перерізом із кутиків, поставлених малими полицями в різні боки, тому що в даному випадку  $\lambda_x = \lambda_y$ . Але ферми з таким перерізом верхнього пояса незручні для транспортування і монтажу, вони легко вигинаються зі своєї площини, що викликає додаткові витрати на виправлення. Тому застосовувати такий переріз для верхнього пояса не рекомендується. Перерізи з рівнобічних кутиків з точки зору найвигідніших співвідношень радіусів інерції лише в незначній мірі поступаються перед перерізами з нерівнобічних кутиків, проте вони мають велику перевагу, добре відповідаючи одночасно умовам рівностійкості, жорсткості і придатності для покриттів як з прогонами, так і для безпрогонових, де пояс часто працює ще й на місцевий згин. Типові рішення кроквяних ферм можуть мати не тільки перерізи з кутиків, але й інші (рис. 8.13).

В сучасних умовах застосовуються трубчасті ферми, в яких пояси та решітка виконуються з електрозварних труб. Трубчасті ферми використовують при будівництві веж, щогл, в конструкціях кранів, відкритих естакад. Трубчасті стержні мають добру обтічність, завдяки цьому вітровий тиск на них менший. З'єднання трубчастих стержнів у вузлах мають свої особливості. Кроквяні ферми виготовляють також із гнutoзварних замкнутих профілів прямокутного перерізу. Прямокутні профілі у конструктивно відношенні кращі від круглих, тому що їх з'єднання у вузлах простіше.

Ферми, до яких прикладені значні навантаження, виготовляють з поясами, які мають двотавровий переріз із широкими полицями та решіткою з кутиків або з замкнутих гнutoзварних профілів. У кожному конкретному випадку застосування стержнів з тим чи іншим типом перерізу визначається умовами роботи конструкції, її виготовлення, наявністю сортаменту.

Підбір перерізів елементів ферми починають з найбільш навантажених панелей верхнього поясу. Після цього підбирають стержні нижнього поясу та решітки. Стиснуті стержні розраховують у такій послідовності:

1. Визначають потрібну площу поперечного перерізу

$$A_{nm} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (8.5)$$

де  $\varphi$  - коефіцієнт поздовжнього згинання;  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи.

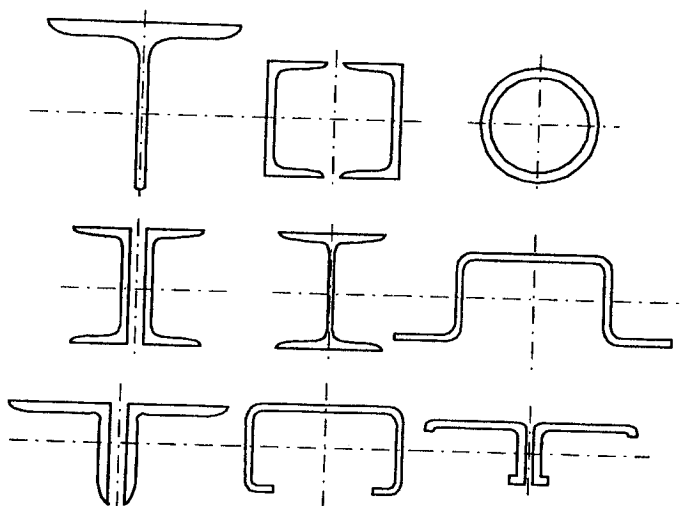


Рис. 8.13. Перерізи елементів ферм

Спочатку задаються гнучкість стержня, враховуючи ступінь навантаження, а потім знаходять відповідне значення коефіцієнта поздовжнього згину. Для поясів приймають  $\lambda_x = 80 \dots 60$ , для решітки  $\lambda = 120 \dots 100$ .

2. Знаходять потрібні радіуси інерції

$$i_x^{nm} = \ell_{ef,x} / \lambda_x; \quad i_y^{nm} = \ell_{ef,x} / \lambda_y. \quad (8.6)$$

3. Враховуючи значення потрібних радіусів інерції та площі перерізу, за сортаментом підбирають відповідний номер профілю.

4. Розраховують дійсні значення гнучкості у головних площинах  $\lambda_x$  і  $\lambda_y$ .

5. За найбільшою гнучкістю, яка не повинна перевищувати граничних значень, знаходять мінімальний коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi_{\min}$ .

6. Обчислюють нормальні напруження у прийнятому перерізі за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} \leq R_y \gamma_c. \quad (8.7)$$

Коли напруження будуть більшими розрахункового опору чи значно меншими від нього, то потрібно взяти інший номер профілю і в такій самій послідовності зробити перерахунок. Недонапруження повинні не перевищувати 5...7%.

Стиснуті стержні решітки, які мають малі зусилля, підбирають за граничною гнучкістю, для чого обчислюють мінімальний радіус інерції

$$i_{\min} = \ell_{ef} / \lambda_{\max} \quad (8.8)$$

та за ним підбирають номер профілю з найменшою площею без перевірки напруження.

Розтягнуті елементи підбирають за формулою

$$A_{nm} \geq \frac{N}{\alpha R_y \gamma_c}, \quad (8.9)$$

де  $\alpha$  - коефіцієнт, який враховує послаблення стержня отворами; під заклепки та болти; попередньо приймають 0,85, для зварних ферм-1.

Після визначення номера профілю роблять перевірку на міцність за фактичною площею перерізу нетто.

### 8.2.5. Розрахунок вузлів ферм

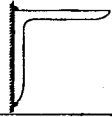
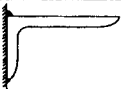
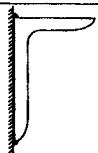
При розрахунку вузлів ферми визначають розміри зварних швів та габарити фасонки таким чином, щоб на них розташовувати всі необхідні зварні шви стержнів.

Діючі зусилля в елементах ферми, які мають кутиковий переріз, передаються на обушок та перо кутика неоднаково, тому що вісь стержня зміщена в бік обушка. На шов обушка передається більша частина зусилля, ніж на перо.

При практичних розрахунках частину зусилля  $N$  приймають у залежності від типу кутика з табл. 8.3.

Таблиця 8.3

Частина зусилля на зварні шви обушка, пера

Тип кутика і схема його закріплення	Коефіцієнти	
	для обушка $k_1$	для пера $k_2$
	0,7	0,3
	0,75	0,25
	0,65	0,35

Прийнявши катет зварного шва  $k_f$ , розраховують його довжину на один кутик за формулами:

на обушок 
$$l_{\omega}^{об} \leq \frac{k_1 N}{2k_f (\beta \cdot R_{\omega}) \min \gamma_{\omega} \cdot \gamma_c} + 1 \dots 2 \text{ см}; \quad (8.10)$$

на перо 
$$\ell_{\omega}^n \leq \frac{k_2 \cdot N}{2k_f (\beta \cdot R_{\omega}) \min \gamma_{\omega} \cdot \gamma_c} + 1 \dots 2 \text{ см}; \quad (8.11)$$

Катет шва приймають не більше товщини полиці приварюваного кутка. Розрахункові довжини  $\ell_{\omega}^{об}$  та  $\ell_{\omega}^n$  приймають кратними 10 мм і за цією довжиною швів визначають потрібні розміри фасонки.

Розкоси та стояки кріплять до вузлових фасонок, при цьому розраховують зусилля у цих елементах. Кріплення поясів фасонок у тих випадках, коли переріз поясів не змінюється, розраховують на різницю зусиль у суміжних панелях поясів за формулою:

$$N_f = N_2 - N_1. \quad (8.12)$$

Коли до вузла прикладене зосереджене навантаження перпендикулярно до пояса, тоді шви, які прикріплюють фасонку до пояса, сприймають рівнодійне зусилля від навантаження та різниці зусиль у суміжних панелях:

$$A_{\omega f} = \sum \beta_f \cdot K_f \cdot \ell_{\omega} \frac{\left( \sqrt{(N_2 - N_1)^2 + F^2} \right)}{R_{\omega f} \cdot \gamma_c}. \quad (8.13)$$

Різниця зусиль у поясі, коли до нього підходять тільки стояки, дорівнює нулю. Кріплення стояка до фасонки виконується на розрахункове зусилля у стояку  $N_{ст}$ .

Конструктивні розрахунки виконують одночасно з конструюванням ферм.

## 8.2.6. Конструювання легких ферм

Конструювання легких зварних ферм проводять у такій послідовності:

1. Наносять геометричну схему ферми, осі стержнів у кожному вузлі повинні сходитися в одній точці.

2. На схему осей наносять контури елементів: спочатку поясів, потім решітки. Стержні ферми розташовують так, щоб центри ваги збігалися з осьовими лініями чи були якнайближче до них.

3. Обрізи елементів решітки, для зменшення концентрації напружень при зварюванні, розташовують на відстані 40...50 мм від кінців поясів.

4. На кінці елементів решітки наносять розрахункові довжини швів, якими прикріплюють їх до вузла. Після цього викреслюють вузлову фасонку простішої форми, дотримуючись таких правил:

а) зварні шви, які прикріплюють елементи у вузлі, рекомендується розташовувати так, щоб їх центри ваги збігалися з нейтральною віссю елемента, який прикріплюється. Коли ця умова не виконується, то необхідно провести розрахункову перевірку вузла з врахуванням ексцентриситета прикріплення;

б) шви, які прикріплюють вузлову фасонку до пояса при відсутності стику поясних елементів, сприймають різницю зусиль у панелях. Щоб уникнути концентрації місцевих напружень, рекомендується проектувати фасонки суцільними, з мінімальною вистою катета шва (4...6 мм);

в) товщину фасонки вибирають у залежності від діючих зусиль та прийнятої товщини зварних швів. Товщину цю рекомендується приймати однаковою у всіх вузлах ферми.

5. У кожному вузлі повинні бути поставлені розміри в такій кількості, щоб, користуючись ними, можна було виготовити натуральні шаблони всіх деталей. Всі розмірні лінії виносять на границі вузлів ферми. Розміри, які обов'язково треба поставити на робочих кресленнях ферми, показані на рис. 8.14.

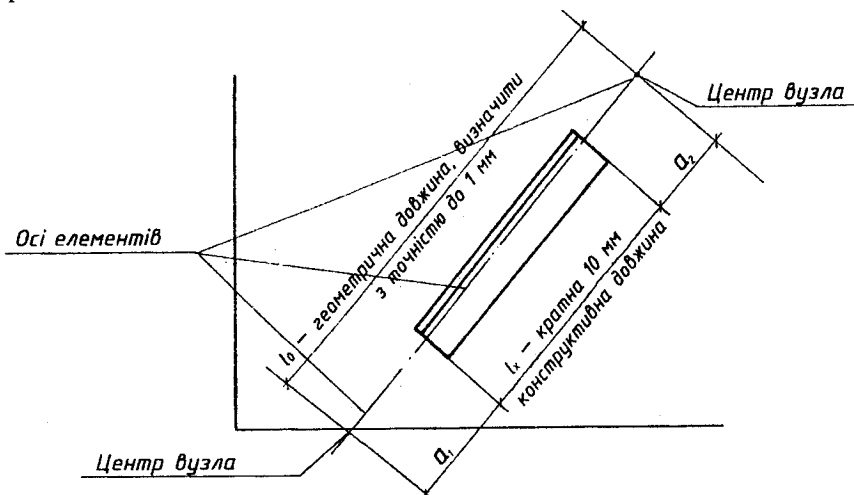


Рис. 8.14. Розміри елементів ферм

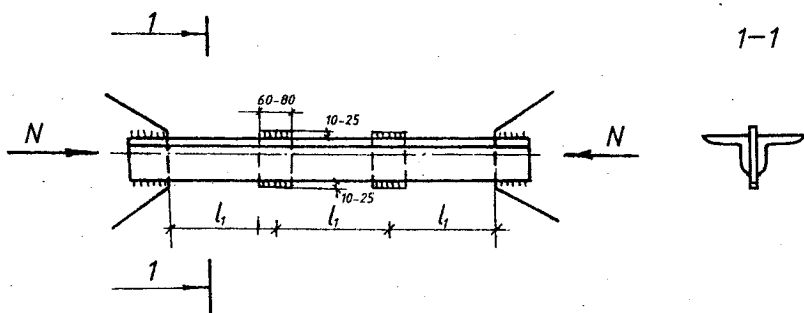


Рис. 8.15. З'єднувальні прокладки

У місцях обпирання залізобетонних плит верхній пояс кроквяних ферм підсилюють накладками товщиною 10...12 мм.

6. Для забезпечення сумісної роботи зварних деталей елементів ферм (кутиків і швелерів) між вузловими фасонками встановлюють з'єднувальні прокладки - "сухарики" шириною 60...80 мм (рис. 8.15). Відстань між ними повинна бути не більше  $l_1 = 40i$  для стиснутих стержнів і  $l_1 = 80i$  для розтягнутих, а кількість не менше двох.

### 8.3. Застосування труб і гнутих профілів в елементах ферм

Трубчасті ферми в порівнянні з кутиковими мають ряд переваг, які виражені в:

- зниженні маси 15...30%;
- меншій трудомісткості виготовлення (10..., 20%);
- раціональному розміщенні матеріалу по перерізу;
- обтічності труб;
- технологічності спряження труб.

Але є і недоліки:

- дефіцитність труб;
- висока їх вартість;
- складність виготовлення вузлів із труб.

Серед трубчастих ферм найефективнішими є ферми з безпосереднім приєднанням стержнів решітки до поясів (без фасонки).

Проектують також вузли із сплющеними кінцями стержнів решітки, на фасонках, із вузловими вставками (рис. 8.16).

В розрахунках вузлів трубчастих ферм при безпосередньому приєднанні стержнів решітки до поясів з обробкою кромки з'єднувальні шви вважають стиковими, в усіх інших випадках - кутовими.

При недостатній товщині поясні труби підсилюють накладками.

Гнутозварні профілі (ГЗП) доцільно застосовувати у фермах покриття промислових і сільськогосподарських будівель. Ефективно ГЗП використовувати в легких покрівлях по прогонах.

Методика розрахунку таких ферм така ж, як і ферм з елементами із прокатних профілів.

### 8.4. Важкі ферми

Вимоги до розрахунку конструювання важких ферм аналогічні, як і для легких ферм.

В важких фермах частіше проектують жорсткі з'єднання елементів ферм, також характерна передача навантаження як в вузлах, так і між вузлами. Вузли мають просторовий вигляд.

Основний розмір стержнів важких ферм - відстань між вузловими фасонками, яку призначають 400...500 мм.

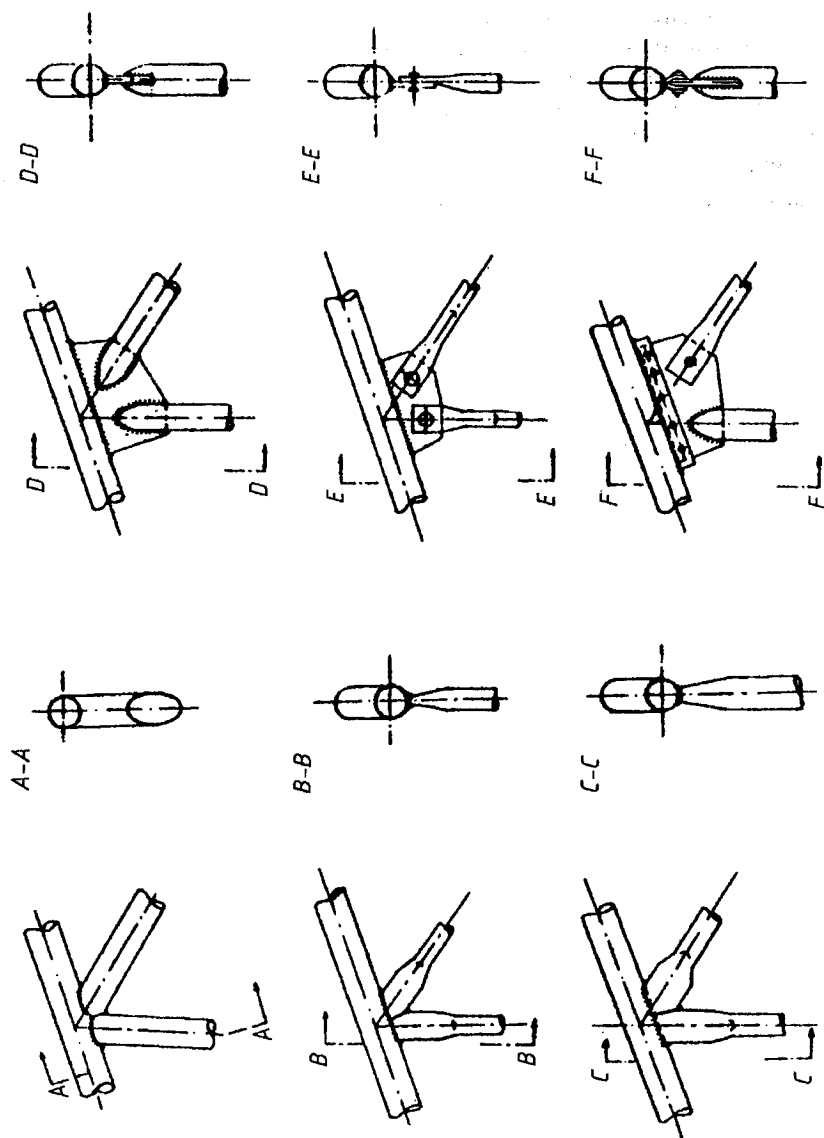


Рис. 8.16. Узлы ферм грубого перерізу

Перерізи поясів важких ферм можуть мінятись по довжині поясів. При проектуванні важких ферм в їх елементах застосовують такі типи перерізів - швелерний, двотавровий, коробчатий, комбінований (рис. 8.17).

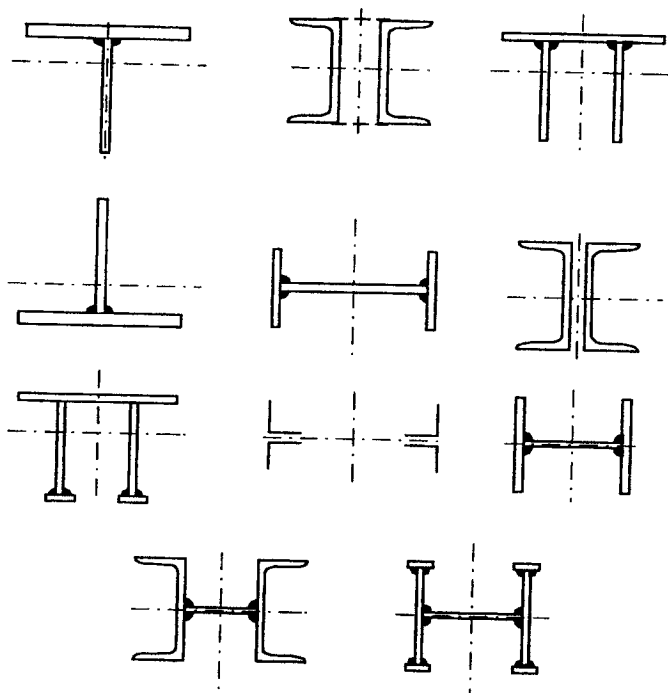


Рис. 8.17. Перерізи елементів важких ферм

В процесі конструювання вузлів важких ферм потрібно дотримуватись центрування стержнів. Ексцентриситет допускається не більше як 1,5%.

Заклепки і вузли у болтах важких ферм потрібно розмішувати по уніфікованих рисках.

Характерні вузли показані на рис. 8.18.

Застосовують важкі ферми при значних прольотах (42...60 м і більших) в промислових будівлях, в мостових системах, в підкраново-підкровокняних фермах і ін.

## 8.5. Приклади розрахунку ферм

### Приклад № 1

Вихідні дані: сталь - С345,  $F=70$  кН,  $l=24$  м,  $h=4$  м,  $\gamma_c=0,9$ .



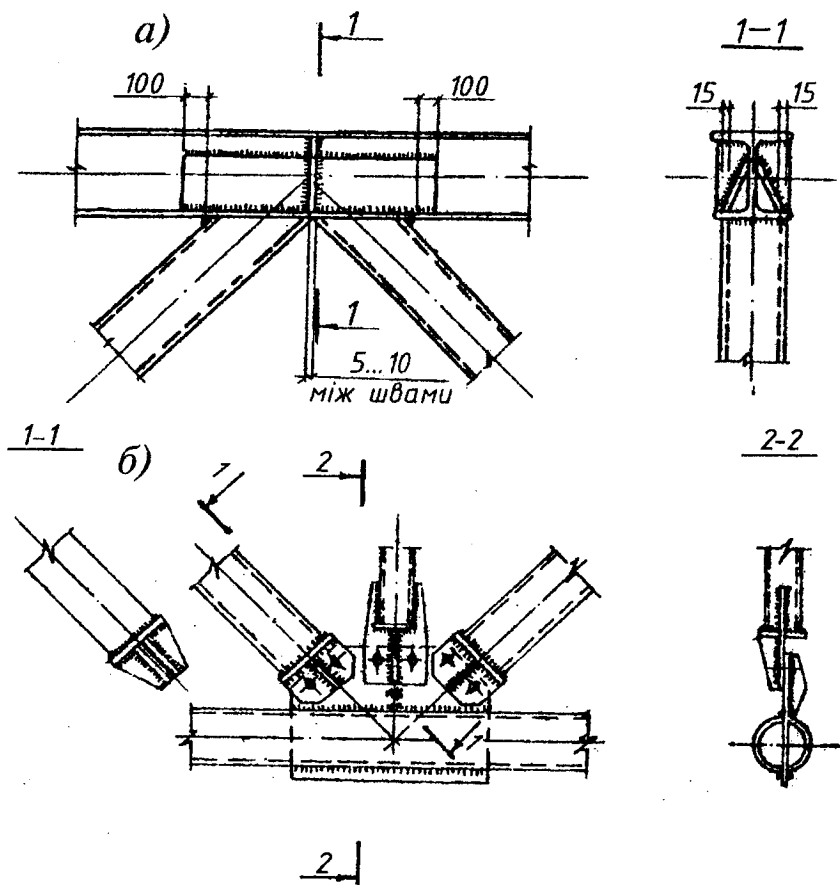


Рис. 8.18. Вузли важких ферм:  
а - з'єднання за допомогою зварювання; б - з'єднання на болтах

Визначити зусилля та розрахувати перерізи елементів  $\delta-1$  і  $2-3$ . (рис. 8.19)

Розв'язування: Визначаємо опорні реакції

$$R_A = R_B = 6F/2 = 210 \text{ кН.}$$

Для визначення зусиль розглянемо вузол 1 (рис. 8.20):

$$\sum Y = 0; \quad -\frac{F}{2} + N_{\delta-1} = 0; \quad N_{\delta-1} = \frac{F}{2} = 35 \text{ кН.}$$

Стержень  $\delta-1$  стиснутий, зусилля в стержні  $2-3$  визначаємо методом перерізів і проєкцій всіх сил ліворуч на вісь  $y$  (рис. 8.21):

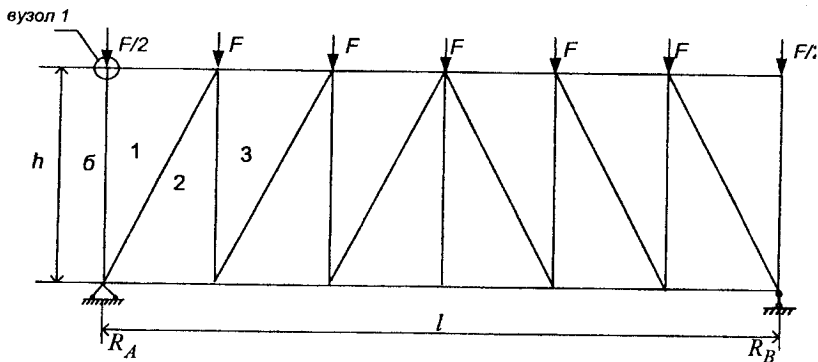


Рис. 8.19. Ферма з розкритою решіткою

$$\sum y = 0; \quad -\frac{F}{2} + R_A - F - N_{2-3}; \quad N_{2-3} = R_A - 1,5F = 210 - 105 = 105 \text{ кН.}$$

Стержень 2-3 розтягнутий.

Розраховуємо стержень  $N_{\delta-1} = 35 \text{ кН}$ ,  $\ell_{ef,x} = \ell_{ef,y} = 400 \text{ см}$ ,  $\lambda_{ef} \leq 120$  (табл. 20, СНиП II-23-81\*)

Мало навантажені і нульові стержні розраховуються за граничною гнучкістю, яка дорівнює для стержня  $\delta-1$   $\lambda_{ef} = 120$ .

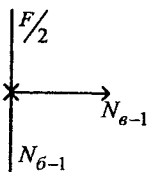


Рис. 8.20. Метод вирізання вузлів

Тоді при  $\lambda_{ef} = 120$  і  $R_y = 335 \text{ МПа}$  з табл. 3.9 дод. 3 приймаємо  $\varphi = 0,306$ ; Потрібна площа перерізу дорівнює

$$A = \frac{N_{\delta-1}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{35}{0,306 \cdot 33,5 \cdot 0,95} = 3,6 \text{ см}^2,$$

$$i_{nm} = \ell_{ef,x} / \lambda_{ef} = 400 / 120 = 3,33 \text{ см.}$$

Із сортаменту підбираємо трубу тр.89x3,  $A = 8,1 \text{ см}^2$ ,  $i_x = i_y = 3,04 \text{ см}$ .

$$\text{Перевірка гнучкості: } \lambda_x = \frac{400}{3,04} = 132 > 120.$$

Потрібно прийняти трубу тр.102x3,  $i_x = i_y = 3,5 \text{ см}$ ,  $A = 9,3 \text{ см}^2$ .

$$\lambda_x = \frac{400}{3,5} = 114 < 120 \text{ і } \varphi = 0,34.$$

Перевірка стійкості стержня  $\delta-1$

$$\sigma = \frac{N_{\delta-1}}{\varphi A} = \frac{35}{0,34 \cdot 9,3} = 11,1 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 31,8 \text{ кН/см}^2.$$

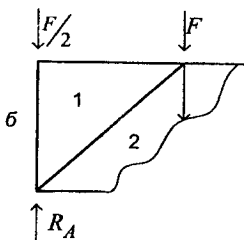


Рис. 8.21. Метод перерізу

Стійкість забезпечена.

Аналогічно розраховуємо стержень 2-3 (розтягнутий).  $N_{2,3}=105$  кН,

$$\ell_{ef,x} = \ell_{ef,y} = h = 400 \text{ см.}$$

Згідно зі СНиП II-23-81\*  $\lambda_{ef} = 400$ ;  $R_y = 33,5$  кН/см<sup>2</sup>,

$$\gamma_c = 0,95, A_{nm} = N / R_y \gamma_c = 105 / 33,5 \cdot 0,95 = 3,3 \text{ см}^2, i_{nm} = \ell_{ef,x} / \lambda_{ef} = 400 / 400 = 1 \text{ см}$$

Приймаємо трубу тр.57х3,5,  $A=5,29$  см<sup>2</sup>,  $i_x=1,9$  см. Перевірка не потрібна, оскільки  $i_x > i_{nm}$ ,  $A > A_{nm}$ .

### Приклад № 2

Підібрати переріз стержнів 1-2, 3-4 ферми, зображеної на рис. 8.22. Ферма має такі геометричні розміри: проліт 18 м, висоту 3,2 м. Навантаження зосереджене  $F=82$  кН; матеріал – сталь марки С245; крок ферми у поздовжньому напрямі 6 м;  $\gamma_c=0,95$ .

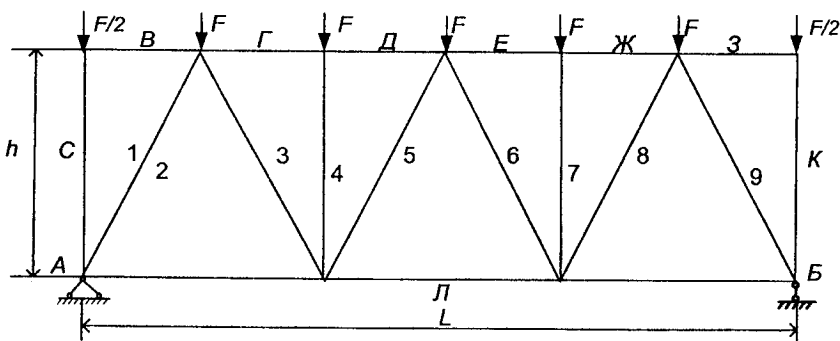


Рис. 8.22. Ферма з трикутною решіткою

Розв'язування. Визначимо геометричні довжини:  
 стержня 3-4

$$\ell_{3-4} = 3,2 \text{ м;}$$

стержня 1-2

$$\ell_{1-2} = \sqrt{3^2 + 3,2^2} = 4,46 \text{ м.}$$

Визначимо зусилля в стержнях 1-2 і 3-4. Опорні реакції ферми  $R_A = R_B = \frac{6F}{2} = 3 \cdot 82 = 246$  кН.

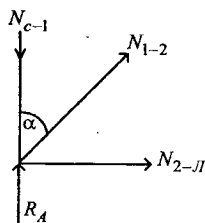


Рис. 8.23 – Вузол А

Зусилля в стержні 1-2 визначимо методом вирізування вузлів (рис. 8.22).

$$N_{c-1} = F/2 = \frac{82}{2} = 41 \text{ кН (стиск);}$$

$$\sum Y = R_A - N_{c-1} + N_{1-2} \cos \alpha = 0;$$

$$N_{1-2} = \frac{-R_A + N_{c-1}}{\cos \alpha} = \frac{-246 + 41}{\cos \alpha} = -286 \text{ кН.}$$

Стержень 1-2 стиснутий. Зусилля в стержні 3-4 визначимо з рівняння

$$\sum Y = -F - N_{3-4} = 0 \text{ (рис. 8.24): } N_{3-4} = -F = -82 \text{ кН.}$$

Отже, стержень 3-4 стиснутий. Переріз стержнів добираємо з умови стійкості стиснутих елементів

$$\sigma = \frac{N}{\Phi A} \leq R_y \gamma_c.$$

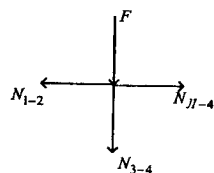


Рис. 8.24. Вузол Г-Д

Підбираємо переріз стержня 1-2. Визначаємо розрахункові довжини стержня:

$$\ell_{ef,x} = \mu_x \ell_{1-2} = 1,0 \cdot 4,46 = 4,46 \text{ м; } \ell_{ef,y} = \mu_y \ell_{1-2} = 1,0 \cdot 4,46 = 4,46 \text{ м;}$$

Задаємося гнучкістю  $\lambda = 90$ . Тоді  $\varphi = 0,612$ .

Потрібна площа перерізу

$$A = \frac{N_{1-2}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{286}{0,612 \cdot 24 \cdot 0,95} = 20,5 \text{ см}^2.$$

Переріз проектуємо з кутиків з різними полицями.

Беремо два кутики розміром  $\perp 125 \times 80 \times 8$ ,  $A_1 = 16 \text{ см}^2$ ;  $A = 2 \cdot 16 = 32 \text{ см}^2$ ;

$$i_y = 6,06 \text{ см; } i_x = 4 \text{ см.}$$

Визначаємо гнучкості:

$$\lambda_y = \frac{446}{6,06} = 74 < \lambda_{\max} = 120; \quad \lambda_x = \frac{446}{4} = 112 < \lambda_{\max} = 120.$$

Коефіцієнт поздовжнього згинання беремо за більшою гнучкістю  $\varphi = 0,472$ .

Перевіряємо стійкість стержня

$$\sigma = \frac{286}{0,472 \cdot 32} = 18,9 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24,0 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Добираємо переріз стержня 3-4.

Розрахункові довжини стержня:

$$\ell_{ef,x} = \mu_x \ell_{3-4} = 0,8 \cdot 3,2 = 2,56 \text{ м;}$$

$$\ell_{ef,y} = \mu_y \ell_{3-4} = 1 \cdot 3,2 = 3,2 \text{ м;}$$

Беремо  $\lambda = 120$  ( $\lambda_{\max} = 150$ ) для сталі марки С245;  $\varphi = 0,419$ . Визначимо потрібну площу перерізу

$$A = \frac{N_{3-4}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{82}{0,419 \cdot 24 \cdot 0,95} = 8,58 \text{ см}^2.$$

Стояк 3-4 проектуємо з кутиків розміром  $\perp 50 \times 5$ ,

$$i_x = i_y = 1,53 \text{ см}; \quad A = 2 \times 4,8 = 9,6 \text{ см}^2.$$

Гнучкість стержня в обох площинах:

$$\lambda_x = \frac{\ell_{ef,x}}{i_x} = \frac{256}{1,72} = 148,8; \quad \lambda_y = \frac{\ell_{ef,y}}{i_y} = \frac{320}{1,72} = 186.$$

Оскільки  $\lambda_y > \lambda_{\max}$ , то беремо  $2\perp 56 \times 4$ ,  $i_x = i_y = 2,18 \text{ см}$ ;  $A = 2 \cdot 4,38 = 8,76 \text{ см}^2$ .

Гнучкість стержня в обох площинах:

$$\lambda_x = \frac{256}{2,18} = 117,4 < 150; \quad \lambda_y = \frac{320}{2,18} = 146,8 < \lambda_{\min} = 150.$$

Коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi = 0,288$ .

Перевіряємо стійкість стержня

$$\sigma = \frac{82}{0,288 \cdot 8,76} = 32,5 \text{ кН/см}^2 > 24,0 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Умова стійкості не виконується.

Беремо  $2\perp 63 \times 4$ ,  $i_x = i_y = 2,45 \text{ см}$ ;  $A = 2 \cdot 4,49 = 9,92 \text{ см}^2$ .

Гнучкість стержня в обох площинах:

$$\lambda_x = \frac{256}{2,45} = 104; \quad \lambda_y = \frac{320}{2,45} = 130,6.$$

Коефіцієнт поздовжнього згинання  $\varphi = 0,364$ .

Перевіряємо стійкість стержня

$$\sigma = \frac{82}{0,364 \cdot 9,92} = 22,7 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24,0 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Умова стійкості виконується.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРИ

### Нормативна література

1. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИГП Госстроя СССР, 1991. – 96 с.
2. СНиП 2.03.06-85 Аллюминиевые конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИГП Госстроя СССР, 1986.
3. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИГП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. с приложениями.
4. ГОСТ 82-70 (СТ СЭВ 2884-81). Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент. – Введ. 01.01.72. – М.: Изд-во Стандартов, 1988. – 7 с.
5. ГОСТ 2590-88 (СТ СЭВ 3898-82). Прокат стальной горячекатаный круглый. Сортамент. – Введ. 01.01.90. – М.: Изд-во стандартов, 1988. – 6 с.
6. ГОСТ 2591-88 (СТ СЭВ 3899-82). Прокат стальной горячекатаный квадратный. – Введ. 01.01.90. – М.: Изд-во стандартов, 1988. – 6 с.
7. ГОСТ 8278-83 (СТ СЭВ 105-74). Швеллеры стальные гнутые равнополочные. Сортамент. – Взам. ГОСТ 8278-75; Введ. 01.01.84. – М.: Изд-во стандартов, 1983. – 19 с.
8. ГОСТ 8239-89 (СТ СЭВ 2209-80). Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент. – Введ. 01.07.90. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 6 с.
9. ГОСТ 8282-83. Профили стальные гнутые С-образные равнополочные. Сортамент. – Введ. 01.01.84. – М.: Изд-во стандартов, 1984. – 4 с.
10. ГОСТ 8510-86 (СТ СЭВ 255-76). Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. Сортамент. – Взам. ГОСТ 8510-72; Введ. 01.07.87. – М.: Изд-во стандартов, 1987. – 8 с.
11. ГОСТ 8732-78. Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Сортамент. – Взам. ГОСТ 8732-70; Введ. 01.01.79 // Трубы металлические и соединительные части к ним. Сборник. – М.: Изд-во стандартов, 1978. – С. 10-20.
12. ГОСТ 10704-91. Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент. – Взам. ГОСТ 10704-76.
13. ГОСТ 19903-74 (СТ СЭВ 1969-79, СТ СЭВ 3901-82). Сталь листовая горячекатаная. Сортамент. – Взам. ГОСТ 8075-56 в части горячекатаной стали; ГОСТ 3680-57 в части горячекатаной стали; ГОСТ 3680-57 в части листов шириной 500 мм и более; ГОСТ 5681-57 в части горячекатаных листов. – М.: Изд-во стандартов, 1977. – 26 с.
14. ГОСТ 25577. Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные и прямоугольные. Технические условия.
15. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент.
16. ГОСТ 27772-88. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия. – Введ. 01.01.89 // Сталь углеродистая обыкновенного качества и низколегированная. – М.: Изд-во стандартов, 1991. – С. 134-158.

17. ДСТУ 2251-93 (ГОСТ 8509-93). Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент

18. ДСТУ 3436-96 (ГОСТ 8240-97). Швелери сталеві гарячекатані. Сортамент.

### Навчальна та методична література

19. Васильченко В.Т., Рутман А.И., Лукьяненко Е.П. Справочник конструктора металлических конструкций. – Киев: Будівельник, 1990. – 312 с.

20. Жербин М.М., Владимирский В.А. Металлические конструкции. – Киев: Вища школа, 1986. – 215 с.

21. Клименко Ф.Є., Барабаш В.Н. Металеві конструкції. Підручник для вузів. – Львів: видавництво “Світ”, 1994. – 280 с.

22. Лихтарников Я.М. и др. Расчет стальных конструкций: Справочное пособие. – Киев: Будівельник, 1984. – 368 с.

23. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций. Учебное пособие для техникумов. – М.: Стройиздат, 1991. – 431 с.

24. Металеві конструкції. (Доповіді на VII Українській науково-технічній конференції) – Дніпропетровськ: ВАТ ДЗ МК ім. І.В. Бабушкіна, 2000. – 278 с.

25. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, В.С. Ведеников и др. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.

26. Металлические конструкции. Специальный курс: Учебник для вузов под ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1991. – 683 с.

27. Металлические конструкции. В 3-х т. Т.1. Элементы стальных конструкций: Учебное пособие для вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. – М.: Высшая школа, 1997. – 527 с.: ил.

28. Нилов А.А., Пермьяков В.Н. Стальные конструкции производственных зданий: Справочник. – К.: Будівельник, 1986.

29. Проектирование металлических конструкций. Специальный курс: Учебник для вузов / Бирюлов В.В., Кошин И.И., Крылов И.И. и др. – Л.: Стройиздат, 1990. – 432 с.

30. Развитие металлических конструкций. Работы школы Н.С. Стрелецкого. Под ред. В.В. Кузнецова. – М.: Стройиздат, 1987. – 576 с.

31. Развитие строительной науки и техники в Украинской ССР. В 3-х томах. Главная ред. коллегия: М.М. Жербин (гл. редактор) и др. – К.: Наук. думка, 1990.

32. Свердлов В.Д., Жарко Л.О. Металеві конструкції. Ч. 1: навчальний посібник. – К.: ІСДО, 1994. – 192 с.

33. Середюк В.Ф., Середюк І.П. Сучасні металеві конструкції будівель і споруд. Навч. посібник. – Вінниця: ВДТУ, 2000. – 120 с.

34. Середюк В.Ф. Проектування металевих конструкцій робочої площадки виробничої будівлі. – Вінниця: ВДТУ, 2002. – 54 с.

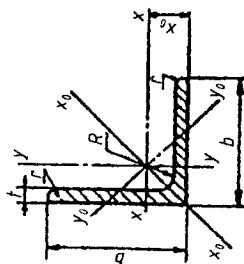
35. Теория и практика металлических конструкций. Международная конференция. Сб. трудов. В 2-х т. – Донецк – Макеевка, 1997. Т 1. – 178 с.

## ОСНОВНІ ЗАВОДИ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ УКРАЇНИ

Назва заводу	Адреса	Основні конструкції, які випускаються
Дніпропетровський завод металоконструкцій ім. Бабушкіна	м. Дніпропетровськ, Дніпропетровська обл., вул. Червоногвардійська, 1	повна номенклатура конструкцій
Маріупольський завод металоконструкцій	м. Маріуполь, Донецька обл., Лівий берег	колони, балки, ферми, бункери, понтони, резервуари, галереї
Запорізький завод металоконструкцій	м. Запоріжжя, Запорізька обл., провулок, 13	несучі і захисні конструкції будівель і споруд
Донецький завод металоконструкцій	м. Донецьк, Донецька обл., вул. Лівобережна	резервуари, газгольдери, бункери, опори повітряних ліній електропередачі
Житомирський завод металоконструкцій	м. Житомир, Житомирська обл., вул. Баранова, 87	основні види металоконструкцій
Кам'янець-Подільський завод металоконструкцій	м. Кам'янець-Подільський, Хмельницька обл., Хмельницьке шосе	ферми, колони, балки, рами, «сандвіч» панелі, профлист
Макіївський завод металоконструкцій	м. Макіївка, Донецька обл.	резервуари, газгольдери, бункери, опори повітряних ліній електропередачі
Краматорський завод металоконструкцій	м. Краматорськ, Донецька обл., вул. Совхозна, 15	шахтні копри, ковшові стрічки, резервуари, бункери, щогли, вежі, газоходи, ангари, гаражі
Миколаївський завод металоконструкцій	м. Миколаїв, Миколаївська обл., вул. Індустріальна, 2	різні конструкції будівель і споруд
Харківський завод металоконструкцій	м. Харків, Харківська обл., проспект, 231	несучі і захисні конструкції



Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні.  
Сортамент (вибірка з ДСТУ 2251-93)



Номер кутка	b	t	R	r	Площа поверхню, см²	Довідкові значення величин для осей												Маса 1 м, кг
						x-x			x <sub>0</sub> -x <sub>0</sub>			y <sub>0</sub> -y <sub>0</sub>			J <sub>x<sub>0</sub></sub> , см⁴	x <sub>0</sub> , см		
						J <sub>x<sub>0</sub></sub> , см⁴	W <sub>x<sub>0</sub></sub> , см³	i <sub>x<sub>0</sub></sub> , см	J <sub>x<sub>0</sub> max</sub> , см⁴	i <sub>x<sub>0</sub> max</sub> , см	J <sub>y<sub>0</sub> min</sub> , см⁴	W <sub>y<sub>0</sub></sub> , см³	i <sub>y<sub>0</sub> min</sub> , см					
5,0	50	3 4 5 6	5,5 5,5 5,5 5,5	1,8 1,8 1,8 1,8	2,96 3,89 4,80 5,69	7,11 9,21 11,20 13,07	1,94 2,54 3,13 3,69	1,55 1,54 1,53 1,57	11,27 14,63 17,77 20,72	1,95 1,94 1,92 1,91	2,95 3,80 4,63 5,43	1,57 1,95 2,30 2,63	1,00 0,99 0,98 0,98	4,16 5,42 6,57 7,65	1,33 1,38 1,42 1,46	2,32 3,05 3,77 4,47		
5,6	56	4 5	6,0 6,0	2,0 2,0	4,38 5,41	13,10 15,97	3,21 3,96	1,73 1,72	20,79 25,36	2,18 2,16	5,41 6,59	2,52 2,97	1,11 1,10	7,69 9,41	1,52 1,57	3,44 4,25		
6,3	63	4 5 6	7,0 7,0 7,0	2,3 2,3 2,3	4,96 6,13 7,28	18,86 23,10 27,06	4,09 5,05 5,98	1,95 1,94 1,93	29,90 36,80 42,91	2,45 2,44 2,43	7,81 9,52 11,18	3,26 3,87 4,44	1,25 1,25 1,24	11,00 13,70 15,90	1,69 1,74 1,78	3,90 4,81 5,72		
7,0	70	4,5 5 6 7 8	8,0 8,0 8,0 8,0 8,0	2,7 2,7 2,7 2,7 2,7	6,20 6,86 8,15 9,42 10,67	29,04 31,94 37,58 42,98 45,16	5,67 6,27 7,43 8,57 9,68	2,16 2,16 2,15 2,14 2,12	46,03 50,67 59,64 68,19 76,35	2,72 2,72 2,71 2,69 2,68	12,04 13,22 15,52 17,77 19,97	4,53 4,92 5,66 6,31 6,99	1,39 1,39 1,38 1,37 1,37	17,00 18,70 22,10 25,20 28,20	1,88 1,90 1,94 1,99 2,02	4,87 5,38 6,39 7,39 8,37		

Продовження таблиці 2.1

Номер куліка	b	t	R	r	Площа поверхню, $\text{cm}^2$	Довідкові значення величин для осей												Маса 1 м, кг
						x - x			x <sub>0</sub> - x <sub>0</sub>			y <sub>0</sub> - y <sub>0</sub>			J <sub>xy</sub> , CM <sup>4</sup>	x <sub>0</sub> , CM		
						J <sub>x<sub>1</sub></sub> , CM <sup>4</sup>	W <sub>x<sub>1</sub></sub> , CM <sup>3</sup>	i <sub>x<sub>1</sub></sub> , CM	J <sub>x<sub>0</sub> max</sub> , CM <sup>4</sup>	i <sub>x<sub>0</sub> max</sub> , CM	J <sub>y<sub>0</sub> min</sub> , CM <sup>4</sup>	W <sub>y<sub>0</sub></sub> , CM <sup>3</sup>	i <sub>y<sub>0</sub> min</sub> , CM					
7,1	75	5	9,0	3,0	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	5,74	1,49	24,10	2,02	5,80		
		6	9,0	3,0	8,78	46,57	8,57	2,30	73,87	2,90	19,28	6,62	1,48	27,30	2,06	6,89		
		7	9,0	3,0	10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	31,20	2,10	7,96		
		8	9,0	3,0	11,50	59,84	11,18	2,23	94,89	2,87	24,80	8,16	1,47	35,00	2,15	9,02		
		9	9,0	3,0	12,83	66,10	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	38,60	2,18	10,07		
8,0	60	5,5	9,0	3,0	8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,80	7,10	1,59	30,90	2,17	6,78		
		6	9,0	3,0	9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	3,11	23,54	7,60	1,58	31,20	2,19	7,36		
		7	9,0	3,0	10,85	65,31	11,32	2,45	103,60	3,09	26,97	8,55	1,58	38,30	2,23	8,51		
		8	9,0	3,0	12,30	73,36	12,80	2,44	116,39	3,08	30,32	9,14	1,57	38,60	2,27	9,65		
9,0	90	6	10,0	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130,00	3,50	33,97	9,88	1,79	48,10	2,43	8,33		
		7	10,0	3,3	12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,40	2,47	9,64		
		8	10,0	3,3	13,93	106,11	16,30	2,76	168,42	3,48	43,80	12,34	1,77	62,30	2,51	10,93		
		9	10,0	3,3	15,60	118,00	18,29	2,75	186,00	3,46	48,60	13,48	1,77	68,00	2,55	12,20		
		6,5	12,0	4,0	12,82	122,10	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	71,40	2,68	10,06		
10	100	7	12,0	4,0	13,75	130,59	17,90	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,91	76,40	2,71	10,79		
		8	12,0	4,0	15,60	147,19	20,30	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,30	2,75	12,25		
		10	12,0	4,0	19,24	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	110,00	2,83	15,10		
		12	12,0	4,0	22,80	208,90	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,10	1,95	122,00	2,91	17,90		
		14	12,0	4,0	26,28	237,15	33,83	3,00	374,98	3,78	98,32	21,49	1,94	118,00	2,99	20,63		
		16	12,0	4,0	29,68	263,82	38,04	2,98	416,04	3,74	111,61	25,79	1,94	111,61	3,06	23,30		

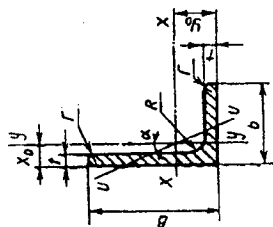
Продовження таблиці 2.1

Номер кутка	Довідкові значення величин для осей						Маса $1 M$ , кг				
	$x-x$			$y_0-y_0$							
	$J_{x_1}$ , $CM^4$	$W_{x_1}$ , $CM^3$	$i_{x_1}$ , $CM$	$J_{y_0, max}$ , $CM^4$	$W_{y_0}$ , $CM^3$	$i_{y_0, min}$ , $CM$					
11	7	12,0	4,0	278,54	4,29	72,88	17,36	2,19	106,00	2,96	11,89
	8	12,0	4,0	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116,00	3,00	13,50
12,5	8	14,0	4,6	466,76	4,87	121,93	25,67	2,49	172,00	3,36	15,46
	9	14,0	4,6	520,00	4,86	135,88	28,26	2,48	192,00	3,40	17,30
	10	14,0	4,6	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	211,00	3,45	19,10
	12	14,0	4,6	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	248,00	3,53	22,68
	14	14,0	4,6	763,90	4,78	199,62	39,10	2,45	282,00	3,61	26,20
	16	14,0	4,6	852,84	4,75	224,29	43,10	2,44	315,00	3,68	29,65
14	9	14,0	4,6	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274,00	3,76	19,41
	10	14,0	4,6	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301,00	3,82	21,45
	12	14,0	4,6	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	354,00	3,90	25,50
16	10	16,0	5,3	1229,10	6,25	319,33	52,52	3,19	455,00	4,30	24,67
	11	16,0	5,3	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	496,00	4,35	27,02
	12	16,0	5,3	1450,00	6,23	375,78	60,53	3,17	537,00	4,39	29,35
	14	16,0	5,3	1662,13	6,20	430,81	68,15	3,16	615,00	4,47	34,20
	16	16,0	5,3	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690,00	4,55	38,52
	18	16,0	5,3	2061,03	6,13	537,46	82,08	3,13	771,00	4,63	43,01
18	20	16,0	5,3	2248,26	6,10	559,43	90,02	3,12	830,00	4,70	47,41
	11	16,0	5,3	1933,10	7,06	499,78	72,86	3,59	716,00	4,85	30,47
	12	16,0	5,3	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776,00	4,89	33,12

Номер кутика	мм			Площа поверхневого перерізу, $\text{cm}^2$	x - x				x <sub>0</sub> - x <sub>0</sub>				y <sub>0</sub> - y <sub>0</sub>			Маса 1 м, кг
	b	t	R		r	J <sub>x<sup>2</sup></sub> , $\text{cm}^4$	W <sub>x<sup>1</sup></sub> , $\text{cm}^3$	i <sub>x<sup>1</sup></sub> , $\text{cm}$	J <sub>x<sub>0</sub> max<sup>2</sup></sub> , $\text{cm}^4$	i <sub>x<sub>0</sub> max<sup>1</sup></sub> , $\text{cm}$	J <sub>y<sub>0</sub> min<sup>1</sup></sub> , $\text{cm}^4$	W <sub>y<sub>0</sub><sup>1</sup></sub> , $\text{cm}^3$	i <sub>y<sub>0</sub> min<sup>2</sup></sub> , $\text{cm}$	J <sub>x<sup>2</sup></sub> , $\text{cm}^4$	x <sub>0<sup>2</sup></sub> , $\text{cm}$	
20	200	12	18,0	6,0	47,10	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,40	98,68	3,99	1073,00	5,37	36,97
		13	18,0	6,0	50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	1156,00	5,42	39,92
		14	18,0	6,0	54,60	2097,00	144,17	6,20	3333,00	7,81	861,00	111,50	3,97	1236,00	5,46	42,80
		16	18,0	6,0	61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	1393,00	5,54	48,65
		20	18,0	6,0	76,54	2871,47	200,73	6,12	4860,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	1689,00	5,70	60,08
		25	18,0	6,0	94,29	3466,21	245,59	6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	2028,00	5,89	74,02
22	220	14	21,0	7,0	60,38	2814,36	175,18	6,83	4470,15	8,60	1158,56	138,62	4,38	1655,00	5,91	47,40
		16	21,0	7,0	68,58	3175,44	198,71	6,80	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	1869,00	6,02	53,83
25	250	16	24,0	8,0	78,40	4717,10	258,43	7,76	7492,10	9,78	1942,09	203,45	4,98	2775,00	6,75	61,55
		18	24,0	8,0	87,72	5247,24	288,82	7,73	8336,69	9,75	2157,78	223,39	4,96	3089,00	6,83	68,86
		20	24,0	8,0	96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	3395,00	6,91	76,11
		22	24,0	8,0	106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,30	9,69	2579,04	260,52	4,93	3691,00	7,00	83,31
		25	24,0	8,0	119,71	7006,39	391,72	7,65	11125,52	9,64	2887,26	287,14	4,91	4119,00	7,11	93,97
		28	24,0	8,0	113,12	7716,56	434,25	7,61	12243,84	9,59	3189,89	311,91»	4,90	4527,00	7,23	104,50
		30	24,0	8,0	141,90	8176,82	462,11	7,59	12964,66	9,56	3388,98	327,82	4,89	4788,00	7,31	111,44
		35	24,0	8,0	163,71	9281,05	530,11	7,53	14682,73	9,47	3879,37	366,13	4,87	5401,68	7,53	128,51

Таблиця 2.2

## Кутики сталеві гарячекатані нерівнополічні. Сортамент (вибірка з ГОСТ 8510-86)



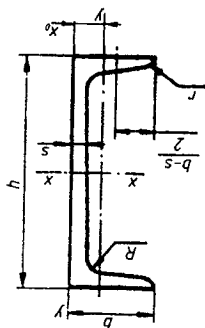
Номер кутітка	мм				Площа поверхні нога перерізу, см <sup>2</sup>	Додаткові значення величин для осей						x <sub>0</sub> , см	y <sub>0</sub> , см	J <sub>xy</sub> , см <sup>4</sup>	Кут нахилу, tg α	Маса 1 м, кг				
	B	b	t	R		r	x - x			y - y							u - u			
							J <sub>x<sup>3</sup></sub> см <sup>4</sup>	W <sub>x<sup>3</sup></sub> см <sup>3</sup>	i <sub>x<sup>3</sup></sub> см	J <sub>y<sup>3</sup></sub> см <sup>4</sup>	W <sub>y<sup>3</sup></sub> см <sup>3</sup>						i <sub>y<sup>3</sup></sub> см	J <sub>u<sup>3</sup></sub> см <sup>4</sup>	W <sub>u<sup>3</sup></sub> см <sup>3</sup>	i <sub>u<sup>3</sup></sub> см
5/3,2	50	32	3	5,5	1,8	6,18	1,82	1,60	1,99	0,81	0,91	1,18	0,68	0,70	2,01	0,403	1,9			
			4			7,98	2,38	1,59	2,56	1,05	0,90	1,52	0,68	0,69	2,59	0,401	2,4			
5,6/3,6	56	36	4	6,0	2,0	11,37	3,01	1,78	3,70	1,34	1,02	2,19	1,13	0,78	3,74	0,406	2,81			
			5			13,82	3,70	1,77	4,48	1,65	1,01	2,65	1,37	0,78	4,50	0,404	3,46			
6,3/4,0	63	40	4	7,0	2,3	16,33	3,83	2,01	5,16	1,67	1,13	3,07	1,41	0,87	5,25	0,397	3,17			
			4,98			4,72	2,00	6,26	2,05	1,12	3,73	1,72	0,86	6,41	0,396	3,91				
			23,31			5,58	1,99	7,29	2,42	1,11	4,36	2,02	0,86	7,44	0,393	4,63				
			29,60			7,22	1,96	9,15	3,12	1,09	5,58	2,60	0,85	9,27	0,386	6,03				
6,5/5*	65	50	5	6,0	2,0	23,41	5,20	2,05	12,08	3,23	1,47	6,41	2,68	1,07	9,77	0,576	4,36			
			6,60			6,16	2,01	14,12	3,82	1,46	7,52	3,15	1,07	11,46	0,575	5,18				
			7,62			7,08	2,03	16,05	4,38	1,45	8,60	3,59	1,06	12,94	0,571	5,98				
			8,62			7,99	2,02	18,88	4,93	1,44	9,65	4,02	1,06	13,61	0,570	6,77				

Продовження таблиці 2.2

Номер кутітка	мм				Площа поверху, $CM^2$	Додаткові значення величин для осей												$Y_0$ , CM	$J_{xy}$ , $CM^4$	Кут нахилу, $tg\alpha$	Маса 1 м, кг
						x-x			y-y			u-u									
	B	b	t	R		r	$J_{x^2}$ , $CM^4$	$W_{x^2}$ , $CM^3$	$i_{x^2}$ , CM	$J_{y^2}$ , $CM^4$	$W_{y^2}$ , $CM^3$	$i_{y^2}$ , CM	$J_{u^2}$ , $CM^4$	$W_{u^2}$ , $CM^3$	$i_{u^2}$ , CM						
	70	45	5	7,5		2,5	27,76	5,88	2,23	9,05	2,62	1,27	5,31	2,20	0,98						
7/4,5					5,59										1,05	9,12	0,406	4,39			
7,5/5		5	5		6,11	6,81	2,39	12,47	3,25	1,43	7,24	2,73	1,09	1,17	2,39	12,00	0,436	4,79			
		6	6	8,0	7,25	8,08	2,38	14,60	3,85	1,42	8,48	3,21	1,08	1,21	2,44	14,10	0,435	5,69			
		7	7		8,37	46,77	9,31	16,61	4,43	1,41	9,69	3,69	1,08	1,25	2,48	16,18	0,435	6,57			
		8	8		9,47	52,38	10,52	18,52	4,88	1,40	10,87	4,14	1,07	1,29	2,52	17,80	0,430	7,43			
8/5		5	5		6,36	41,64	7,71	12,68	3,28	1,41	7,57	2,75	1,00	1,13	2,60	13,20	0,387	4,49			
		6	6		7,55	48,98	9,15	14,85	3,88	1,40	8,88	3,24	1,08	1,17	2,65	15,50	0,386	5,92			
		6	6	8,0	8,15	52,06	9,42	25,18	5,58	1,76	13,61	4,66	1,29	1,49	2,47	20,98	0,547	6,39			
		7	7		9,42	59,61	10,87	28,74	6,43	1,75	15,58	5,34	1,29	1,53	2,52	24,01	0,546	7,39			
8/6*		8	8		10,67	66,88	12,38	32,15	7,26	1,74	17,49	5,99	1,28	1,57	2,56	26,83	0,544	8,37			
		5,5	5,5		7,86	65,28	10,74	19,67	4,53	1,58	11,77	3,81	1,22	1,26	2,92	20,54	0,384	6,17			
		6	6	9,0	8,54	70,58	11,66	21,22	4,91	1,58	12,70	4,12	1,22	1,28	2,95	22,23	0,384	6,70			
		8	8		11,18	90,87	15,24	27,08	6,39	1,56	16,29	5,32	1,21	1,36	3,04	28,33	0,380	8,77			
10/6,3		6	6		9,58	98,29	14,52	30,58	6,27	1,79	18,20	5,27	1,38	1,42	3,23	31,50	0,393	7,53			
		7	7		11,09	112,86	16,78	34,99	7,23	1,78	20,83	6,08	1,37	1,46	3,28	36,10	0,392	8,70			
		8	8		12,57	126,96	19,01	39,21	8,17	1,77	23,38	6,82	1,36	1,50	3,32	40,50	0,391	9,87			
		10	10		15,47	153,95	23,32	47,18	9,99	1,75	28,34	8,31	1,35	1,58	3,40	48,60	0,387	12,14			
10/6,5		7	7	10,0	11,23	114,05	16,87	38,32	7,70	1,85	22,77	6,43	1,41	1,52	3,24	38,00	0,415	8,81			
		8	8		12,73	128,31	19,11	42,96	8,70	1,84	25,24	7,26	1,41	1,56	3,28	42,64	0,414	9,99			
		10	10		15,67	155,52	23,45	51,68	10,64	1,82	30,60	8,83	1,40	1,64	3,37	51,18	0,410	12,30			
		6,5	6,5		11,45	142,42	19,11	45,61	8,42	2,00	26,94	7,05	1,53	1,58	3,55	46,80	0,402	8,98			
11/7	110	70		13,93	171,54	23,22	54,64	10,20	1,98	32,31	8,50	1,52	1,64	3,61	55,90	0,400	10,93				

Номер кутка	мм				Площа поверхні мм <sup>2</sup>	Додаткові значення величин для осей												x <sub>0</sub> см	y <sub>0</sub> см	J <sub>xy</sub> <sup>2</sup> см <sup>4</sup>	Кут нахилу, °го	Маса 1 м, кг
						x - x				y - y				u - u								
	B	b	t	R		r	J <sub>xz</sub> <sup>2</sup> см <sup>4</sup>	W <sub>xz</sub> <sup>3</sup> см <sup>3</sup>	i <sub>xz</sub> см	J <sub>y</sub> <sup>3</sup> см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> <sup>3</sup> см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> см	J <sub>u min</sub> <sup>3</sup> см <sup>4</sup>	W <sub>u</sub> <sup>3</sup> см <sup>3</sup>	i <sub>u min</sub> <sup>3</sup> см							
																J <sub>xz</sub> <sup>2</sup> см <sup>4</sup>	W <sub>xz</sub> <sup>3</sup> см <sup>3</sup>					
12,5/8	7				14,06	226,53	26,67	4,01	73,73	11,89	2,29	43,40	9,96	1,76	1,80	74,70	0,407	11,04				
	8	11,0	3,7		15,98	225,62	30,26	4,00	80,95	13,47	2,28	48,82	11,25	1,75	1,84	84,10	0,406	12,58				
	10				19,70	311,64	37,27	3,98	100,47	16,52	2,26	59,33	13,74	1,74	1,92	102,00	0,404	15,47				
14/9	12				23,36	364,79	44,07	3,95	116,84	19,46	2,24	69,47	16,11	1,72	2,00	118,00	0,400	18,34				
	8	12,0	4,0		18,00	363,68	38,25	4,49	119,79	17,19	2,58	70,27	14,39	1,58	2,03	121,00	0,411	14,13				
	10				22,24	444,45	47,19	4,47	145,54	21,14	2,58	85,51	17,58	1,96	2,12	147,00	0,409	17,46				
16/10	9				22,87	605,97	56,04	5,15	188,03	23,96	2,85	110,40	20,01	2,20	2,24	194,00	0,391	17,96				
	10	13,0	4,3		25,28	666,59	61,91	5,13	204,09	26,42	2,84	121,16	22,02	2,19	2,28	213,00	0,390	19,85				
	12				30,04	784,22	73,42	5,11	238,75	31,23	2,82	142,14	25,93	2,18	2,36	249,00	0,388	23,58				
	14				34,72	897,19	84,65	5,08	271,60	35,89	2,80	162,49	29,75	2,16	2,43	282,00	0,385	27,26				
18/11	10				28,33	952,28	78,59	5,80	276,37	32,27	3,12	165,44	26,96	2,42	2,44	295,00	0,376	22,20				
	12				33,69	1122,56	93,33	5,77	324,09	38,20	3,10	194,28	31,83	2,40	2,52	348,00	0,374	26,40				
20/12,5	11	14,0	4,7		34,87	1449,02	107,31	6,45	446,36	45,98	3,58	263,84	38,27	2,75	2,79	465,00	0,392	27,37				
	12				37,89	1588,19	116,51	6,43	481,93	49,85	3,57	285,04	41,45	2,74	2,83	503,00	0,392	29,74				
	14				43,87	1800,83	134,64	6,41	550,77	57,43	3,54	326,54	47,57	2,73	2,91	575,00	0,390	34,43				
	16				49,77	2026,08	152,41	6,38	616,66	64,83	3,52	366,99	53,56	2,72	2,99	613,00	0,388	39,07				

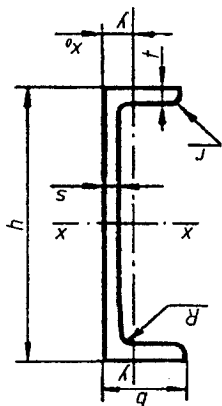
## Швеллери з ухилом внутрішніх граней полиць. Сортамент (вибірка з ДСТУ 3436-96)



Номер швеллера серії У	мм					r не більше	Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей				x <sub>0</sub> , см			
	h	b	s	t	R				x - x		y - y					
									J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>		J <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см
5У	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5У	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	5,90	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8У	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	23,30	12,80	4,75	1,19	1,31
10У	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	20,40	20,40	6,46	1,37	1,44
12У	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	29,60	31,20	8,52	1,53	1,54
14У	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	40,80	45,40	11,00	1,70	1,67
16У	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	14,20	747,0	93,4	6,42	54,10	63,30	13,80	1,87	1,80
16аУ	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,50	15,30	823,0	103,0	6,49	59,40	78,80	16,40	2,01	2,00
18У	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,24	69,80	86,00	17,00	2,04	1,94
18аУ	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	17,40	1190,0	132,0	7,32	76,10	105,00	20,00	2,18	2,13
20У	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	18,40	1520,0	152,0	8,07	87,80	113,00	20,50	2,20	2,07
22У	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	21,00	2110,0	192,0	8,89	110,00	151,00	25,10	2,37	2,21
24У	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,60	24,00	2900,0	242,0	9,73	139,00	208,00	31,60	2,60	2,42
27У	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,20	27,70	4160,0	308,0	10,90	178,00	262,00	37,30	2,73	2,47
30У	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,50	31,80	5810,0	387,0	12,00	224,00	327,00	43,60	2,84	2,52
33У	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,50	36,50	7980,0	484,0	13,00	281,00	410,00	51,80	2,97	2,59
36У	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,40	41,90	10820,0	601,0	14,20	350,00	513,00	61,70	3,10	2,68
40У	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,50	48,30	15220,0	761,0	15,70	444,00	642,00	73,40	3,23	2,75

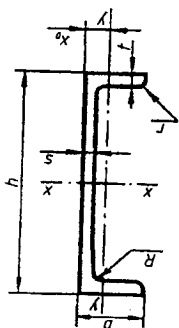


## Швелери з паралельними гранями полиць. Сортамент (вибірка з ДСТУ 3436-96)



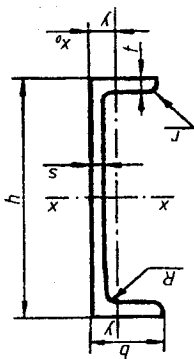
Номер швелера серії У	мм						Площа поперечного перерізу, $\text{см}^2$	Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей						$x_0$ , см	
	h	b	s	t	R	r			x - x			y - y				
									$J_{x_1}$ , $\text{см}^4$	$W_{x_2}$ , $\text{см}^3$	$i_{x_1}$ , см	$S_{x_2}$ , $\text{см}^3$	$J_{y_1}$ , $\text{см}^4$	$W_{y_1}$ , $\text{см}^3$		$i_{y_1}$ , см
5П	50	32	4,4	7,0	6,0	3,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,61	5,95	2,99	0,98	1,21
6,5П	65	36	4,4	7,2	6,0	3,5	7,51	5,90	48,8	15,0	2,55	9,02	9,35	4,06	1,12	1,29
8П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,30	13,90	3,31	1,24	1,38
10П	100	46	4,5	7,6	7,0	4,0	10,90	8,59	175,0	34,9	3,99	20,50	22,60	7,37	1,44	1,53
12П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,30	10,40	305,0	50,8	4,79	29,70	34,90	9,84	1,62	1,66
14П	140	58	4,9	8,1	8,0	4,5	15,60	12,30	493,0	70,4	5,61	40,90	51,50	12,90	1,81	1,82
16П	160	64	5,0	8,4	8,5	5,0	18,10	14,20	750,0	93,8	6,44	54,30	72,80	16,40	2,00	1,97
16аП	160	68	5,0	9,0	8,5	5,0	19,50	15,30	827,0	103,0	6,51	59,50	90,50	19,60	2,15	2,19
18П	180	70	5,1	8,7	9,0	5,0	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,26	70,00	100,00	20,60	2,20	2,14
18аП	180	74	5,1	9,3	9,0	5,0	22,20	17,40	1200,0	133,0	7,34	76,30	123,00	24,30	2,35	2,36
20П	200	76	5,2	9,0	9,5	5,5	23,40	18,40	1530,0	153,0	8,08	88,00	134,00	25,20	2,39	2,30
22П	220	82	5,4	9,5	10,0	6,0	26,70	21,00	2120,0	193,0	8,90	111,00	178,00	31,00	2,58	2,47
24П	240	90	5,6	10,0	10,5	6,0	30,60	24,00	2910,0	243,0	9,75	139,00	248,00	39,50	2,85	2,72
27П	270	95	6,0	10,5	11,0	6,5	35,20	27,70	4180,0	310,0	10,90	178,00	314,00	46,70	2,99	2,78
30П	300	100	6,5	11,0	12,0	7,0	40,50	31,80	5830,0	389,0	12,00	224,00	393,00	54,80	3,12	2,83
33П	330	105	7,0	11,7	13,0	7,5	46,50	36,50	8010,0	486,0	13,10	281,00	491,00	64,60	3,25	2,90
36П	360	110	7,5	12,6	14,0	8,5	53,40	41,90	10850,0	603,0	14,30	350,00	611,00	76,30	3,38	2,99
40П	400	115	8,0	13,5	15,0	9,0	61,50	48,30	15260,0	763,0	15,80	445,00	760,00	89,90	3,51	3,05

## Швелери економічні з паралельними гранями полиць. Сортамент (вибірка з ДСТУ 3436-96)



Номер швелера серії У	h	b	s	t	R		Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей						x <sub>0</sub> , см		
					не більше				x - x							y - y	
					мм						J <sub>x</sub> <sup>0</sup> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> <sup>0</sup> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> <sup>0</sup> , см	S <sub>x</sub> <sup>0</sup> , см <sup>3</sup>		J <sub>y</sub> <sup>0</sup> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> <sup>0</sup> , см <sup>3</sup>
5E	50	32	4,2	7,0	6,5	2,5	6,10	4,79	22,9	9,17	1,94	5,62	6,02	3,05	0,993	1,23	
6,5E	65	36	4,2	7,2	6,5	2,5	7,41	5,82	48,9	15,05	2,57	9,02	9,42	4,13	1,127	1,32	
8E	80	40	4,2	7,4	7,5	2,5	8,82	6,92	90,0	22,50	3,19	13,31	13,93	5,38	1,257	1,41	
10E	100	46	4,2	7,6	9,0	3,0	10,79	8,47	175,9	35,17	4,04	20,55	22,68	7,47	1,450	1,56	
12E	120	52	4,5	7,8	9,5	3,0	13,09	10,24	307,0	51,17	4,84	29,75	35,12	10,03	1,638	1,70	
14E	140	58	4,6	8,1	10,0	3,0	15,41	12,15	495,7	70,81	5,67	40,96	51,76	13,13	1,833	1,86	
16E	160	64	4,7	8,4	11,0	3,5	17,85	14,01	755,5	94,43	6,50	54,41	73,17	16,70	2,024	2,02	
18E	180	70	4,8	8,7	11,5	3,5	20,40	16,01	1097,9	121,99	7,34	70,05	100,51	20,87	2,219	2,18	
20E	200	76	4,9	9,0	12,0	4,0	23,02	18,07	1537,1	153,71	8,17	88,03	134,07	25,54	2,413	2,35	
22E	220	82	5,1	9,5	13,0	4,0	26,36	20,69	2134,2	194,02	9,00	111,00	179,05	31,54	2,606	2,52	
24E	240	90	5,3	10,0	13,0	4,0	30,19	23,69	2927,0	243,92	9,85	139,08	249,03	40,07	2,872	2,78	
27E	270	95	5,8	10,5	13,0	4,5	34,87	27,37	4200,2	311,12	10,97	178,25	316,24	47,43	3,011	2,83	
30E	300	100	6,3	11,0	13,0	5,0	39,94	31,35	5837,1	389,14	12,09	224,00	395,57	55,58	3,147	2,88	
33E	330	105	6,9	11,7	13,0	5,0	46,15	36,14	8021,8	488,17	13,18	281,23	497,02	65,78	3,282	2,94	
36E	360	110	7,4	12,6	14,0	6,0	52,90	41,53	10864,5	603,58	14,33	350,05	618,92	77,76	3,420	3,04	
40E	400	115	7,9	13,5	15,5	6,0	61,11	47,97	15307,9	765,40	15,83	445,41	770,89	91,80	3,552	3,10	

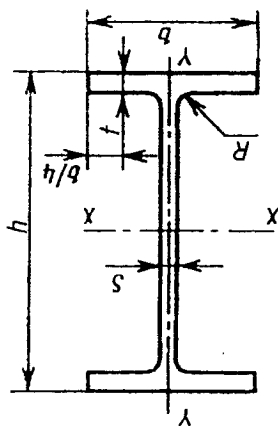
## Швелери легкої серії з паралельними гранями полиць. Сортамент (вибірка з ДСТУ 3436-96)



Номер швелера серії У	h	b	s	t	R	r не більше	Площа поперечного перерізу, $S_x, S_y, \text{CM}^2$	Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей						$x_0, \text{CM}$	
									x - x			y - y				
									$J_{x_1}, \text{CM}^4$	$W_{x_1}, \text{CM}^3$	$i_{x_1}, \text{CM}$	$S_{x_1}, \text{CM}^3$	$J_{y_1}, \text{CM}^4$	$W_{y_1}, \text{CM}^3$		$i_{y_1}, \text{CM}$
12Л	120	30	3,0	4,8	7	7	6,39	5,02	135,26	22,54	4,60	13,43	5,02	2,24	0,89	0,76
14Л	140	32	3,2	5,6	7	7	7,57	5,94	212,94	30,42	5,31	18,23	6,55	2,70	0,93	0,78
16Л	160	35	3,4	5,3	8	8	9,04	7,10	331,96	41,49	6,06	24,84	9,23	3,46	1,01	0,83
18Л	180	40	3,6	5,6	8	8	10,81	8,49	503,87	55,98	6,83	33,49	14,64	4,10	1,16	0,94
20Л	200	45	3,8	6,0	9	9	12,89	10,12	748,17	74,82	7,62	44,59	22,37	6,51	1,32	1,06
22Л	220	50	4,0	6,4	10	10	15,11	11,86	1070,97	97,36	8,42	57,82	32,85	8,61	1,47	1,19
24Л	240	55	4,2	6,8	10	10	17,41	13,66	1476,39	123,03	9,21	72,90	46,25	11,04	1,63	1,31
27Л	270	60	4,5	7,3	11	11	20,77	16,30	2218,16	164,31	10,33	97,48	65,10	14,17	1,77	1,40
30Л	300	65	4,8	7,8	11	11	24,30	19,07	3186,74	212,45	11,45	126,24	89,08	17,84	1,91	1,51



**Двотаври сталеві гарячекатані  
з паралельними гранями полиць.  
Сортамент (вибірка з ГОСТ 26020-83)**



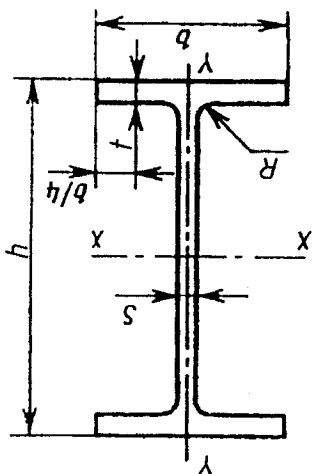
Номер про- філю	мм					Площа попереч- ного перерізу, см <sup>2</sup>	Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей						
	h	b	s	t	R			x - x			y - y			
								$J_{x^2}$ см <sup>4</sup>	$W_{x^2}$ см <sup>3</sup>	$S_{x^2}$ см <sup>3</sup>	$i_{x^2}$ см	$J_{y^2}$ см <sup>4</sup>	$W_{y^2}$ см <sup>3</sup>	$i_{y^2}$ см
1051	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
1251	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7,0	1,42
1252	120	64	4,4	6,3		13,21	10,4	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
1451	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10,0	1,65
1452	140	73	4,7	6,9		16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
1651	157	82	4,0	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
1952	160	82	5,0	7,4		20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
1851	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18,0	2,04
1852	180	91	5,3	8,0		23,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
2051	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
2351	230	110	5,6	9,0	12	32,91	25,8	2996	250,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
2651	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28,0	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
2652	261	120	6,0	10,0		39,70	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70

Продовження таблиці 2.8

Номер про- філью	мм				Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей						
	h	b	s	t		R	x-x			y-y		
							$J_x^1$ см <sup>4</sup>	$W_x^1$ см <sup>3</sup>	$S_x^1$ см <sup>3</sup>	$i_x^1$ см	$J_y^1$ см <sup>4</sup>	$W_y^1$ см <sup>3</sup>
3051	296	140	5,8	8,5	15	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
3052	299	140	6,0	10,0		7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
3551	346	155	6,2	8,5	18	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
3552	349	155	6,5	10,0		11550	652,2	373,0	14,47	622,9	80,4	3,36
4051	392	165	7,0	9,5	21	15750	803,6	456,0	16,03	714,9	86,7	3,42
4052	396	165	7,5	11,5		18530	935,7	529,7	16,30	865,0	104,8	3,52
4551	443	180	7,8	11,0	21	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
4552	447	180	8,4	13,0		28870	1291,9	732,9	18,32	1269,0	141,0	3,84
5051	492	200	8,8	12,0	21	37160	1511,0	860,4	19,99	1606,0	160,6	4,16
5052	496	200	9,2	14,0		42390	1709,0	970,2	20,30	1873,0	187,3	4,27
5551	543	220	9,5	13,5	24	55680	2051,0	1165,0	22,16	2404,0	218,6	4,61
5552	547	220	10,0	15,5		62790	2296,0	1302,0	22,43	2760,0	250,9	4,70
6051	593	230	10,5	15,5	24	78760	2656,0	1512,0	24,13	3154,0	274,3	4,83
6052	597	230	11,0	17,5		87640	2936,0	1669,0	24,39	3561,0	309,6	4,92
7051	691	260	12,0	15,5	24	125930	3645,0	2095,0	27,65	4555,0	350,5	5,26
7052	697	260	12,5	18,5		145912	4187,0	2393,0	28,19	5437,0	418,2	5,44
8051	791	280	13,5	17,0	26	199500	5044,0	2917,0	31,33	6244,0	446,0	5,54
8052	798	280	14,0	20,5		232200	5820,0	3343,0	32,01	7527,0	537,6	5,76
9051	893	300	15,0	18,5	30	304400	6817,0	3964,0	35,09	8365,0	587,6	5,82
9052	900	300	15,5	22,0		349200	7760,0	4480,0	35,80	9943,0	662,8	6,04
10051	990	320	16,0	21,0	30	446000	9011,0	5234,0	38,90	11520,0	719,9	6,20
10052	998	320	17,0	25,0		516400	10350,0	5980,0	39,02	13710,0	856,9	6,46
10053	1006	320	18,0	29,0		587700	11680,0	6736,0	40,18	15900,0	993,9	6,61
10054	1013	320	19,5	32,5		655400	12940,0	7470,0	40,45	17830,0	1114,3	6,67

## Двутаври сталеві гарячекатані

## широкополічні. Сортамент (вибірка з ГОСТ 26020-83)



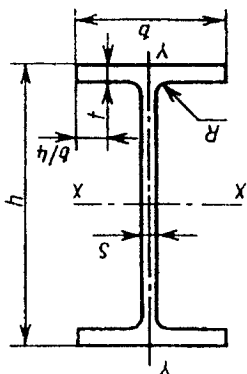
Номер про- філю	мм					Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей							
	h	b	s	t	R		x - x		y - y					
							$J_{x^2}$ см <sup>4</sup>	$W_{x^2}$ см <sup>3</sup>	$S_{x^2}$ см <sup>3</sup>	$i_{x^2}$ см	$J_{y^2}$ см <sup>4</sup>	$W_{y^2}$ см <sup>3</sup>	$i_{y^2}$ см	
20Ш1	193	150	6,0	9,0	13	38,95	30,06	275	153	210	8,26	507	67,7	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10,0	14	46,08	36,2	377	210	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	251	180	7,0	10,0	16	54,37	42,7	496	276	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12,0	16	62,73	49,2	583	325	325	10,88	1108	129,8	4,31
30Ш1	291	200	8,0	11,0	18	68,31	53,6	715	398	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13,0	18	77,05	61,0	827	462	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9,0	15,0	18	87,00	68,3	939	528	528	12,70	2004	200,4	4,80
35Ш1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	75,1	1171	651	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10,0	14,0	20	104,74	82,2	1295	721	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	345	250	10,5	10,0	20	116,30	91,30	1458	813	813	14,70	4170	334	5,99

Продовження таблиці 2.9

Номер про- філю	мм					Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей					
	h	b	s	t	R		x - x			y - y		
							$J_{x^2}$ см <sup>4</sup>	$W_{x^2}$ см <sup>3</sup>	$S_{x^2}$ см <sup>3</sup>	$i_{x^2}$ см	$J_{y^2}$ см <sup>4</sup>	$W_{y^2}$ см <sup>3</sup>
40Ш1	388	300	9,5	14,0		122,40	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	113,0	22	141,60	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18,0		157,20	2280	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11,0	15,0		145,70	60930	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5	26	176,60	72530	1670	20,20	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	23,5		199,20	84200	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5		221,70	96150	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	580	320	12,0	17,0		181,10	107300	3701	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16,0	20,5	28	225,30	131800	4490	24,19	11230	702	7,00
60Ш3	595	320	18,0	24,5		261,80	156900	5273	24,48	13420	839	7,16
60Ш4	603	320	20,0	28,5		298,34	182500	6055	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19,0		216,40	172000	5036	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15,0	23,0	30	251,70	205500	5949	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18,0	27,5		299,80	247100	7059	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5		341,60	284400	8033	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23,0	35,5		389,70	330600	9210	29,13	20020	1251	7,17

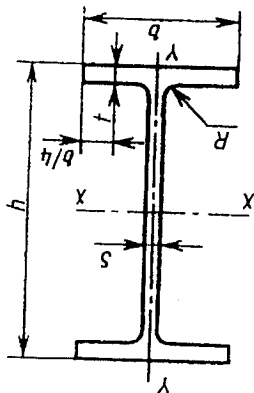


## Двогаври сталеві гарячекатані колонні. Сортамент (вибірка з ГОСТ 26020-83)

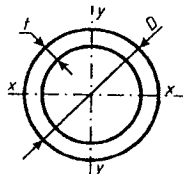


Номер проф-лю	мм						Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей					
	h	b	s	t	R	x - x			y - y				
						$J_x$ , см <sup>4</sup>		$W_x$ , см <sup>3</sup>	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$J_y$ , см <sup>4</sup>	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см
20K1	195	200	6,5	10,0	13	52,82	41,5	3820	216	8,50	1334	133	5,03
20K2	198	200	7,0	11,5		59,70	46,9	4422	247	8,61	1534	153	5,07
23K1	227	240	7,0	10,5	14	66,51	52,2	6589	318	9,95	2421	202	6,03
23K2	230	240	8,0	12,0		75,77	59,5	7601	365	10,02	2766	231	6,04
26K1	255	260	8,0	12,0		83,08	65,2	10300	445	11,14	3517	271	6,51
26K2	258	260	9,0	13,5	16	93,19	73,2	11700	501	11,21	3957	304	6,52
26K3	262	260	10,0	15,5		105,90	83,1	13560	576	11,32	4544	349	6,55
30K1	296	300	9,0	13,5		108,00	84,8	18110	672	12,95	6079	405	7,50
30K2	300	300	10,0	15,5	18	122,70	96,3	20930	771	13,06	6980	465	7,54
30K3	304	300	11,5	17,5		138,72	108,9	23910	874	13,12	7881	525	7,54
35K1	343	350	10,0	15,0		139,70	109,7	31610	1010	15,04	10720	613	8,76
35K2	348	350	11,0	17,5	20	160,40	125,9	37090	1173	15,21	12510	715	8,83
35K3	353	350	13,0	20,0		184,10	144,5	42970	1351	15,28	14300	817	8,81
40K1	393	400	11,0	16,5		175,80	138,0	52400	1457	17,26	17610	880	10,00
40K2	400	400	13,0	20,0		210,96	165,6	64140	1767	17,44	21350	1067	10,03
40K3	409	400	16,0	24,5	22	257,80	202,3	80040	2180	17,62	26150	1307	10,07
40K4	419	400	19,0	29,5		308,60	242,2	93340	2642	17,85	31500	1575	10,10
40K5	431	400	23,0	35,5		371,00	291,2	121570	3217	18,10	37910	1896	10,11

**Двотаври сталеві гарячекатані  
додадкової серії (Д).  
Сортамент (вибірка з ГОСТ 26020-83)**



Номер профілю	мм						Маса 1 м, кг	Довідкові значення для осей					
	h	b	s	t	R	x-x			y-y				
						$J_{x^2}$ , см <sup>4</sup>		$W_{x^2}$ , см <sup>3</sup>	$S_{x^2}$ , см <sup>3</sup>	$i_{x^2}$ , см	$J_{y^2}$ , см <sup>4</sup>	$W_{y^2}$ , см <sup>3</sup>	$i_{y^2}$ , см
24ДБ1	239,0	115,0	5,5	9,3	15	35,45	27,8	295,8	166,6	9,99	236,8	41,2	2,58
27ДБ1	269,0	125,0	6,0	9,5	15	40,68	31,9	376,8	212,7	11,16	310,5	49,7	2,76
36ДБ1	360,0	145,0	7,2	12,3	18	62,60	49,1	766,4	434,1	14,84	627,6	86,6	3,17
35ДБ1	349,0	127,0	5,8	8,5	15	42,78	33,6	489,4	279,4	14,13	291,5	45,9	2,61
40ДБ1	399,0	139,0	6,2	9,0	15	50,58	39,7	654,2	374,5	16,06	404,4	58,2	2,83
45ДБ1	450,0	152,0	7,4	11,0	15	67,05	52,6	969,2	556,8	18,04	646,2	85,0	3,10
45ДБ2	450,0	180,0	7,6	13,3	18	82,80	65,0	1280,0	722,0	18,70	1300,0	144,0	3,96
30ДШ1	300,6	201,9	9,4	16,0	18	92,61	72,7	1000,0	563,0	12,80	2200,0	218,0	4,87
40ДШ1	397,6	302,0	11,5	18,7	22	159,01	124,0	2330,0	1290,0	17,10	8590,0	569,0	7,36
50ДШ1	496,2	303,8	14,2	21,0	26	198,00	155,0	3470,0	1950,0	20,80	9830,0	647,0	7,05



**Труби сталеві безшовні  
гарячедеформовані. Сортамент  
(вибірка з ГОСТ 8732-78 зі змінами № 1 і № 2)**

Розміри, мм		Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Момент інерції J, см <sup>4</sup>	Радіус інерції i, см	Маса 1 м, кг
D	t				
45	3,5	4,56	9,89	1,47	3,58
45	3,5	4,56	9,89	1,47	3,58
45	4,0	5,15	10,93	1,46	4,04
50	3,5	5,11	13,90	1,65	4,01
50	4,0	5,78	15,40	1,63	4,54
50	4,5	6,43	16,81	1,62	5,05
50	5,0	7,07	18,11	1,60	5,55
50	5,5	7,69	19,32	1,59	6,04
57	3,5	5,88	21,14	1,90	4,62
57	4,0	6,66	23,52	1,88	5,23
57	4,5	7,42	2576	1,86	5,83
57	5,0	8,17	27,86	1,85	6,41
57	5,5	8,90	29,84	1,83	6,99
57	6,0	9,61	31,69	1,82	7,55
63,5	3,5	6,60	29,79	2,12	5,18
63,5	4,0	7,48	33,24	2,11	5,87
63,5	4,5	8,34	36,50	2,09	6,55
63,5	5,0	9,19	39,60	2,08	7,21
63,5	5,5	10,02	42,52	2,06	7,87
63,5	6,0	10,84	45,28	2,04	8,51
70	3,5	7,31	40,53	2,35	5,74
70	4,0	8,29	45,33	2,34	6,51
70	4,5	9,26	49,89	2,32	7,27
70	5,0	10,21	54,24	2,30	8,01
70	5,5	11,14	58,38	2,29	8,75
70	6,0	12,06	62,31	2,27	9,47
70	7,0	13,85	69,58	2,24	10,88
70	8,0	15,58	76,12	2,21	12,23
76	3,5	7,97	52,50	2,57	6,26
76	4,0	9,05	58,81	2,55	7,10
76	4,5	10,11	64,85	2,53	7,93
76	5,0	11,15	70,62	2,52	8,75
76	5,5	12,18	76,14	2,50	9,56
76	6,0	13,19	81,41	2,48	10,36
76	7,0	15,17	91,23	2,45	11,91
76	8,0	17,09	100,15	2,42	13,42

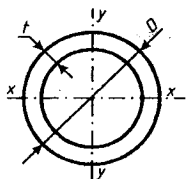
Продовження таблиці 2.12

Розміри, мм		Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Момент інерції $J$ , см <sup>4</sup>	Радіус інерції $i$ , см	Маса 1 м, кг
$D$	$t$				
89	3,5	9,40	86,05	3,03	7,38
89	4,0	10,68	96,68	3,01	8,38
89	4,5	11,95	106,92	2,99	9,38
89	5,0	13,19	116,79	2,98	10,36
89	5,5	14,43	126,29	2,96	11,33
89	6,0	15,65	135,43	2,94	12,28
89	7,0	18,03	152,67	2,91	14,16
89	8,0	20,36	168,58	2,88	15,98
89	9,0	22,62	183,24	2,85	17,76
89	10,0	24,82	196,72	2,82	19,48
102	3,5	10,83	131,52	3,48	8,50
102	4,0	12,32	148,09	3,47	9,67
102	4,5	13,78	164,14	3,45	10,82
102	5,0	15,24	179,68	3,43	11,96
102	5,5	16,67	194,72	3,42	13,09
102	6,0	18,10	209,27	3,40	14,21
102	7,0	20,89	236,96	3,37	16,40
102	8,0	23,62	262,82	3,34	18,55
102	9,0	26,30	286,94	3,30	20,64
102	10,0	28,90	309,40	3,27	22,69
102	11,0	31,45	330,27	3,24	24,69
102	12,0	33,93	349,64	3,21	26,63
121	4,0	14,70	251,87	4,14	11,54
121	4,5	16,47	279,83	4,12	12,93
121	5,0	18,22	307,05	4,11	14,30
121	5,5	19,96	333,54	4,09	15,67
121	6,0	21,68	359,32	4,07	17,02
121	7,0	25,07	408,79	4,04	19,68
121	8,0	28,40	455,57	4,01	22,29
121	9,0	31,67	499,74	3,97	24,86
121	10,0	34,87	541,42	3,94	27,37
121	11,0	38,01	580,70	3,91	29,84
121	12,0	41,09	617,66	3,88	32,26
140	4,5	19,16	440,11	4,79	15,04
140	5,0	21,21	483,75	4,78	16,65
140	5,5	23,24	526,39	4,76	18,24
140	6,0	25,26	568,06	4,74	19,83
140	7,0	29,25	648,50	4,71	22,96
140	8,0	33,18	725,20	4,68	26,04
140	9,0	37,04	798,28	4,64	29,08
140	10,0	40,84	867,86	4,61	32,06
140	11,0	44,58	934,04	4,58	34,99
140	12,0	48,25	996,94	4,55	37,88
140	14,0	55,42	1113,33	4,48	43,50

Розміри, мм		Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Момент інерції $J$ , см <sup>4</sup>	Радіус інерції $i$ , см	Маса 1 м, кг
$D$	$t$				
159	4,5	21,84	652,26	5,46	17,15
159	5,0	24,19	717,87	5,45	18,99
159	5,5	26,52	782,17	5,43	20,82
159	6,0	28,84	845,18	5,41	22,64
159	7,0	33,43	967,40	5,38	26,24
159	8,0	37,95	1084,66	5,35	29,79
159	9,0	42,41	1197,11	5,31	33,29
159	10,0	46,81	1304,87	5,28	36,75
159	11,0	51,15	1408,08	5,25	40,15
159	12,0	55,42	1506,86	5,21	43,50
159	14,0	63,77	1691,68	5,15	50,06
159	16,0	71,88	1860,32	5,09	56,43
180	5,0	27,49	1053,16	6,19	21,58
180	5,5	30,15	1148,78	6,17	23,67
180	6,0	32,80	1242,72	6,16	25,75
180	7,0	38,04	1425,62	6,12	29,87
180	8,0	43,23	1602,03	6,09	33,93
180	9,0	48,35	1772,10	6,05	37,95
180	10,0	53,41	1935,99	6,02	41,92
180	11,0	58,40	2093,85	5,99	45,85
180	12,0	63,33	2245,82	5,95	49,72
180	14,0	73,01	2532,72	5,89	57,31
180	16,0	82,44	2797,84	5,83	64,71
203	6,0	37,13	1803,06	6,97	29,15
203	7,0	43,10	2072,41	6,93	33,84
203	8,0	49,01	2333,35	6,90	38,47
203	9,0	54,85	2586,06	6,87	43,06
203	10,0	60,63	2830,69	6,83	47,60
203	11,0	66,35	3067,44	6,80	52,09
203	12,0	72,01	3296,47	6,77	56,52
203	14,0	83,13	3732,04	6,70	65,25
203	16,0	94,00	4138,75	6,64	73,79
219	6,0	40,15	2278,72	7,53	31,52
219	7,0	46,62	2622,02	7,50	36,60
219	8,0	53,03	2955,41	7,47	41,63
219	9,0	59,38	3279,09	7,43	46,61
219	10,0	65,66	3593,26	7,40	51,54
219	11,0	71,88	3898,09	7,36	56,43
219	12,0	78,04	4193,78	7,33	61,26
219	14,0	90,16	4758,47	7,26	70,78
219	16,0	102,04	5288,76	7,20	80,10
219	18,0	113,66	5786,10	7,13	89,23
219	20,0	125,04	6251,88	7,07	98,15
219	22,0	136,16	6687,45	7,01	106,88
219	25,0	152,37	7287,10	6,92	119,61

Продовження таблиці 2.12

Розміри, мм		Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Момент інерції $J$ , см <sup>4</sup>	Радіус інерції $i$ , см	Маса 1 м, кг
$D$	$t$				
273	7,0	58,50	5177,26	9,41	45,92
273	8,0	66,60	5851,67	9,37	52,28
273	9,0	74,64	6510,51	9,34	58,60
273	10,0	82,62	7154,04	9,31	64,86
273	11,0	90,54	7782,48	9,27	71,07
273	12,0	98,39	8396,08	9,24	77,24
273	14,0	113,91	9579,68	9,17	89,42
273	16,0	129,18	10706,71	9,10	101,41
273	18,0	144,20	11778,99	9,04	113,20
273	20,0	158,96	12798,34	8,97	124,79
273	22,0	173,48	13766,51	8,91	136,18
273	25,0	194,78	15126,64	8,81	152,90
273	28,0	215,51	16381,30	8,72	169,18
325	8,0	79,67	10013,84	11,21	62,54
325	9,0	89,35	11161,24	11,18	70,14
325	10,0	98,96	12286,43	11,14	77,68
325	11,0	108,51	13389,70	11,11	85,18
325	12,0	118,00	14471,34	11,07	92,63
325	14,0	136,78	16570,85	11,01	107,38
325	16,0	155,32	18587,23	10,94	121,93
325	18,0	173,60	20522,70	10,87	136,28
325	20,0	191,64	22379,45	10,81	150,44
325	22,0	209,42	24159,65	10,74	164,39
325	25,0	235,62	26691,06	10,64	184,96
325	28,0	261,25	29 062,09	10,55	205,08
325	30,0	278,03	30557,10	10,48	218,25
325	32,0	294,56	31985,92	10,42	231,23
377	9,0	104,05	17623,90	13,01	81,68
377	10,0	115,30	19425,71	12,98	90,51
377	11,0	126,48	21197,49	12,95	99,29
377	12,0	137,60	22939,58	12,91	108,02
377	14,0	159,66	26336,01	12,84	125,33
377	16,0	181,46	29617,63	12,78	142,44
377	18,0	203,01	32787,08	12,71	159,36
377	20,0	224,31	35846,93	12,64	176,08
377	22,0	245,36	38799,75	12,58	192,61
377	25,0	276,46	43033,80	12,48	217,02
377	28,0	307,00	47041,08	12,38	240,99
377	30,0	327,04	49590,70	12,31	256,73
377	32,0	346,83	52045,61	12,25	272,26



**Труби сталеві**  
**електрозварні прямошовні.**  
**Сортамент (вибірка з ГОСТ 10704-91)**

Розміри, мм		Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Момент інерції J, см <sup>4</sup>	Радіус інерції i, см	Маса 1 м, кг
D	t				
60	2,5	4,52	18,70	2,03	3,55
60	2,8	5,03	20,63	2,02	3,95
60	3,0	5,37	21,88	2,02	4,22
60	3,2	5,71	23,10	2,01	4,48
60	3,5	6,21	24,88	2,00	4,88
60	3,8	6,71	26,61	1,99	5,27
60	4,0	7,04	27,73	1,98	5,52
70	2,5	5,30	30,23	2,39	4,16
70	2,8	5,91	33,43	2,38	4,64
70	3,0	6,31	35,50	2,37	4,96
70	3,2	6,72	37,54	2,36	5,27
70	3,5; 4		(див. табл. 2.12)		
89	2,5	6,79	63,59	3,06	5,33
89	2,8	7,58	70,50	3,05	5,95
89	3,0	8,11	75,02	3,04	6,36
89	3,2	8,63	79,48	3,04	6,77
89	3,5, 4, 4,5; 5; 5,5		(див. табл. 2.12)		
102	2,5	7,81	96,77	3,52	6,13
102	2,8	8,73	107,42	3,51	6,85
102	3,0	9,33	114,41	3,50	7,32
102	3,2	9,93	121,32	3,49	7,80
102	3,5; 4; 4,5; 5; 5,5		(див. табл. 2.12)		
114	2,5	8,76	136,16	3,94	6,87
114	2,8	9,78	151,29	3,93	7,68
114	3,0	10,46	161,24	3,93	8,21
114	3,2	11,14	171,08	3,92	8,74
114	3,5	12,15	185,63	3,91	9,54
114	3,8	13,16	199,94	3,90	10,33
114	4,0	13,82	209,35	3,89	10,85
114	4,5	15,48	232,40	3,87	12,15
114	5,0	17,12	254,81	3,86	13,44
114	5,5	18,75	276,58	3,84	14,72
140	2,5	10,80	255,30	4,86	8,48
140	2,8	12,07	284,09	4,85	9,47
140	3,0	12,91	303,07	4,84	10,14
140	3,2	13,75	321,89	4,84	10,80
140	3,5	15,01	349,79	4,83	11,78
140	3,8	16,26	377,32	4,82	12,76
140	4,0	17,09	395,47	4,81	13,42
140	4,5; 5; 5,5		(див. табл. 2.12)		

Продовження таблиці 2.13

Розміри, мм		Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Момент інерції $J$ , см <sup>4</sup>	Радіус інерції $i$ , см	Маса 1 м, кг
$D$	$t$				
159	2,5	12,29	376,40	5,53	9,65
159	2,8	13,74	419,18	5,52	10,79
159	3,0	14,70	447,42	5,52	11,54
159	3,2	15,66	475,44	5,51	12,30
159	3,5	17,10	517,05	5,50	13,42
159	3,8	18,53	558,18	5,49	14,54
159	4,0	19,48	585,33	5,48	15,29
159	4,5; 5; 5,5; 6; 7; 8				
(див.табл. 2.12)					
194	3,2	19,18	873,10	6,75	15,06
194	3,5	20,95	950,51	6,74	16,44
194	3,8	22,71	1027,18	6,73	17,82
194	4,0	23,88	1077,88	6,72	18,74
194	4,5	26,79	1203,21	6,70	21,03
194	5,0	29,69	1326,53	6,68	23,31
194	5,5	32,57	1447,85	6,67	25,57
194	6,0	35,44	1567,20	6,65	27,82
194	7,0	41,12	1800,06	6,62	32,28
194	8,0	46,75	2025,29	6,58	36,70
219	3,5	23,70	1375,88	7,62	18,60
219	3,8	25,69	1487,66	7,61	20,17
219	4,0	27,02	1561,64	7,60	21,21
219	4,5	30,32	1744,79	7,59	23,80
219	5,0	33,62	1925,33	7,57	26,39
219	5,5	36,89	2103,30	7,55	28,96
219	6; 7; 8; 9				
(див.табл. 2.12)					
273	4,0	33,80	3058,22	9,51	26,54
273	4,5	37,96	3421,56	9,49	29,80
273	5,0	42,10	3780,79	9,48	33,05
273	5,5	46,22	4135,94	9,46	36,28
273	6,0	50,33	4487,05	9,44	39,51
273	7; 8; 9				
(див.табл. 2.12)					
377	4,0	46,87	8152,54	13,19	36,79
377	4,5	52,66	9135,06	13,17	41,34
377	5,0	58,43	10109,59	13,15	45,87
377	5,5	64,19	11076,20	13,14	50,39
377	6,0	69,93	12034,92	13,12	54,90
377	7,0	81,37	13928,85	13,08	63,87
377	8,0	92,74	15791,73	13,05	72,80
377	9,0				
(див.табл. 2.12)					
426	4,0	53,03	11805,73	14,92	41,63
426	4,5	59,59	13234,61	14,90	46,78
426	5,0	66,13	14653,25	14,89	51,91
426	5,5	72,66	16061,70	14,87	57,04
426	6,0	79,17	17460,00	14,85	62,15
426	7,0	92,14	20226,36	14,82	72,33
426	8,0	105,05	22952,73	14,78	82,47
426	9,0	117,90	25639,49	14,75	92,55
426	10,0	130,69	28287,03	14,71	102,59
426	11,0	143,41	30895,73	14,68	112,58
426	12,0	156,07	33465,97	14,64	122,52

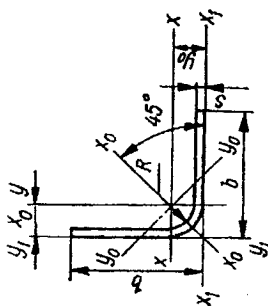


## Кутики сталеві гнуті рівнополичні.

Сортамент (вибірка з ДСТУ 2254-93, ГОСТ 19771-93)

Приклад позначення: гн. L120x120x6/ДСТУ 2255-93

$$n = \frac{b - (R + s)}{s}$$



Розміри, мм		Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Довідкові величини для осей									
b	s			x - x(y - y)		x <sub>0</sub> - x <sub>0</sub>		y <sub>0</sub> - y <sub>0</sub>		x <sub>1</sub> - x <sub>1</sub> (y <sub>1</sub> - y <sub>1</sub> )			
				J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x</sub> , см	J <sub>x<sub>0</sub></sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x<sub>0</sub></sub> , см	J <sub>y<sub>0</sub></sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>y<sub>0</sub></sub> , см	J <sub>x<sub>1</sub></sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x<sub>1</sub></sub> , см		
25	1,5	2	14,3	0,56	0,71	0,44	0,79	0,71	1,00	0,16	0,48	0,98	0,70
25	2	3	10,0	0,73	0,92	0,56	0,78	0,92	1,00	0,20	0,47	1,04	0,72
25	2,5	3	7,4	0,96	1,14	0,67	0,77	1,11	0,92	0,24	0,46	1,31	0,74
32	1,5	2	18,3	0,72	0,91	0,94	1,01	1,53	1,29	0,35	0,62	1,64	0,88
32	2	3	13,5	0,95	1,20	1,22	1,00	1,99	1,28	0,45	0,61	2,19	0,90
32	2,5	3	10,2	1,16	1,48	1,48	1,00	2,42	1,28	0,53	0,60	2,75	0,92
36	2	3	15,5	1,07	1,36	1,76	1,13	2,86	1,45	0,66	0,69	3,12	1,00
36	2,5	3	12,2	1,33	1,69	2,14	1,13	3,49	1,44	0,80	0,69	3,90	1,02
36	3	4	9,7	1,57	2,00	2,51	1,12	4,11	1,43	0,91	0,68	4,70	1,04
40	2	3	17,5	1,20	1,52	2,43	1,26	3,96	1,61	0,92	0,78	4,28	1,10
40	2,5	3	13,1	1,48	1,89	2,98	1,25	4,84	1,60	1,19	0,77	5,34	1,12
40	3	4	11,0	1,76	2,24	3,50	1,25	5,71	1,60	1,29	0,76	6,43	1,14

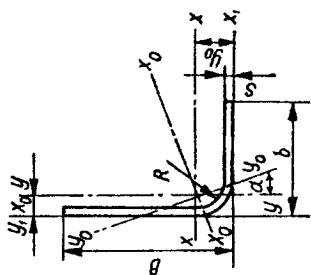
Для кутика з сталі c  $\sigma_B \leq 460$  МПа

Продовження таблиці 2.14

Розміри, мм			n	Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	x - x(y - y)		x <sub>0</sub> - x <sub>0</sub>		y <sub>0</sub> - y <sub>0</sub>		x <sub>1</sub> - x <sub>1</sub> (y <sub>1</sub> - y <sub>1</sub> )	
b	s	R, не більше				J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x</sub> , см	J <sub>x<sub>0</sub></sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x<sub>0</sub></sub> , см	J <sub>y<sub>0</sub></sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>y<sub>0</sub></sub> , см	J <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> , см
50	2,5	3	17,4	1,88	2,39	5,96	1,58	9,60	2,01	2,26	0,97	10,40	1,37
50	3	4	14,3	2,23	2,84	7,02	1,57	11,42	2,00	2,63	0,96	12,54	1,39
50	4	6	10,0	2,90	3,70	8,94	1,55	14,70	1,99	3,20	0,93	16,7	1,45
55	3	4	16,0	2,46	3,14	9,44	1,73	15,32	2,20	3,56	1,06	16,68	1,52
60	3	4	16,7	2,70	3,44	12,36	1,89	20,03	2,41	4,89	1,17	21,65	1,64
60	4	6	12,5	3,53	4,50	15,96	1,88	26,06	2,40	5,88	1,14	28,92	1,70
70	3	4	21,0	3,17	4,04	19,88	2,22	32,15	2,82	7,60	1,37	34,36	1,89
70	4	6	15,0	4,16	5,30	25,79	2,20	41,95	2,81	9,62	1,35	45,88	1,95
80	3	4	24,3	3,64	4,64	29,96	2,54	48,39	3,23	11,52	1,58	51,27	2,14
80	4	6	17,5	4,79	6,10	39,00	2,53	63,31	3,22	14,70	1,55	68,43	2,20
80	5	7	13,6	5,92	7,55	47,70	2,51	77,64	3,20	17,76	1,53	85,65	2,24
80	6	9	10,8	7,01	8,93	55,50	2,49	91,03	3,19	20,00	1,50	102,6	2,30
80	7	9	9,14	8,11	10,33	63,90	2,49	104,61	3,18	23,19	1,50	120,33	2,34
100	4	6	22,5	6,05	7,70	77,58	3,17	125,54	4,04	29,63	1,96	133,54	2,69
100	5	7	17,6	7,49	9,55	95,31	3,16	154,50	4,02	36,06	1,94	167,07	2,74
100	6	9	14,2	8,89	11,33	112,19	3,15	182,66	4,01	41,72	1,92	200,70	2,79
120	4	6	27,5	7,30	9,30	135,69	3,82	215,13	4,85	52,27	2,37	230,65	3,19
120	5	7	21,6	9,06	11,55	167,19	3,80	270,48	4,84	63,91	2,35	288,49	3,24
120	6	9	17,5	10,78	13,78	197,46	3,79	320,48	4,83	74,44	2,33	346,44	3,29
160	4	6	37,5	9,81	12,50	326,65	5,11	525,99	6,49	127,04	3,19	548,47	4,12
160	5	7	29,6	12,20	15,55	403,77	5,09	651,31	6,47	156,24	3,17	683,32	4,24
160	6	9	24,2	14,55	18,53	478,84	5,08	774,21	6,46	183,48	3,15	820,33	4,29
160	7	9	20,6	16,90	21,53	553,20	5,07	894,76	6,44	211,65	3,13	957,51	4,33

Кутики сталеві гнуті нерівнополічні.  
Сортамент(вибірка з ДСТУ2255-93, ГОСТ 19772-93)  
Приклад позначення: L80×63×4/ДСТУ2255-93

$$n_1 = \frac{B - (R + s)}{s}; \quad n_2 = \frac{b - (R + s)}{s}$$



Розміри, мм				Маса 1 м, кг	$n_1$	$n_2$	Площа попе- речного пере- зу, см <sup>2</sup>	Довідкові величини для осей								
B	b	s	R, не більше					$x - x(y - y)$		$x_0 - x_0$		$y_0 - y_0$		$x_1 - x_1(y_1 - y_1)$		
					$J_x, \text{см}^4$	$i_x, \text{см}$	$J_{x_0}, \text{см}^4$	$i_{x_0}, \text{см}$	$J_{y_0}, \text{см}^4$	$i_{y_0}, \text{см}$	$J_{x_1}, \text{см}^4$	$x_0, \text{см}$	$fgx$			
Для кутика з сталі $c \sigma_B \leq 460$ МПа																
25	20	1,5	2	0,50	14,30	11,0	0,63	0,41	0,80	0,23	0,61	0,53	0,92	0,11	0,41	0,65
25	20	2	3	0,65	10,00	7,5	0,82	0,52	0,79	0,30	0,60	0,68	0,91	0,13	0,40	0,66
32	25	1,5	2	0,64	19,00	14,3	0,81	0,87	1,03	0,47	0,76	1,11	1,70	0,28	0,53	0,62
32	25	2	3	0,84	13,50	10,0	1,06	1,12	1,02	0,61	0,76	1,44	1,16	0,28	0,52	0,62
32	25	2,5	3	1,03	10,60	7,8	1,32	1,35	1,01	0,73	0,75	1,75	1,16	0,34	0,51	0,63
40	25	1,5	2	0,73	24,30	14,3	0,93	1,58	1,30	0,50	0,74	1,81	1,40	0,27	0,54	0,42
40	25	2	3	0,96	17,50	10,0	1,22	2,06	1,30	0,65	0,73	2,36	1,39	0,35	0,54	0,42

Продовження таблиці 2.15

В	Розміри, мм			Маса 1 м, кг	$n_1$	$n_2$	Площа поле- речного перері- зу, см <sup>2</sup>	Дривкові величини для осей								
	b	s	R, не більше					$x - x(y - y)$		$x_0 - x_0$		$y_0 - y_0$		$x_1 - x_1(y_1 - y_1)$		
								$J_x, \text{см}^4$	$i_x, \text{см}$	$J_{x_0}, \text{см}^4$	$i_{x_0}, \text{см}$	$J_{y_0}, \text{см}^4$	$i_{y_0}, \text{см}$	$J_x, \text{см}^4$	$i_x, \text{см}$	$J_{x_1}, \text{см}^4$
40	25	2,5	3	1,19	13,80	7,6	1,51	2,50	1,29	0,79	0,72	2,88	1,38	0,41	0,52	0,42
40	32	2	3	1,07	17,50	13,5	1,36	2,25	1,29	1,31	0,98	2,96	1,47	0,61	0,67	0,65
40	42	2,5	3	1,33	13,80	10,6	1,69	2,76	1,28	1,59	0,97	3,61	1,47	0,74	0,66	0,65
40	32	3	4	1,57	11,00	8,3	2,00	3,23	1,27	1,87	0,97	4,25	1,46	0,85	0,65	0,65
45	30	3	4	1,63	12,70	7,7	2,08	4,34	1,45	1,60	0,88	5,13	1,57	0,81	0,62	0,47
50	35	3,2	5	1,98	13,00	8,4	2,53	6,52	1,61	2,72	1,04	7,89	1,77	1,35	0,73	0,51
50	36	2,5	3	1,60	17,80	12,2	2,04	5,32	1,61	2,37	1,08	6,49	1,79	1,20	0,77	0,53
50	36	3	4	1,90	14,30	9,7	2,42	6,60	1,61	2,9	1,07	7,66	1,78	1,39	0,76	0,54
50	36	4	6	2,47	10,00	6,5	3,14	7,97	1,59	3,55	1,06	9,82	1,77	1,70	0,73	0,54
60	40	3	4	2,23	17,70	11,0	2,64	10,73	1,94	3,97	1,18	12,61	2,11	2,09	0,86	0,47
60	40	4	6	2,9)	12,50	7,5	3,70	13,76	1,93	5,08	1,17	16,25	2,39	2,59	0,84	0,49
70	50	3	4	2,70	21,00	14,3	3,44	17,73	2,27	7,80	1,50	21,54	2,50	4,00	1,08	0,53
70	50	4	6	3,53	15,00	10,0	4,50	22,90	2,25	10,04	1,49	27,94	2,49	5,01	1,05	0,53
80	63	4	6	4,26	17,50	13,2	5,42	35,95	2,67	20,06	1,92	46,52	2,93	9,48	1,32	0,63

Продовження таблиці 2.15

Розміри, мм				Маса 1 м, кг	$n_1$	$n_2$	Площа попе- речного перері- зу, $\text{см}^2$	Довідкові величини для осей								
B	b	s	R, не більше					$x - x'(y - y')$		$x_0 - x_0'$		$y_0 - y_0'$		$x_1 - x_1'(y_1 - y_1')$		
								$J_x, \text{см}^4$	$i_x, \text{см}$	$J_{x_0}, \text{см}^4$	$i_{x_0}, \text{см}$	$J_{y_0}, \text{см}^4$	$i_{y_0}, \text{см}$	$J_x, \text{см}^4$	$J_{x_1}, \text{см}^4$	$x_{0,1}, \text{см}$
80	63	5	7	5,26	13,60	10,2	6,70	43,88	2,56	24,43	1,91	56,91	2,91	11,40	1,30	0,63
80	63	6	9	6,21	10,80	8,0	7,91	51,24	2,54	28,49	1,90	66,76	2,90	12,96	1,28	0,64
85	67	4	6	4,54	18,80	14,3	5,78	43,39	2,74	24,28	2,05	56,15	3,12	4,51	1,41	0,63
90	70	4	6	4,79	20,00	15,0	6,10	51,53	2,90	27,92	2,16	66,03	3,29	13,42	1,48	0,62
90	70	5	7	5,92	15,60	11,6	7,55	63,07	2,89	34,09	2,12	80,96	3,27	16,20	1,46	0,62
90	70	6	9	7,01	12,50	9,2	8,93	73,68	2,88	39,88	2,11	95,21	3,26	18,55	1,44	0,62
90	70	7	9	8,11	10,60	7,7	10,33	84,61	2,86	45,55	2,10	109,00	3,25	21,15	1,43	0,62
100	65	4	6	4,95	22,50	13,8	6,30	66,91	3,26	23,36	1,93	77,72	3,51	12,56	1,41	0,44
100	80	5	7	6,71	17,60	13,6	8,55	88,35	3,21	51,23	2,45	115,55	3,68	24,02	1,68	0,65
100	80	6	9	7,95	14,20	10,8	10,13	103,79	3,20	60,11	2,43	136,23	3,67	27,67	1,65	0,65
100	80	7	9	9,21	12,00	9,1	11,73	119,11	3,18	68,82	2,42	156,29	3,65	31,63	1,64	0,65
100	80	8	12	10,37	10,00	7,5	13,21	132,84	3,17	76,73	2,41	175,36	3,64	34,23	1,61	0,66
105	100	3	4	4,69	32,70	31,0	5,98	67,66	3,36	60,12	3,17	103,23	4,16	24,55	2,03	0,19
110	60	3	6	3,86	33,67	17,0	4,91	64,21	3,62	14,66	1,73	8,55	1,32	70,35	3,78	0,33

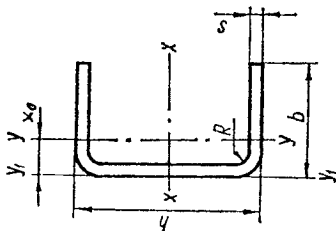
Продовження таблиці 2.15

Розміри, мм				Довідкові величини для осей												
B	b	s	R, не більше	Маса 1 м, кг	n <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	Площа попе- речного перері- зу, см <sup>2</sup>	x - x(y - y)		x <sub>0</sub> - x <sub>0</sub>		y <sub>0</sub> - y <sub>0</sub>		x <sub>1</sub> - x <sub>1</sub> (y <sub>1</sub> - y <sub>1</sub> )		
								J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x</sub> , см	J <sub>x<sub>0</sub></sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x<sub>0</sub></sub> , см	J <sub>y<sub>0</sub></sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>y<sub>0</sub></sub> , см	J <sub>y<sub>1</sub></sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>y<sub>1</sub></sub> , см	J <sub>x<sub>1</sub></sub> , см <sup>4</sup>
110	90	5	7	7,49	19,60	15,6	9,55	119,58	3,54	73,30	2,77	158,90	4,08	33,99	1,89	0,68
120	100	6	9	9,84	17,50	14,1	12,53	185,64	3,85	118,98	3,08	250,80	4,47	53,81	2,07	0,70
120	100	7	9	11,41	14,90	12,0	14,53	213,65	3,83	136,71	3,07	288,62	4,46	61,75	2,06	0,70
120	100	8	12	12,88	12,50	10,0	16,41	239,47	3,82	153,18	3,05	325,05	4,45	67,61	2,03	0,70
130	60	6	9	8,42	19,20	7,5	10,73	191,22	4,22	28,34	1,62	202,40	4,34	17,6	1,26	0,25
130	80	5	7	7,89	23,60	13,6	10,05	180,95	4,24	55,21	2,34	205,56	4,52	30,59	1,75	0,41
160	125	7	9	14,98	20,60	15,6	19,08	509,24	5,16	278,82	3,82	653,38	5,85	134,68	2,66	0,62
160	125	8	12	16,96	17,50	13,1	21,61	573,52	5,15	313,85	3,81	738,19	5,84	149,18	2,63	0,62
200	100	6	9	13,60	30,90	14,2	17,33	746,54	6,56	136,78	2,81	800,86	6,80	82,47	2,18	0,28

# Швелери сталеві гнуті рівнополічні. Сортамент(вибірка з ГОСТ 8278-83 зі змінами №1 і №2)

Приклад позначення: гн. L160×80×5/ГОСТ 8278-83

$$n_1 = \frac{b - (R + s)}{s}; \quad n_2 = \frac{h - 2(R + s)}{s}$$



h	b	s	R, не більше	Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	n <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	Довідкові величини для осей								
								x - x				y - y				x <sub>0</sub> , см
								J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	S <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	J <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см		
ВСт3кп, ВСт3пс																
60	32	3	4	2,67	3,40	8,3	15,3	18,31	6,10	2,32	3,62	3,38	1,52	1,00	0,97	
80	50	4	6	5,18	6,60	10,0	15,0	65,98	16,50	3,16	9,65	16,60	4,48	1,58	1,60	
100	50	3	4	4,47	5,68	14,3	28,7	87,88	15,57	3,93	10,24	14,05	3,90	1,57	1,39	
120	60	4	6	7,07	9,00	12,5	25,0	198,65	33,11	4,70	19,37	31,91	7,42	1,88	1,70	
120	60	5	7	8,71	11,09	9,6	19,2	239,83	39,94	4,67	23,60	38,73	9,10	1,87	1,74	
140	60	4	6	7,70	9,80	12,5	30,0	285,42	40,77	5,39	24,08	33,57	7,59	1,85	1,57	
160	80	4	6	9,58	12,20	17,5	35,0	489,16	61,14	6,33	35,42	78,01	13,44	2,53	2,20	

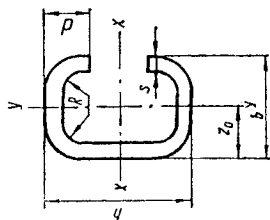
Продовження таблиці 2.16

Довідкові величини для осей

h	b	s	R, не більше	Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, $\text{см}^2$	$n_1$	$n_2$	x - x				y - y			$x_0$ , $\text{см}$
								$J_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$J_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	
160	80	5	7	11,85	15,09	13,6	27,2	595,66	74,46	6,28	43,45	95,40	16,57	2,51	2,24
180	80	5	7	13,68	16,09	13,6	31,2	784,86	87,21	6,98	51,24	99,5	16,86	2,48	2,12
200	80	4	6	10,83	13,81	17,5	45,0	823,48	82,35	7,72	48,43	83,67	13,86	2,46	1,98
200	80	5	7	13,42	17,09	13,6	35,2	1006,26	100,63	7,67	59,54	102,45	17,10	2,45	2,01
250	125	6	9	22,00	28,10	17,5	36,7	2720,00	218,00	9,85	126,00	399,00	45,50	3,77	3,23
300	100	8	12	29,53	37,62	10,0	32,5	4694,84	312,98	11,17	189,27	327,88	42,94	2,95	2,37
Всm3ан, 09Г2															
80	50	4	10	5,08	6,47	9,0	13,0	63,67	15,92	3,14	9,37	16,22	4,82	1,58	1,63
100	50	3	7	4,40	5,60	13,3	26,7	85,89	17,18	3,92	10,04	13,99	3,87	1,57	1,41
120	60	4	10	6,96	8,87	11,5	23,0	193,52	32,25	4,67	18,95	31,48	7,36	1,88	1,72
120	60	5	12	8,54	10,88	8,6	17,2	231,60	38,60	4,61	23,31	38,09	9,01	1,87	1,78
160	80	4	10	9,47	12,07	16,5	33,0	480,12	60,01	6,31	32,86	77,29	13,38	2,53	2,22
160	80	5	12	11,68	14,88	12,6	26,0	581,49	72,69	6,25	42,92	94,24	16,47	2,52	2,52
180	80	5	12	12,46	15,88	12,6	29,2	766,99	85,22	6,95	50,65	98,11	16,77	2,49	2,15
200	80	4	10	10,75	13,67	16,5	43,0	809,42	80,94	7,69	47,73	83,09	13,82	2,46	1,99
200	100	6	14	17,59	22,40	13,3	16,7	1374,29	137,43	7,83	80,33	222,20	30,99	3,15	2,83
280	140	5	12	21,10	26,88	24,6	49,2	3345,30	238,45	11,16	138,06	533,50	52,16	4,46	3,77



**Профілі сталеві гнуті С-подібні рівнополічні.  
Сортамент (вибірка з ГОСТ 8282-83 зі зміною № 1)  
Приклад позначення: С300х60х50/ГОСТ8282-83**



h	b	d	s	R, не більше	Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Довідкові величини для осей						z <sub>0</sub> , см
							x - x			y - y			
							J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	J <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см	
62	66	17,5	3	4,5	4,89	6,23	40,14	12,95	2,54	36,65	9,61	2,39	2,89
65	32	8	1	1,5	1,08	1,38	9,38	2,69	2,61	1,89	0,88	1,17	1,05
65	32	8	1,6	3,0	1,66	2,11	13,92	4,28	2,57	2,70	1,25	1,13	1,04
100	50	10	2	3,0	3,22	4,12	65,59	13,12	4,00	12,64	3,60	1,76	1,56
100	80	35	5	7,5	11,53	14,68	220,49	44,11	3,87	33,57	30,47	3,02	3,62
120	55	18	5	7,5	9,15	11,66	245,74	40,96	4,59	42,52	11,65	1,91	1,85
160	50	20	3	4,5	6,56	8,36	306,37	38,30	6,05	27,17	7,74	1,80	1,49
160	60	32	4	6,0	9,87	12,57	462,01	37,75	6,05	65,78	7,16	2,29	2,14
300	60	50	5	7,5	19,12	24,36	2861,55	190,77	10,84	125,61	30,42	2,27	1,87
400	160	50	3	4,5	18,85	24,01	6073,68	303,68	15,91	884,54	80,83	6,07	5,06
400	160	60	4	10,0	25,33	32,27	8028,19	401,41	15,77	1219,71	113,92	6,15	5,29
550	65	30	4	6,0	22,41	28,55	10258,72	373,04	18,96	110,32	20,64	1,97	1,16
416	65	30	4	6,0	18,01	22,95	4872,87	237,70	14,57	103,88	20,33	2,13	1,39

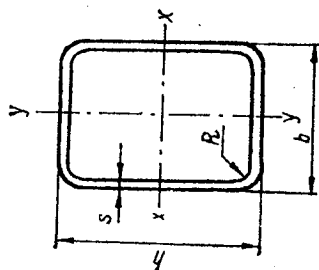
Примітка. Профілі з крисевої спойної та низьколегованої сталі виготовляються з радіусом кривизни не більше 2,5

Таблиця 2.18

Профілі сталеві гнуті замкнуті зварні прямокутні.

Сортамент (вибірка з ГОСТ 25577-83 зі змінами № 1 і № 2)

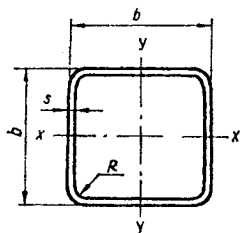
Приклад позначення: пр. гн. 180x75x5/ГОСТ 25577-83



h	b	s	R, не більше	Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, $\text{см}^2$	Довідкові величини для осей							
						x-x			y-y				
						$J_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$J_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	$S_y, \text{см}^3$
Зі сталі ВСт3кл, ВСт3пс, ГОСТ 380-88													
180	125	5	12	22,18	28,26	1265,94	140,66	6,69	85,20	726,58	116,25	5,07	66,63
180	75	5	12	18,26	23,26	883,02	98,11	6,16	63,33	226,38	60,37	3,12	34,44
160	120	3	6	12,60	16,05	601,73	75,22	6,12	44,69	388,86	64,81	4,92	36,67
97	80	3	6	7,76	9,87	134,73	27,78	3,69	21,99	100,45	25,11	3,19	14,50
Зі сталі ВСт3сп ГОСТ 380-88, 09Г2 ГОСТ 19282-73													
230	100	8	22	36,64	46,47	2804,05	243,88	7,75	159,76	770,24	154,05	4,06	89,73
230	100	5	22	23,47	29,90	1868,01	162,44	7,90	104,48	525,05	105,01	4,19	59,31
160	130	7	18	28,30	36,06	1263,31	157,91	5,92	96,54	921,02	141,70	5,05	83,99
150	100	8	22	27,02	34,42	959,61	127,96	5,28	81,39	513,87	102,77	3,86	61,77

# Профілі сталеві гнуті замкнуті зварні квадратні.

## Сортамент (вибірка з ГОСТ 25577-83 зі змінами № 1 і № 2).



Приклад позначення: пр. гн. 140×5/ГОСТ 25577-83

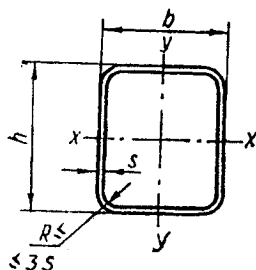
b	s	R, не більше	Маса 1 м, кг	Площа по- перечного перерізу, см <sup>2</sup>	Довідкові величини для осей			
					x - x			
мм					$J_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$
<i>Зі сталі ВСт3кп, ВСт3пс ГОСТ 380-88</i>								
110	3	6	9,79	121,45	233,59	42,47	4,33	24,70
100	4	8	11,50	14,70	234,00	48,90	3,87	26,00
<i>Зі сталі ВСт3сп ГОСТ 380-88, 09Г2 ГОСТ 19282-73</i>								
150	8	22	32,86	41,86	1329,97	177,23	5,64	107,63
140	8	22	30,36	38,67	1055,26	150,75	5,22	92,08
140	7	18	27,21	34,66	974,21	139,17	5,30	83,87
140	5	12	20,22	25,76	780,54	108,62	5,43	64,01
110	6	14	18,22	23,31	398,80	72,51	4,15	43,91
100	5	12	13,94	17,76	255,57	51,11	3,79	30,76
100	4	10	11,47	14,54	215,73	43,15	3,85	25,59
80	4	10	8,90	11,34	104,21	26,05	3,03	15,69

## Профілі сталеві гнуті замкнуті зварні прямокутні.

### Сортамент (вибірка з ГОСТ 36-2287-80

### зі зміною № 2)

Позначення:  $h \times b \times s$  / ТУ 36-2287-80



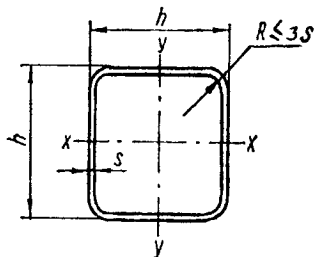
h	b	s	Маса 1 м, кг	Площа попереч- ного пер- ерізу, см <sup>2</sup>	Довідкові величини для осей					
					x - x			y - y		
					$J_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$J_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
100	60	3	7,25	9,24	126,2	25,2	3,69	56,6	18,9	2,47
100	60	4	9,55	12,16	162,6	32,5	3,66	72,2	24,1	2,44
100	60	5	11,78	15,00	196,2	39,2	3,62	86,2	28,7	2,40
100	60	6	13,94	17,76	227,4	45,5	3,58	99,0	33,0	2,36
120	80	3	9,14	11,64	238,4	39,7	4,53	127,0	31,7	3,30
120	80	4	12,06	15,36	309,0	51,5	4,48	164,0	41,0	3,27
120	80	5	14,92	19,00	375,6	62,6	4,44	198,0	49,5	3,23
120	80	6	17,71	22,56	438,2	73,0	4,40	229,0	57,2	3,19
140	60	4	12,06	15,36	375,3	53,6	4,94	97,3	32,4	2,52
140	60	5	14,92	19,00	456,6	65,2	4,90	117,0	39,0	2,48
140	60	6	17,71	22,56	533,1	76,2	4,86	134,0	44,7	2,43
140	100	4	14,57	18,56	523,4	74,8	5,31	310,1	62,0	4,09
140	100	5	18,06	23,00	638,9	91,3	5,27	376,9	75,4	4,05
140	100	6	21,48	27,36	748,7	106,9	5,23	439,7	88,0	4,01
140	100	7	24,84	31,64	835,1	121,8	5,19	498,9	99,8	3,97
160	80	4	14,57	18,56	623,5	77,9	5,80	210,0	52,5	3,36
160	80	5	18,06	23,00	761,9	95,2	5,75	253,9	63,5	3,32
160	80	6	21,48	27,36	893,5	111,6	5,71	294,9	73,7	3,28
160	80	7	24,84	31,64	1018,9	127,3	5,67	332,9	83,2	3,24
160	120	4	17,08	21,76	818,3	102,3	6,13	524,4	87,4	4,91
160	120	5	21,19	27,00	1002,2	125,2	6,09	640,2	105,7	4,87
160	120	6	25,24	32,16	1178,3	147,2	6,05	750,4	125,1	4,83
160	120	7	29,20	37,24	1346,9	168,3	6,01	855,0	142,5	4,79
160	120	8	33,16	42,24	1508,1	188,5	5,97	954,2	159,0	4,75
180	60	5	18,06	23,00	868,9	96,5	6,15	147,0	49,0	2,53
180	60	6	21,48	27,36	1019,3	113,2	6,10	169,0	56,4	2,48
180	60	7	24,84	31,64	1162,5	129,2	6,06	189,4	63,1	2,44
180	60	8	28,19	35,96	1312,2	145,2	6,02	208,0	69,0	2,40
180	100	6	25,24	32,16	1382,8	153,6	6,55	545,9	109,2	4,12
180	100	7	29,20	37,24	1581,7	175,7	6,51	620,1	124,0	4,08
180	100	8	33,16	42,24	1772,3	196,9	6,48	690,0	138,0	4,04
180	140	5	24,30	31,00	1481,5	164,6	6,91	1003,6	143,4	5,69
180	140	6	29,01	36,96	1746,2	194,0	6,87	1180,0	168,6	5,65
180	140	7	33,63	42,84	2001,0	222,3	6,83	1348,8	192,7	5,61
180	140	8	38,18	48,64	2246,0	249,5	6,79	1510,3	215,8	5,57
200	160	5	27,47	35,00	2092,9	209,3	7,73	1482,9	185,4	6,51
200	160	6	32,78	41,76	2471,5	247,1	7,69	1747,8	218,5	6,47
200	160	7	38,00	48,44	2837,5	283,7	7,65	2002,8	250,4	6,43
200	160	8	43,20	55,04	3191,2	319,1	7,61	2248,1	281,0	6,39

# Профілі сталеві гнуті замкнуті зварні квадратні.

## Сортамент (вибірка з

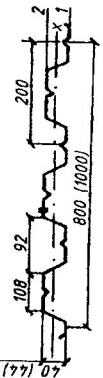
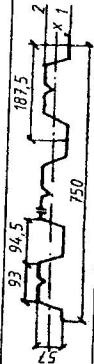
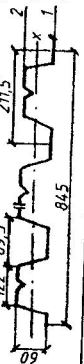
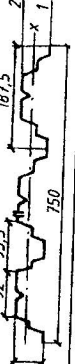
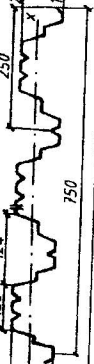
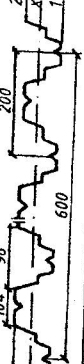
### ТУ 36-2287-80 зі зміною № 2)

Позначення:  $h \times b \times s$  / ТУ 36-2287-80



h	s	Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup>	Довідкові величини для осей		
				x-x і y-y		
				$J_x = J_y, \text{см}^4$	$W_x = W_y, \text{см}^3$	$i_x = i_y, \text{см}$
80	3	7,26	9,24	91,4	22,8	3,14
80	4	9,54	12,16	117,3	29,3	3,10
80	5	11,77	15,00	141,2	35,3	3,07
80	6	13,94	17,76	163,1	40,7	3,03
100	3	9,13	11,64	182,7	36,5	3,96
100	4	12,05	15,36	236,3	47,2	3,92
100	5	14,92	19,00	286,5	57,3	3,89
100	6	17,71	22,56	333,5	66,7	3,84
120	3	11,02	14,04	320,5	53,4	4,77
120	4	14,57	18,56	416,7	69,4	4,74
120	5	18,06	23,00	507,9	84,6	4,69
120	6	21,48	27,36	594,2	99,0	4,66
140	4	17,08	21,76	671,3	95,9	5,55
140	5	21,19	27,00	821,2	117,3	5,51
140	6	25,24	32,16	964,3	137,7	5,48
140	7	29,23	37,24	1100,9	157,2	5,44
140	8	33,16	42,24	1231,1	175,8	5,39
160	4	19,60	24,96	1013,0	126,6	6,37
160	5	24,33	31,00	1242,5	155,3	6,33
160	6	29,01	36,96	1463,1	182,8	6,29
160	7	33,63	42,84	1674,9	209,3	6,25
160	8	38,18	48,64	1878,1	234,7	6,21
180	5	27,47	35,00	1787,9	198,6	7,15
180	6	32,78	41,76	2109,7	234,4	7,11
180	7	38,02	48,44	2420,2	268,9	7,07
180	8	43,21	55,04	2719,7	302,1	7,03

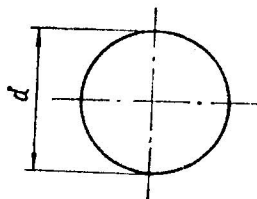
## Профільований настил. Сортамент (за довідковими даними)

Позначення настилу	Розмір заготовки, мм		Ескіз профілю
	ширина, <i>b</i>	товщина, <i>t</i>	
НС 40-800-0,6; 0,7	1100	0,6	
		0,7	
НС 44-1000-0,7	1400	0,7	
		0,8	
Н 57-750-0,7; 0,8	1100	0,7	
		0,8	
		0,9	
Н 75-750-0,8; 0,9	1250	0,8	
		0,9	
Н 114-750-0,8; 0,9; 1	1400С	0,8	
		0,9	
		1,0	
Н 114-600-0,8; 0,9; 1	1250	0,8	
		0,9	
		1,0	

## Геометричні характеристики профільованого настилу (дані на 1 м ширини настилу)

Настил марки	Стиснуті вузькі полиці				Стиснуті широкі полиці				Маса 1 м <sup>2</sup> , кг
	момент інерції $J_x, \text{см}^4$		момент опору, см <sup>3</sup>		момент інерції $J_x, \text{см}^4$		момент опору, см <sup>3</sup>		
	$W_{x1}$	$W_{x2}$	$W_{x1}$	$W_{x2}$	$W_{x1}$	$W_{x2}$	$W_{x1}$	$W_{x2}$	
НС 40-800-0,6	23,3	10,5	13,0	23,3	9,8	9,4	7,1		
НС 40-800-0,7	27,1	12,2	15,1	27,1	11,8	12,1	8,1		
НС 44-1000-0,7	32,9	13,4	16,8	32,9	13,0	13,6	8,3		
Н 57-750-0,6	46,2	12,0	18,0	46,2	13,8	15,9	7,5		
Н 57-750-0,7	53,8	14,8	21,1	53,8	16,4	19,7	8,7		
Н 57-750-0,8	61,2	17,9	24,4	61,2	18,9	24,0	9,8		
Н 60-845-0,7	62,1	14,6	24,4	59,1	16,5	18,7	8,8		
Н 60-845-0,8	70,6	17,7	28,1	69,9	19,0	22,7	9,9		
Н 60-845-0,9	79,0	20,9	31,8	78,7	21,5	27,0	11,1		
Н 75-750-0,8	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1	11,2		
Н 75-750-0,9	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38,0	12,5		
Н 114-750-0,8	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1	12,5		
Н 114-750-0,9	345,2	57,4	64,0	345,2	57,4	64,0	14,0		
Н 114-750-1,0	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1	15,4		
Н 114-600-0,8	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8	14,0		
Н 114-600-0,9	361,0	60,0	67,2	361,0	59,6	65,9	15,6		
Н 114-600-1,0	405,4	67,6	75,0	405,4	67,6	75,0	17,2		

Сталь горячекатана круга.  
Сортамент (вибірка з ГОСТ 2590-88)



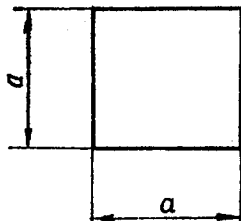
$d$ , мм	Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, $\text{см}^2$	$d$ , мм	Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, $\text{см}^2$
5	0,154	0,1963	45	12,48	15,90
5,5	0,186	0,2376	48	14,20	18,10
6	0,222	0,2827	50	15,42	19,64
6,3	0,245	0,3117	53	17,32	22,06
6,5	0,260	0,3318	56	19,33	24,64
7	0,302	0,3848	60	22,19	28,27
8	0,395	0,5027	63	24,47	31,17
9	0,499	0,6362	65	26,05	33,18
10	0,616	0,7854	70	30,21	38,48
11	0,746	0,9503	75	34,68	44,18
12	0,888	1,1310	80	39,46	50,27
13	1,040	1,3270	85	44,54	56,75
14	1,210	1,5390	90	49,94	63,62
15	1,390	1,7670	95	55,64	70,88
16	1,580	2,0110	100	61,65	78,54
17	1,780	2,2700	105	67,97	86,59
18	2,000	2,5450	110	74,60	95,03
19	2,230	2,8350	120	88,78	113,10
20	2,470	3,1420	125	96,33	122,72
21	2,720	3,4640	130	104,20	132,73
22	2,980	3,8010	140	120,84	153,94
24	3,550	4,5240	150	138,72	176,72
25	3,850	4,9090	160	157,83	201,06
26	4,170	5,3090	170	178,18	226,98
28	4,830	6,1580	180	199,76	254,47
30	5,550	7,0690	190	222,57	283,53
32	6,310	8,0420	200	246,62	314,16
34	7,130	9,0790	210	271,89	346,36
36	7,990	10,1800	220	298,40	380,13
38	8,900	11,3400	240	355,13	452,39
40	9,860	12,5700	250	385,34	490,88
42	10,880	13,8500	270	449,22	572,26



## Сталь гарячекатана квадратна.

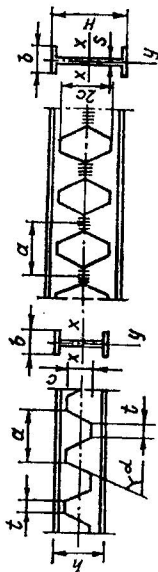
Сортамент (вибірка з ГОСТ 2591-88)

Приклад позначення: кв. 80x80/ГОСТ



$a$ , мм	Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, $\text{см}^2$	$a$ , мм	Маса 1 м, кг	Площа поперечного перерізу, $\text{см}^2$
6	0,283	0,36	46	16,61	21,16
7	0,385	0,49	48	18,09	23,04
8	0,502	0,64	50	19,62	25
9	0,636	0,81	52	21,23	27,04
10	0,785	1,00	55	23,75	30,25
11	0,95	1,21	58	26,40	33,64
12	1,13	1,44	60	28,26	36
13	1,33	1,69	63	31,16	39,69
14	1,54	1,96	65	33,17	42,25
15	1,77	2,25	70	38,46	49
16	2,01	2,56	75	44,16	56,25
17	2,27	2,89	80	50,24	64
18	2,54	3,24	85	56,72	72,25
19	2,82	3,61	90	63,58	81
20	3,14	4,00	93	67,90	86,49
21	3,46	4,41	95	70,85	90,25
22	3,80	4,84	100	78,50	100
23	4,15	5,29	105	86,57	110,25
24	4,52	5,76	110	94,98	121
25	4,91	6,25	115	103,82	132,25
26	5,30	6,76	120	113,04	144
27	5,72	7,29	126	122,66	156,25
28	6,15	7,84	130	132,67	169
29	6,60	8,41	135	143,07	182,25
30	7,06	9,00	140	153,86	196
32	8,04	10,24	145	165,05	210,25
34	9,07	11,56	150	176,63	225
35	9,62	12,25	160	200,96	256
36	10,17	12,96	170	227	289
38	11,24	14,14	180	254	324
40	12,56	16,00	190	283	361
42	13,85	17,64	200	314	400
45	15,90	20,16			

# Перфоровані балки, отримані з двотапаврових профілів (ГОСТ 8239-89). Характеристики



Номер профілю	Розміри										Маса 1 м, кг		Момент інерції, см <sup>4</sup>		Момент опору, см <sup>3</sup>	
	h	b	s	c	t	a	H	$I_{x^2}$	$I_{y^2}$	$W_{x^2}$	$W_{y^2}$					
14	140	73	4,9	70	35,0	151	210	1330	41,9	126	11,5					
16	160	81	5,0	80	40,0	173	240	1990	58,6	166	14,5					
18	180	90	5,1	90	45,0	193	270	2980	82,6	221	18,4					
20	200	100	5,2	100	50,0	216	300	4250	115	284	23,1					
24	240	115	5,4	110	55,0	238	330	5880	157	357	28,6					
27	270	125	5,6	120	60,0	259	360	7980	198	443	34,5					
30	300	135	6,0	135	67,5	291	405	11500	260	569	41,5					
33	330	140	6,5	150	75,0	324	450	16300	337	723	49,9					
36	360	145	7,0	165	82,5	356	495	22600	419	912	59,9					
40	400	155	7,5	180	90,0	389	540	30700	516	1138	71,1					
45	450	160	8,3	200	100,0	432	600	43300	666	1445	85,9					
50	500	170	9,0	225	112,5	486	675	62800	807	1860	101,0					
55	550	180	10,0	250	125,0	540	750	89700	1040	2390	122,0					
60	600	190	11,0	275	137,5	594	825	125400	1350	3040	150,0					
60	600	190	12,0	300	150,0	646	900	171600	1720	3810	181,0					

Примітка. Умовні позначення: h – висота балки; b – ширина полицки; s – товщина стінки; c – товщина полицки; s – товщина стінки; t – довжина горизонтальної частини різь; a – довжина хвилі; H – висота перфорованої балки.

## Сталь листовая горячекатана (вибірка з ГОСТ 19903-74 зі змінами №1-№6)

Довжина листів, мм	Товщина листів, мм, при ширині, мм						
	1000	1250	1400	1500	1600	1700	1800
2800	-	-	4-11	-	-	-	-
3000	4; 4,5	4-10	4-10	4-10	4-5,5	-	-
3500	4; 4,5	4-10	4-11	4-10 140-160	4-5,5 140-160	140-160	140-160
4000	-	-	-	63-160	63-160	63-160	63-160
4200	4; 4,5	4-11 4-15	4-11	4-10	5; 5,5	8-10	-
4500	4; 4,5	4-11	4-32	4-160	4-160	5-160	6-160
5000	4; 4,5	4-11	4-32	4-160	4-160	5-160	5-160
5500	4; 4,5	4-11	4-32	4-130	4-130	5-130	6-130
6000	4; 4,5	4-11	4-32	4-130	4-130	5-130	6-130
6500	-	4-8; 11	4-32	4-100	4-100	5-100	6-100
7000	-	6-11	4-32	4-100	4-100	5-100	6-100
7500	-	6-11	4-32	4-60	4-60	5-60	6-60
8000	-	-	5-32	5-60	5-60	5-60	6-60

Примітка. Вказаний ГОСТ передбачає листи завтовшки до 160 мм включно в таких інтервалах: 4—6 через 0,5; 6—22 через 1 мм; 24, 25, 26-42 через 2 мм; 45, 48, 50, 52, 53, 55, 56, 58, 60, 63, 65—110 через 5 мм; 120, 125, 130—160 через 10 мм. За скороченим сортаментом  $t = 4,6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 42, 50, 60, 80, 100, 120, 140, 160$  мм.

Таблиця 2.28

## Сталь горячекатана широкоштабова універсальна (вибірка з ГОСТ 82-70 зі змінами №1-№4)

Товщина, мм	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина, мм	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050
Довжина штаби, мм	5000—18000

**Марки сталей, що замінюються сталями  
за ГОСТ 27772-88 [1 зі змінами від 1.01.90р., табл. 51, 6]**

Сталі за ГОСТ 27772-88	Замінювані марки сталей	
	марка сталі	ГОСТ або ТУ
C235	ВСт3кп2 ВСт3кп2-1 18кп	ГОСТ 380-71* ТУ 14-1-3023-80 ГОСТ 23570-79
C245	ВСт3пс6 ( лист товщиною до 20 мм, фасон – до 30 мм) ВСт3пс6-1 18пс	ГОСТ 380-71* ТУ 14-1-3023-80 ГОСТ 23570-79
C255	ВСт3сп5 ВСт3Гпс5 ВСт3пс6 (лист товщиною більше 20 до 40 мм, фасон – більше 30 мм) ВСт3сп5-1 ВСт3Гпс5-1 18сп, 18Гпс, 18Гсп	ГОСТ 380-71 Те ж Те ж ТУ 14-1-3023-80 Те ж ГОСТ 23570-79 ТУ 14-1-3023-80
C275	ВСт3пс6-2	ТУ 14-1-3023-80
C285	ВСт3сп5-2 ВСт3Гпс5-2	ТУ 14-1-3023-80 Те ж
C345 C345Т	09Г2  09Г2С 14Г2 (лист, фасон товщиною до 20 мм) 15ХСНД (лист товщиною до 10 мм, фасон – до 20 мм) 12Г2С гр. 1 09Г2 гр. 1 09Г2 гр. 2 09Г2С гр. 1 14Г2 гр. 1 (фасон товщиною до 20 мм) 390 ВСтТпс	ГОСТ 19281-73* ГОСТ 19282-73* Те ж Те ж Те ж ТУ 14-1-4323-88 ТУ 14-1-3023-80 Те ж Те ж Те ж Те ж ТУ 14-15-146-85 ГОСТ14637-79
C345К	10ХНДПП	ГОСТ 19281-73* ГОСТ 19282-73* ТУ 14-1-1217-75
C375, C375Т	09Г2С гр. 2 12Г2С гр. 2 14Г2 гр. 1 (фасон товщиною більше 20 мм) 14Г2 гр. 2 (фасон товщиною до 20 мм) 14Г2 (лист, фасон товщиною більше 20 мм)  10Г2С1 15ХСНД (лист товщиною більше 10 мм, фасон - більше 20 мм) 10ХСНД (лист товщиною до 10 мм)	ТУ 14-1-3023-80 ТУ 14-1-4323-88 ТУ 14-1-3023-80 Те ж ГОСТ 19281-73* ГОСТ 19282-73* Те ж Те ж Те ж
C390, C390Т	14Г2АФ 10Г2С1 термозміцнена 10ХСНД (лист товщиною більше 10 мм)	ГОСТ 19282-73* Те ж Те ж
C390К	15Г2АФДпс	ГОСТ 19282-73*
C440	16Г2АФ 18Г2Афпс 15Г2СФ термозміцнена	ГОСТ 19282-73* Те ж Те ж
C590	12Г2СМФ	ТУ 14-1-1308-75
C590К	12ГН2МФАЮ	ТУ 14-1-1772-76

**Коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_f$  від ваги  
конструкцій, ґрунтів і стаціонарного  
обладнання [3, табл. 1 і 2]**

Конструкції споруд, ґрунти та обладнання	Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f$
Конструкції:	
Металеві	1,05
Бетонні (з середньою щільністю більше 1600кг/м <sup>3</sup> ), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,1
Бетонні (з середньою щільністю більше 1600кг/м <sup>3</sup> та менше), ізоляційні, вирівнювальні та шари для оздоблення (плити, матеріали в рулонах, засипки, стяжки та ін.), що виконуються:	
в заводських умовах	1,2
на будівельному майданчику	1,3
Ґрунти:	
в природному заляганні	1,1
насіпні	1,15
Вага:	
Стаціонарного обладнання	1,05
Ізоляції стаціонарного обладнання	1,2
Заповнювачів обладнання (в тому числі резервуарів та трубопроводів):	
рідин	1,0
суспензій, шламів, сипких тіл	1,1
Навантажувачів та електрокарів (з вантажем)	1,2

**Примітки:**

1. При перевірці конструкцій на стійкість положення проти перекидання, а також в інших випадках, коли зменшення ваги конструкцій і ґрунтів може погіршити умови роботи конструкцій, слід провести розрахунок, приймаючи для ваги конструкції або її частини коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f = 0,9$ .

2. При визначенні навантажень на ґрунт необхідно враховувати навантаження від матеріалів, що складаються, обладнання та транспортних засобів, що передаються на ґрунт.

3. Для металевих конструкцій, в яких зусилля від власної ваги перевищують 50% загальних зусиль, слід приймати  $\gamma_f = 1,1$ .

### Тимчасові нормативні навантаження на конструкції і коефіцієнти надійності за навантаженням [3, табл.3]

Будівлі та приміщення	Нормативні значення навантажень $p$ , кПа (кгс/м <sup>2</sup> )		$\gamma_f$
	повне	понижене	
1. Квартири житлових будівель; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів та шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку та пансіонатів, гуртожитків та готелів; палати лікарень та санаторіїв; тераси	1,5 (150)	0,3 (30)	1,3
2. Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій та закладів; класні приміщення закладів освіти; побутові приміщення промислових підприємств та громадських будівель та споруд	2,0 (200)	0,7 (70)	1,2
3. Кабінети та лабораторії закладів охорони здоров'я; лабораторії закладів освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	2,0 (200)	1,0 (100)	1,2
4. Зали:			
а) читальні	2,0 (200)	0,7 (700)	1,2
б) обідні (у кафе, ресторанах, столових)	3,0 (300)	1,0 (100)	1,2
в) зборів та нарад, очікування, для глядачів та концертні, спортивні	4,0 (400)	1,4 (140)	1,2
г) торгові, виставкові та експозиційні	4,0 (400)	1,4 (140)	1,2
5. Книгосховища; архіви	5,0 (500)	5,0 (500)	1,2
6. Сцени видовищних підприємств	5,0 (500)	1,8 (180)	1,2
7. Трибуни:			
а) з закріпленими сидіннями	4,0 (400)	1,4 (140)	1,2
б) для стоячих глядачів	5,0 (500)	1,8 (180)	1,2
8. Горищні приміщення	0,7 (70)	-	1,3
9. Покриття на ділянках:			
а) з можливим скопиченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій та ін.)	4,0 (400)	1,4 (140)	1,3
б) що використовуються для відпочинку	1,5 (150)	0,5 (50)	1,2
в) інших	0,5 (50)	-	1,3
10. Балкони (лоджії) з врахуванням навантаження:			
а) смугового рівномірного на ділянці шириною 0,8м уздовж огороження балкона (лоджії)	4,0 (400)	1,4 (140)	1,2
б) суцільного рівномірного на площі балкона (лоджії)	2,0 (200)	0,7 (70)	1,2
11. Ділянки обслуговування та ремонту обладнання у виробничих приміщеннях	1,5 (150)	-	1,3
12. Вестибюлі, фойє, коридори, сходи, що примикають до приміщень, вказаних в позиціях:			
а) 1, 2 і 3	3,0 (300)	1,0 (100)	1,2
б) 4, 5, 6 і 11	4,0 (400)	1,4 (140)	1,2
в) 7	5,0 (500)	1,8 (180)	1,2
13. Перони вокзалів	4,0 (400)	1,4 (140)	1,2
14. Приміщення для худоби:			
малої	2,0 (200)	0,7 (70)	1,2
великої	5,0 (500)	1,8 (180)	1,2

### Нормативна вага снігового покрыву, кПа [3, табл. 4]

Снігові райони (приймаються за картою 1 додатка 5 [3])	I	II	III	IV	V	VI
$S_0$ , кПа (кгс/м <sup>2</sup> )	0,5 (50)	0,7 (70)	1,0 (100)	1,5 (150)	2,0 (200)	2,5 (250)

Таблиця 3.4

### Нормативний вітровий тиск, кПа

[3, табл. 5]

Вітрові райони (приймаються за картою 3 додатка 5 [3])	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
$\omega_0$ , кПа (кгс/м <sup>2</sup> )	0,17 (17)	0,23 (23)	0,30 (30)	0,38 (38)	0,48 (48)	0,60 (60)	0,73 (73)	0,85 (85)

Таблиця 3.5

### Коефіцієнти надійності за матеріалом $\gamma_m$ для сталевих конструкцій [1, табл. 2 зі змінами від 1.01.90]

Державний стандарт або технічні умови на прокат	$\gamma_m$
ГОСТ 27772-88 (крім сталі С590, С590К); ТУ 14-1-3023-80, ГОСТ 23570-79	1,025
ГОСТ 27772-88 (сталі С590, С590К); ГОСТ 380-71* (для круга і квадрата з розмірами, відсутніми в ТУ 14-1-3023-80); ГОСТ 19281-73* і ГОСТ 19282-73* [сталі з границею текучості до 380 Мпа (39 кгс/мм <sup>2</sup> ) з розмірами, відсутніми в ТУ 14-1-3023-80, сталь марки 14Г2АФ]; ГОСТ 10705-80*; ГОСТ 10706-76*; ТУ 14-3-500-76	1,05
ГОСТ 19281-73* і ГОСТ 19282-73* [сталі з границею текучості понад 380 Мпа (39 кгс/мм <sup>2</sup> ) з розмірами, відсутніми в ТУ 14-1-3023-80, крім сталі марки 14Г2АФ]; ГОСТ 8731-87; ТУ 14-3-567-76	1,1
ТУ 14-1-1308-75, ТУ 14-1-1772-76	1,15

## Коефіцієнти умов роботи $\gamma_c$ елементів металевих конструкцій, [1, табл. 6\*]

№ п.п.	Елементи конструкцій	$\gamma_c$
1	Суцільні балки і стиснуті елементи ферм перекриття під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів при вазі перекриття рівній або більшій тимчасового навантаження	0,9
2	Колони громадських будівель і опор водонапірних веж	0,95
3	Стиснуті основні елементи (крім опорних) решітки складеного таврового перерізу з кутиків зварних ферм покриття і перекриття (наприклад, кроквяних і аналогічних їм ферм) при гнучкості $\lambda \geq 60$	0,8
4	Суцільні балки при розрахунках на загальну стійкість	0,95
5	Стяжки, тяги, відтяжки, підвіски, виконані з прокатної сталі	0,9
6	Елементи стрижневих конструкцій покриття і перекриття: а) стиснуті (за винятком замкнутих трубчастих перерізів) при розрахунках на стійкість б) розтягнуті в зварних конструкціях в) розтягнуті, стиснуті, а також стикові накладки в болтових конструкціях (крім конструкцій на високоміцних болтах) з сталі з границею текучості до 440 МПа (4500 кгс/см <sup>2</sup> ), які сприймають статичне навантаження, при розрахунках на міцність	0,95 0,95
7	Суцільні складені балки, колони, а також стикові накладки із сталі з межею текучості до 440 МПа (4500 кгс/см <sup>2</sup> ), які сприймають статичне навантаження і виконані на болтових з'єднаннях (крім стиків на високоміцних болтах), при розрахунках на міцність	1,05
8	Перерізи прокатних і зварних елементів, а також накладок з сталі з границею текучості до 440 МПа в місцях стиків, виконаних на болтах (крім високоміцних), які сприймають статичне навантаження, при розрахунках на міцність: а) суцільних балок і колон б) стрижневих конструкцій покриття і перекриття	1,1 1,1
9	Стиснуті елементи решітки просторових решітчастих конструкцій з одиночних рівнополічкових кутиків або нерівнополічкових, які прикріплюються великою полицею: а) прикріплюються до поясів однією полицею зварними швами, або двома болтами і більше, розташованими вздовж кутика: розкоси і розпірки із спільними в суміжних гранях вузлами (рис. 9а, б, в за СНиП II-23-81*) розкоси з несуміщеними в суміжних гранях вузлами (рис. 9в, г, д) б) прикріплюються безпосередньо до поясів однією полицею, одним болтом (крім зазначених у п. 9, в даній таблиці), а також прикріплюються через фасонку незалежно від виду з'єднання в) при складній перехресній решітці з одноболтовими з'єднаннями за рис. 9е СНиП II-23-81*	0,9 0,8 0,75 0,7
10	Стиснуті елементи з одиночних кутиків, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічкових кутиків лише меншою полицею), за винятком елементів просторових конструкцій, зазначених в п. 9, і плоских ферм з одиночних кутиків	0,75

## Примітки:

- Коефіцієнти  $\gamma_c < 1$  при розрахунку одночасно не враховуються.
- Коефіцієнти  $\gamma_c$ , приведені відповідно в пп. 1 і 6в; 1 і 7; 1 і 8; 2 і 7; 2 і 8а; 3 і 6в; 6б і 8б, при розрахунках слід враховувати одночасно.
- Коефіцієнти  $\gamma_c$ , приведені в пп. 3; 4; 6а, в; 7; 8; 9 і 10, а також в пп. 5 і 6б (крім стикових зварних з'єднань), при розрахунку з'єднань розглянутих елементів враховувати не слід.
- У випадках, не обумовлених даною таблицею, в формулах приймають  $\gamma_c = 1$ .



# Граничні відносні прогини $[1/l_0]$ для елементів металевих конструкцій, що згинаються [1, табл. 40\* та ін.]

Елементи конструкцій	$f_{\max}$ Частини прольоту $l$ $[1/l_0]$ , для конструкцій	
	сталевих	алюмінієвих
Балки і ферми кранових шляхів під крани: легкого режиму роботи (ручні крани, тельфери, талі) (1К-3К) при електричних кранах режиму роботи середнього (4К-5К) те ж, важкого (6К-8К)	1/400  1/500 1/600	-  - -
Балки робочих площадок виробничих будівель: при відсутності рейкових шляхів: головні інші при наявності шляхів: вузькоколієвих ширококолієвих	1/400 1/250  1/400 1/600	- -  - -
Балки міжповерхового перекриття: головні інші	1/400 1/250	- -
Балки і ферми покриття і горищного перекриття: несуть підвісне і технологічне обладнання не несуть підвісного обладнання профільований настил прогини	1/400 1/250 1/150 1/200	1/400 1/250* 1/150 1/200
Елементи фахверка: ригелі, стояки прогини заклення (у вертикальній і горизонтальній площинах)	1/300 1/200	1/300(1/200) 1/200
Покриття, в тому числі великопролітні без підвісного транспорту	-	1/300(1/250)
Стінові панелі: засклені незасклені	- -	1/200 1/125(1/100)
Покрівельні панелі і підвісні стелі	-	1/150(1/125)

\*Для головних балок.

Примітки:

1. Прогини визначають від нормативного навантаження без врахування коефіцієнта динамічності і ослаблення перерізів отворами для заклепок і болтів.
2. Прогини, наведені в дужках, допускаються при відповідному обґрунтуванні (дослідне будівництво, надання будівельного підйому).
3. При наявності штукатурки прогин балок перекриття лише від тимчасового навантаження не повинен перевищувати 1/350 прольоту.
4. Для консолей проліт  $l$  рівний подвоєному вильоту консолі.

**Нормативний і розрахунковий опори при розтяганні,  
стисканні та згинанні листового і фасонного прокату  
[вибірка з ГОСТ 27772-88]**

Сталь	Товщина прокату, мм	Нормативний опір, МПа, прокату				Розрахунковий опір, МПа, прокату			
		листового		фасонного		листового		фасонного	
		$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_y$	$R_u$	$R_y$	$R_u$
С235	Від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	Від 21 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	41...100	215	360	-	-	210	350	-	-
	Понад 100	195	360	-	-	190	350	-	-
С245	Від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	Від 21 до 30	-	-	235	370	-	-	230	360
С255	Від 2 до 3,9	255	380	-	-	250	370	-	-
	...4...10	245	380	255	380	240	370	250	370
	Від 11 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	...21...40	235	370	235	370	230	360	230	360
С275	Від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	Від 11 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
С285	Від 2 до 3,9	285	390	-	-	280	380	-	-
	...4...10	275	390	285	400	270	380	280	390
	Від 11 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380
С345	Від 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	Від 11 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	...21...40	305	460	305	460	300	450	300	450
	...41...60	285	450	-	-	280	440	-	-
	...61...80	275	440	-	-	270	430	-	-
	...81...160	265	430	-	-	260	420	-	-
С345К	Від 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
С375	Від 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	Від 11 до 20	355	490	355	490	345	345	345	490
	...21...40	335	480	335	480	320	325	325	470
С390	Від 4 до 50	390	540	-	-	380	530	-	-
С390К	Від 4 до 30	390	540	-	-	380	530	-	-
С440	Від 4 до 30	440	590	-	-	430	575	-	-
	Від 31 до 50	410	570	-	-	400	555	-	-
С590	Від 10 до 36	540	635	-	-	515	605	-	-
С590К	Від 16 до 40	540	635	-	-	515	605	-	-

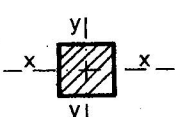
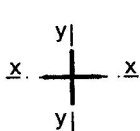
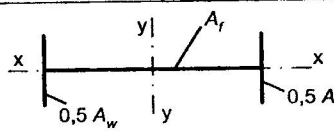
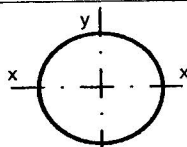
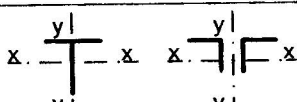
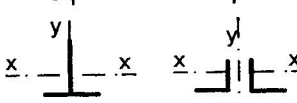
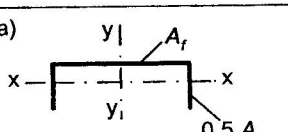
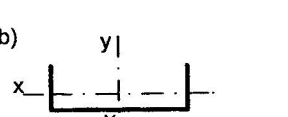
## Коефіцієнт $\varphi$ поздовжнього згинання центрально стиснутих сталевих елементів [1, табл.72]

Гнучкість $\lambda$	Для сталі з розрахунковим опором $R_y$													
	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640		
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977		
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934		
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879		
40	906	894	883	873	863	854	846	849	832	825	820	814		
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712		
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588		
70	782	754	724	687	654	623	595	566	542	518	494	470		
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359		
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287		
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235		
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197		
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167		
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145		
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126		
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111		
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099		
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089		
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081		
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073		
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067		
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062		
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057		

Примітка: Значення коефіцієнтів  $\varphi$  в таблиці збільшені в 1000 раз.

Коефіцієнти  $c(c_x)$ ,  $c_y$ ,  $n$  для розрахунку на міцність елементів сталевих конструкцій з урахуванням розвитку пластичних деформацій [1, табл. 66]

Тип перерізу	Схема перерізу	$\frac{A_f}{A_w}$	Значення коефіцієнтів		
			$c(c_x)$	$c_y$	$n$ при $M_y = 0^*$
1		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,5	1,12		
		1	1,07		
		2	1,04		
2		0,5	1,4	1,47	2
		1	1,28		
		2	1,18		
3		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,5	1,12	1,12	
		1	1,07	1,19	
		2	1,04	1,26	
4		0,5	1,4	1,12	2
		1	1,28	1,2	
		2	1,18	1,31	

5	<p>a) </p> <p>b) </p>	-	1,47	1,47	a) 2 б) 3
6		0,25 0,5 1 2	1,47	1,04 1,07 1,12 1,19	3
7		-	1,26	1,26	1,5
8	<p>a) </p> <p>b) </p>	-	1,6	1,47	a) 3 б) 1
9	<p>a) </p> <p>b) </p>	0,5 1 3	1,6	1,07 1,12 1,19	a) 3 б) 1

\*При  $M_y \neq 0$  коефіцієнт  $n = 1,5$  за винятком перерізу типу 5а, для якого  $n = 2$  і типу 5б, для якого  $n = 3$ .

Примітка: При проміжних значеннях  $A_f/A_w$  коефіцієнти визначаються лінійною інтерполяцією.

### Значення коефіцієнтів $\beta_f$ та $\beta_z$

Вид зварювання при діаметрі зварювального дроту d, мм	Межа текучості сталі, $\sigma_T$ , МПа	Положення шва	$\beta_f$ $\beta_z$	Значення коефіцієнтів $\beta_f$ і $\beta_z$ при катетах швів, мм			
				3...8	9...12	14...16	18 і більше
				Автоматичне при d = 3...5	≤580	У «човник»	$\beta_f$
$\beta_z$	1,15		1,0				
Нижнє	$\beta_f$	1,1	0,9			0,7	
	$\beta_z$	1,15	1,05			1,0	
Автоматичне та напівавтоматичне при d = 1,4...2	≤580	У «човник»	$\beta_f$	0,9	0,8	0,7	
			$\beta_z$	1,05	1,0		
		Нижнє, горизонтальне, вертикальне	$\beta_f$	0,9	0,8	0,7	
			$\beta_z$	1,05	1,0		
Ручне, напівавтоматичне дротом суцільного перерізу d<1,4 або порошковим дротом	≤580	Будь-яке	$\beta_f$	0,7			
			$\beta_z$	1,0			
Ручне, напівавтоматичне незалежно від d	>580	Будь-яке	$\beta_f$	0,7			
			$\beta_z$	1,0			

Таблиця 4.2

### Нормативні і розрахункові опори металу швів зварних з'єднань з кутовими швами

Тип електрода	Марка дроту	$R_{опт}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	$R_{опт}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410 (4200)	180(1850)
Э46, Э46А	Св-08ГА	450(4600)	200(2050)
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3	490(5000)	215(2200)
Э60	Св-08Г2С*, Св-08Г2СЦ*, Св-10НМА, Св-10Г2	590(6000)	240(2450)
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685(7000)	280(2850)
Э85	-	835(8500)	340(3450)

## Товщини елементів, що зварюються встик без скосів

Товщина більш тонкого елемента, мм	Різниця товщин елементів, мм
$2 \leq t_{\min} < 4$	1
$4 \leq t_{\min} < 30$	2
$30 \leq t_{\min} < 40$	4
$40 \leq t_{\min}$	6

Таблиця 4.4

## Мінімальні розміри катетів кутових швів

Вид з'єднання	Спосіб зварювання	Межа текучості сталі, МПа	Мінімальні катети, мм, при товщині найбільш товстого зі зварюваних елементів						
			4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...40	41...80
Таврове з двобічними кутовими швами, кутове внапусток	Автоматичне та напівавтоматичне	до 430	3	4	5	6	7	8	9
		430...580	4	5	6	7	8	9	10
	Ручне	до 430	4	5	6	7	8	9	10
		430...580	5	6	7	8	9	10	12
Таврове з однібічними кутовими швами	Автоматичне та напівавтоматичне	до 380	4	5	6	7	8	9	10
	Ручне		5	6	7	8	9	10	12

Таблиця 4.5

### Розрахункові опори зрізанню та розтяганню болтів

Напружений стан	Умовне позначення	Розрахунковий опір, МПа, болтів класів						
		4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	8,8	10,9
Зрізання	$R_{bs}$	150	160	190	200	230	320	400
Розтягання	$R_{bt}$	170	160	210	200	250	400	500

Таблиця 4.6

### Розрахункові опори змінанню елементів, що з'єднуються болтами

Тимчасовий опір сталі елементів, що з'єднуються, $R_{ul}$ , МПа	Розрахункові опори змінанню елементів, що з'єднуються болтами, $R_{bp}$ , МПа	
	класу точності А	класу точності В і С, високоміцних без регульованого натягання
360	475	430
365	485	440
370	495	450
380	515	465
390	535	485
400	560	505
430	625	565
440	650	585
450	675	605
460	695	625
470	720	645
480	745	670
490	770	690
500	795	710
510	825	735
520	850	760
530	875	780
540	905	805
570	990	880
590	1045	930



## Коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання

Характеристика з'єднання	Коефіцієнт умов роботи з'єднання $\gamma_b$
1. Багатоболтове в розрахунках на зрізання і зминання при болтах: класа точності А класів точності В і С, високоміцних з нерегульованим натяганням	1,00 0,90
2. Одноболтове і багатоболтове в розрахунках на зминання при $a = 1,5d$ і $b = 2d$ в елементах конструкцій зі сталі з межею текучості, МПа: до 285 від 285 до 380	0,80 0,75

Позначення, прийняті в табл. 4.7:

$a$  – відстань вздовж зусилля від краю елемента до центра найближчого отвору;

$b$  – те ж, між центрами отворів;

$d$  – діаметр отвору для болта.

Примітки.

1. Коефіцієнти, встановлені в поз. 1 і 2, необхідно враховувати одночасно.

2. При відстанях  $a$  і  $b$ , які мають значення між вказаними в поз. 2 і в табл. 4.7, коефіцієнт

$\gamma_b$  необхідно визначати лінійною інтерполяцією.

Таблиця 4.8

## Площі перерізів болтів

$d$ , мм	16	20	24	30	36	42	48
$A_b$ , см <sup>2</sup>	2,01	3,14	4,52	7,06	10,17	13,85	18,09
$A_{bn}$ , см <sup>2</sup>	1,57	2,45	3,52	5,6	8,16	11,20	14,72

Таблиця 4.9

## Механічні властивості високоміцних болтів

Номинальний діаметр різьби $d$ , мм	Марка сталі	Тимчасовий опір $R_{\text{дин}}$ , кН/см <sup>2</sup>
16...27	40Х «селект»	110
	38ХС «селект», 40ХФА	135
	30ХЗМФ, 30Х2НМФА	155
30	40Х «селект»	95
	30ХЗМФ, 35Х2АФ	120
36	40Х «селект»	75
	30ХЗМФ	110
42	40Х «селект»	65
	30ХЗМФ	100
48	40Х «селект»	60
	30ХЗМФ	90

## Коефіцієнти тертя $\mu$ і надійності $\gamma_h$ у з'єднаннях на високоміцних болтах

Спосіб обробки	Спосіб регулювання натягу болта	Коефіцієнт тертя $\mu$	Коефіцієнти $\gamma_h$ при навантаженні і при різниці номінальних діаметрів отворів і болтів $\delta$ , мм	
			динамічному і при $\delta = 3..6$ ; статичному і при $\delta = 5..6$	динамічному і при $\delta = 1$ ; статичному і при $\delta = 1..4$
			Дробометний чи дробоструменний двох поверхонь без консервації	За М
	„ $\alpha$	0,58	1,20	1,02
Те саме, з консервацією (розпилення цинку або алюмінію)	„ М	0,50	1,35	1,12
	„ $\alpha$	0,50	1,20	1,02
Дробом однієї поверхні з консервацією полімерним клеєм і посипанням карборундовим порошком; сталевими щітками без консервації іншої поверхні	„ М	0,50	1,35	1,12
	„ $\alpha$	0,50	1,20	1,02
Газополум'яний двох поверхонь без консервації	„ М	0,42	1,35	1,12
	„ $\alpha$	0,42	1,20	1,02
Сталевими щітками двох поверхонь без консервації	„ М	0,35	1,35	1,17
	„ $\alpha$	0,35	1,25	1,06
Без обробки	„ М	0,25	1,70	1,30
	„ $\alpha$	0,25	1,50	1,20

Примітка. Спосіб регулювання натягу болтів за М означає регулювання за моментом закручування, а за  $\alpha$  - за кутом повороту гайки.

## Відстані при розміщенні болтів

Характеристика відстані	Відстані при розміщенні болтів
1. Відстань між центрами болтів у будь-якому напрямі:	
а) мінімальна	2,5 $d$ *
б) максимальна в крайніх рядах при відсутності облямовувальних кутиків при розтяганні і стисканні	8 $d$ чи 12 $t$
в) максимальна в середніх рядах, а також у крайніх рядах при наявності облямовувальних кутиків:	
при розтяганні	16 $d$ чи 24 $t$
при стисканні	12 $d$ чи 18 $t$
Відстань від центра болта до краю елемента:	
а) мінімальна вздовж зусилля	2 $d$
б) те ж, поперек зусилля:	
при обрізаних крайках	1,5 $d$
при прокатних крайках	1,2 $d$
в) максимальна	4 $d$ чи 8 $t$
г) мінімальна для високоміцних болтів при будь-яких окрайках і будь-якому напрямі зусилля	1,3 $d$

\* У з'єднаних елементах із сталі з межею текучості більше, ніж 380 МПа мінімальну відстань між болтами слід приймати  $3d$

*Навчальне видання*

**Володимир Деонисович Свердлов**

**Іван Павлович Середюк**

**Валентина Федорівна Середюк**

**Людмила Олексіївна Жарко**

## **МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ**

**Частина 1**

*Підручник*

Оригінал-макет підготовлений *В. Д. Свердловим та В. Ф. Середюк*

Редактор *В. О. Дружиніна*

Видавництво ВНТУ «УНІВЕРСУМ-Вінниця»

Свідоцтво Держкомінформу України

серія ДК № 746 від 25.12.2001

21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95, ВНТУ, ГНК, к. 114

Тел. (432) 44-05-32

Підписано до друку 24.09.2003 р. Гарнітура Times New Roman

Формат 29×42 ¼. Папір офсетний.

Друк різнографічний. Ум. др. арк. 11,2

Наклад 200

Зам. № 2003-143.

Видруковано в комп'ютерному інформаційно-видавничому центрі

Вінницького національного технічного університету

Свідоцтво Держкомінформу України

серія ДК № 746 від 25.12.2001

21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95, ВДТУ, ГНК, к. 114

Тел. (432) 44-01-59