

Міністерство освіти і науки України
Київський національний університет будівництва і архітектури

Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції

Розрахунок і конструювання балкової клітки

Методичні вказівки
до виконання практичних занять та курсової роботи
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня
вищої освіти спеціальностей
G17 «Архітектура та містобудування»
та G19 «Будівництво та цивільна інженерія»

Київ 2025

УДК 624.014.2
К64

Укладачі: І. О. Склярів, канд. техн. наук, доцент,
Т. О. Нілова, канд. техн. наук, доцент,
Т. С. Склярова, асистент

Рецензент Д. В. Михайловський, д-р техн. наук, професор КНУБА

Затверджено на засіданні кафедри металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол № 7 від 10 квітня 2025 року.

В авторській редакції.

Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції.
К64 Розрахунок і конструювання балкової клітки [Електронний ресурс]: метод. вказівки до виконання практичних занять та курсової роботи / І.О. Склярів, Т.О. Нілова, Т.С. Склярова. – Київ : КНУБА, 2025. – 96 с.

Розглянуто вимоги норм проектування щодо металевих конструкцій, методи визначення навантажень і розрахунку несучої здатності елементів каркасу на прикладі промислової будівлі з балковою робочою площадкою. Процес проектування конструкцій будівлі поділено на послідовні етапи, кожен з яких супроводжується прикладами розрахунків і графічними ілюстраціями. Містить навчальні матеріали, нормативні положення та методичну інформацію, що сприяє засвоєнню дисципліни та виконанню індивідуальних завдань.

Призначено для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти спеціальностей G17 «Архітектура та містобудування» та G19 «Будівництво та цивільна інженерія».

© КНУБА, 2025

Зміст

	Вступ	4
	Короткі вказівки до виконання індивідуального завдання	5
1.	<u>Розрахунок елементів балкової клітки</u>	6
1.1.	Розрахунок настилу	13
Приклад 1	Проектування конструкцій балкової клітки робочої площадки	15
1.2.	Розрахунок балок настилу	18
Приклад 2	Розрахунок балки настилу БН-1	21
	Розрахунок балки настилу БН-2	23
1.3.	Розрахунок головної балки	26
Приклад 3	Розрахунок головної балки ГБ-1	27
1.4.	Розрахунок торцевого опорного ребра головної балки	30
Приклад 4	Розрахунок опорного ребра головної балки	33
2.	<u>Розрахунок вузла кріплення балок настилу до головної балки</u>	35
2.1.	Розрахунок з'єднань на болтах звичайної міцності	36
Приклад 5	Розрахунок вузла з'єднання балок настилу з головною балкою в одному рівні	39
3.	<u>Розрахунок центрально-стиснутої колони</u>	42
3.1.	Збір навантажень	42
3.2.	Підбір перерізу стержня центрально-стиснутої колони	44
Приклад 6	Розрахунок колони К-1	46
3.3.	Розрахунок бази колони	47
Приклад 7	Розрахунок бази колони К-1	52
3.4.	Розрахунок оголовка колони	54
Приклад 8	Розрахунок оголовка колони К-1	56
4.	<u>Проектування вертикальних в'язей каркасу</u>	58
Приклад 9.	Вертикальні в'язі	60
	Список літератури	63
<i>Додаток 1</i>	Коефіцієнти надійності за граничним розрахунковим навантаженням	64
<i>Додаток 2</i>	Середня густина характерних матеріалів	65
<i>Додаток 3</i>	Розрахункові опори сталі для сталевих конструкцій будівель і споруд	66
<i>Додаток 4</i>	Коефіцієнти умов роботи	67
<i>Додаток 5</i>	Сортамент сталевих двотаврів	68
<i>Додаток 6</i>	Сортамент квадратних і прямокутних труб	74
<i>Додаток 7</i>	Сортамент листової прокатної сталі за ДСТУ 8540:2015	79
<i>Додаток 8</i>	Коефіцієнти поздовжнього згину φ для розрахунку на стійкість центрально-стиснутих елементів	80
<i>Додаток 9</i>	Граничні гнучкості при стиску	81
<i>Додаток 10</i>	Характеристики міцності бетону	81
<i>Додаток 11</i>	Розрахунок болтових з'єднань	82
<i>Додаток 12</i>	Розрахунок зварних з'єднань	86
<i>Додаток 13</i>	Вертикальні граничні прогини елементів конструкцій	89
<i>Додаток 14</i>	Приклад оформлення креслень	80

Загальні положення

Мета дисципліни «Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції» – надати студентам теоретичні і практичні знання для розрахунку та конструювання несучих каркасів із металевих конструкцій, навчити самостійної кваліфікованої роботи з нормативними та довідковими документами.

Завдання дисципліни – підготувати здобувачів з таким рівнем професійних знань, який відповідає сучасним вимогам практичної діяльності кваліфікованого фахівця.

Дисципліна «Конструкції будівель і споруд» викладається на базі знань з фундаментальних та професійно-орієнтованих дисциплін: «Вища математика», «Основи теорії споруд», «Опір матеріалів».

Матеріали методичних вказівок відповідають вимогам ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування», а також іншим діючим нормативним документам щодо забезпечення механічного опору та стійкості будівельних конструкцій, будівель та споруд. Система позначень та оформлення графічного матеріалу базується на вимогах ДСТУ 9243.4:2023 «Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної документації» і ДСТУ Б А.2.4-43:2009 «Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій».

Викладення матеріалу супроводжується прикладами розрахунків в обсязі, необхідному для виконання індивідуальних завдань та засвоєння матеріалу дисципліни. Окремі таблиці взято з нормативних документів у обсязі, необхідному для ознайомлення або виконання індивідуального завдання.

Зміст методичних вказівок відповідає програмі навчальної дисципліни «Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції» для студентів спеціальності G17 «Архітектура та містобудування».

Методичні вказівки також можуть використовуватись студентами спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія» при виконанні індивідуальних завдань під час вивчення дисципліни «Будівельні конструкції».

Короткі вказівки до виконання індивідуального завдання

Індивідуальне завдання (курсова або розрахунково-графічна робота) передбачає проєктування металеві балкової клітки промислової будівлі і пов'язане з проєктуванням сталевих будівельних конструкцій. При виконанні цієї роботи студенти мають можливість засвоїти основні правила компоновання схем балкових кліток промислових будівель, принципи проєктування і розрахунку металевих прокатних балок і колон, а також вузлів їх сполучення.

Проєктування балкової клітки починається з розміщення елементів перекриття при заданому кроці колон, яке включає розробку схем розміщення балок настилу і головних балок перекриття.

Пояснювальна записка до роботи повинна містити:

1. Завдання для виконання роботи;
2. Схема балок перекриття з маркуванням несучих конструкцій;
3. Таблиця збору навантажень;
4. Розрахункові схеми, визначення внутрішніх зусиль, підбір і перевірка перерізів балок настилу і головних балок;
5. Розрахунок центрально-стиснутої колони;
6. Розрахунок вузлів з'єднання елементів каркасу – вузли з'єднання балок настилу з головною балкою, спирання головної балки на колону, бази колони;
7. Розрахунок вертикальних в'язей по каркасу;
8. Перелік використаних джерел.

Обсяг пояснювальної записки складає 12-15 сторінок формату А4.

Графічна частина роботи повинна містити креслення стадії КМ, а саме (див. додаток 14): компоновальні схеми (схеми розміщення несучих елементів каркасу будівлі) і монтажних вузлів. Обов'язковий склад креслень розрахунково-графічної роботи:

1. Схема балок перекриття, поперечний і поздовжній розрізи каркаса робочої площадки з маркуванням несучих елементів конструкцій та вузлів їх сполучення;
2. Вузол з'єднання балок настилу з головною балкою;
3. Вузол спирання головної балки на колону;
4. Вузол бази колони;
5. Відомість елементів несучого каркаса.

Обсяг графічної частини становить один аркуш формату А2 (А3).

1. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ БАЛКОВОЇ КЛІТКИ

Балка – несучий елемент суцільного перерізу, що працює на згин. Балки суцільного перерізу раціонально застосовувати при прольотах до 20м, для більших прольотів рекомендується переходити на стержневі решітчасті конструкції – ферми.

Система несучих балок перекриття або покриття називається **балковою кліткою**.

Залежно від кількості типів балок у балкової клітці розрізняють три принципові компоновальні схеми – **просту, нормальну і ускладнену**.

У **простій схемі** балкової клітки є тільки один тип балок, які розташовують з постійним кроком, зазвичай паралельно до меншої сторони будівлі. Крок балок настилу (БН) визначається розрахунком настилу (рис. 1.1).

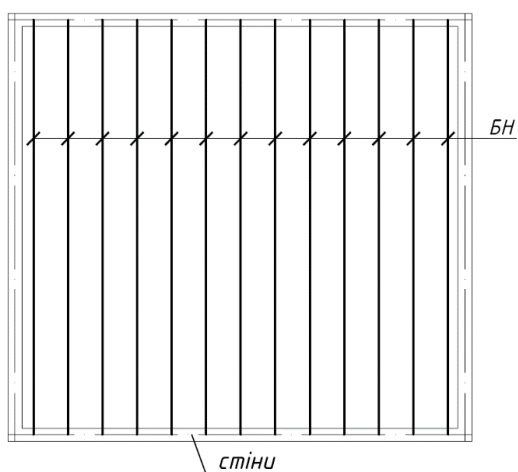


Рис. 1.1. Проста схема балкової клітки

Нормальна схема (рис. 1.2) включає два типи балок – головні (ГБ), що мають більший проліт і опираються на колони, та балки настилу (БН), які безпосередньо підтримують настил і спираються на головну балку.

Ускладнена схема (рис. 1.3) утворена балками трьох типів – головними (ГБ) та другорядними балками двох рівнів: перпендикулярними до головних балок допоміжними балками I-го порядку (ДБ) та допоміжними II-го порядку, або балками настилу (БН).

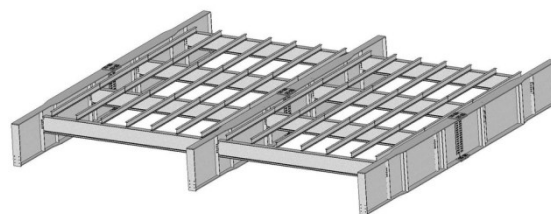
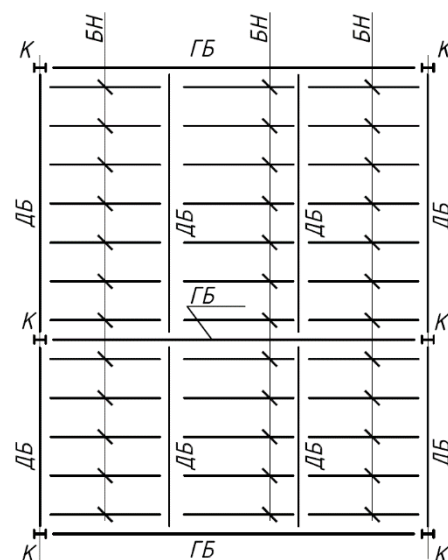
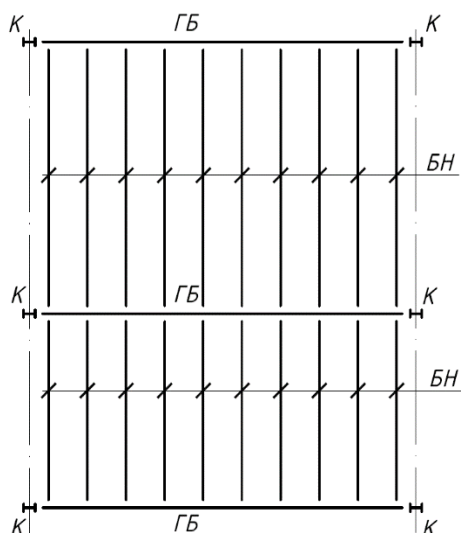


Рис. 1.2. Нормальна схема балкової клітки

Рис. 1.3. Ускладнена схема балкової клітки

У робочих площадках виробничих будівель, як правило, застосовуються нормальні або ускладнені типи балкових кліток (рис. 1.4.), у яких балки опираються на колони, розміщені з певним кроком в поздовжньому та поперечному напрямках будівлі.

Для балок із значними прольотами, для перерізів яких визначальними є граничні стани II-ої групи (тобто деформації), на відміну від їх підбору за граничними станами I-ої групи (за міцністю), при багатоваріантному проектуванні саме ускладнені схеми можуть виявитися більш раціональними за витратами сталі.

В балкових клітках балки настилу проєктуються прокатними згідно ДСТУ 8768:2018 (дод. 5, табл. Д.8) або Euronorm 19-57 (дод. 5, табл. Д.6) і спираються на головні балки або допоміжні в залежності від обраної схеми (рис. 1.4). Головні балки з двотаврів згідно Euronorm 19-57 (дод. 5, табл. Д.6) спираються на колони з прокатних широкополичних двотаврів згідно Euronorm 53-62 (дод. 5, табл. Д.7).

Відстань між балками настилу (крок a , рис. 1.4.), яка дорівнює прольоту настилу, залежить від типу настилу та величини зовнішнього навантаження. Крок балок настилу a приймається таким чином, щоб він укладався в зазначений діапазон допустимих значень, і головна балка при цьому ділилася на ціле число розбиттів.

За умови застосування металевого настилу з плоского або профільованого листа крок a приймається в межах від 0,6 до 1,6 м, а за умови використання залізобетонного настилу – 1,5–3,0 м. При цьому, товщина настилу та крок балок настилу a взаємно пов'язані: чим менше крок балок настилу, тим менше товщина настилу, і навпаки.

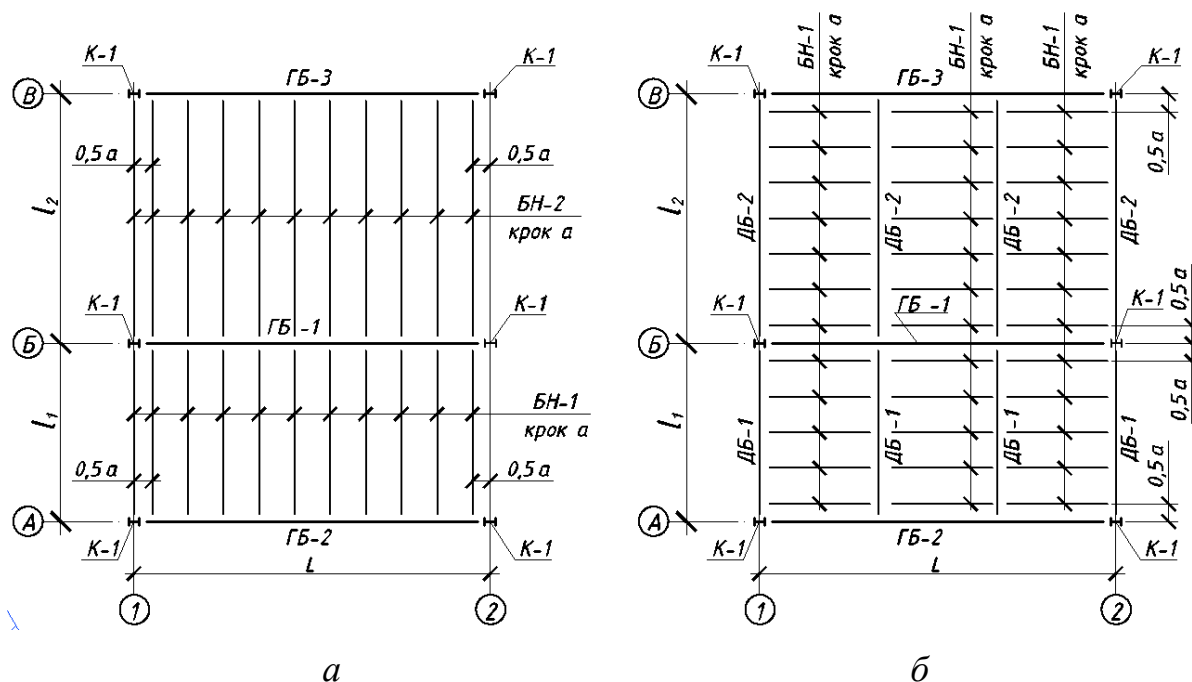


Рис. 1.4. Схеми балкових кліток робочих площадок виробничих будівель:
 а – нормальні схема; б – ускладнена схема.

Від схеми розташування балок залежить вибір типу сполучення балок між собою. Найпростіше для виготовлення і монтажу **поповерхове** сполучення (рис. 5.5, а), коли балка настилу (допоміжна II-го порядку) безпосередньо опирається на розташовану нижче балку. Таке сполучення доцільне, в основному, для нормальної схеми балкової клітки, так як потребує збільшення будівельної висоти перекриття $h_{буд}$.

При сполученні **в одному рівні** (рис. 1.5, б) верхні пояси головних і допоміжних балок I-го порядку суміщають на одній позначці, що дозволяє в межах заданого габариту перекриття збільшити висоту

головних балок. Таке рішення використовують при нормальній схемі балкової клітки.

Понижене сполучення (рис. 1.5, в) характерне для ускладненої схеми балкової клітки, при цьому верхні пояси балок настилу II-го порядку (БН), що поперехово спираються на допоміжні I-го порядку (ДБ), розташовуються в одному рівні з верхнім поясом головної балки, а допоміжні балки I-го порядку примикають до головної в межах її висоти. Незважаючи на деяку складність та трудомісткість такої конструкції в цілому, понижене сполучення дозволяє суттєво зменшити будівельну висоту перекриття.

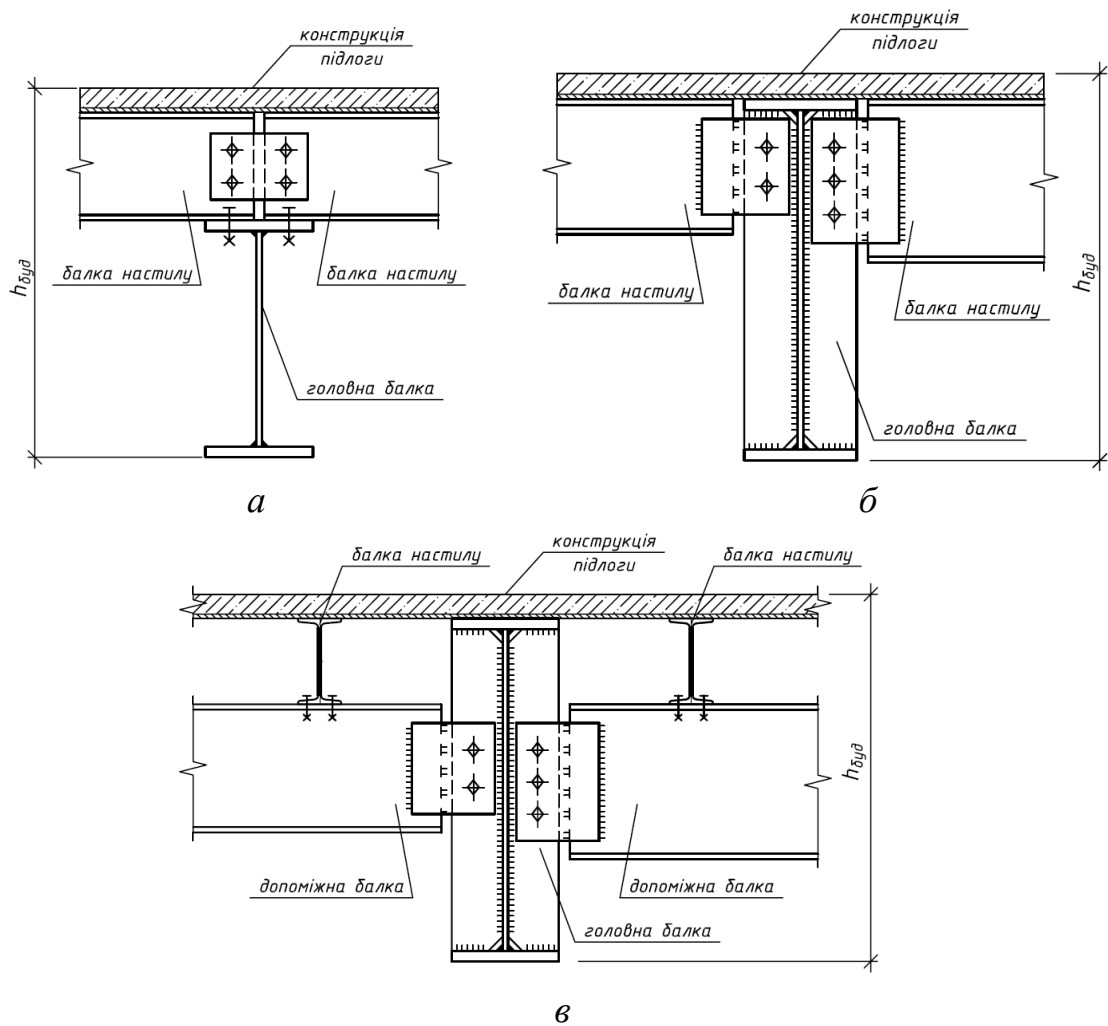


Рис. 1.5. Типи сполучення балок:
а – поверхове; б – в одному рівні; в – понижене

Для визначення зусиль в несучих елементах каркасу необхідно виконати збір навантаження, який найзручніше виконати у табличній формі (табл. 1.1). Більш докладно про навантаження на будівлі та споруди див. [8], розділ 2.

Визначення навантажень на 1м² перекриття

Складові навантаження	Характеристичне значення навантаження g_k , кН/м ²	Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням навантаження γ_{fe}	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження g_e , кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням навантаження γ_{fm}	Граничне розрахункове значення навантаження g_m , кН/м ²
1	2	3	4	5	6

На конструкції балкової клітки діють постійні навантаження від власної ваги елементів перекриття, а також тимчасове технологічне (корисне) навантаження.

Перш за все, визначається характеристичне значення постійного навантаження g_k , розподілене на 1м² за формулою:

$$g_k = t \cdot \rho, \quad (1.1)$$

де ρ – густина відповідного елемента перекриття (див. дод. 2, табл. Д.3);

t – товщина відповідного елемента покриття.

Значення експлуатаційного розрахункового навантаження визначаються за формулою:

$$g_e = g_k \cdot \gamma_{fe}, \quad (1.2)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням, приймається за п.5.2. [2]. Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій и ґрунтів приймаються рівним характеристичному (п.5.2. [2]).

Значення граничного розрахункового навантаження визначається за формулою:

$$g_m = g_k \cdot \gamma_{fm}, \quad (1.3)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим навантаженням, який приймається для постійного навантаження за дод. 1, табл. Д.1.

Для корисного навантаження від устаткування, людей, складованих матеріалів і виробів p_m значення коефіцієнту γ_{fm} приймається за дод. 1, табл. Д.2.

Згідно цієї таблиці, коефіцієнти надійності за навантаженням γ_m для рівномірно розподілених корисних навантажень слід приймати:

$\gamma_m = 1,3$ — при характеристичному значенні менш ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²);

$\gamma_m = 1,2$ — при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/ м²) і більше.

Згідно ДБН В.1.2-198:2014 [1], при розрахунку конструкцій і з'єднань слід враховувати коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності) γ_n відповідно до табл. 5 ДБН В.1.2-14:2018 [3], який для кожної розрахункової ситуації визначається за встановленим **класом наслідків (відповідальності)** споруди [3] та **категорією відповідальності за призначенням** конструкції та її елементів, що залежить від їх призначення і можливих наслідків при досягненні ними граничних станів (відмови) згідно [1]:

А – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до повної непридатності до експлуатації будівлі (споруди) в цілому або значної її частини;

Б – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до ускладнення нормальної експлуатації будівлі (споруди) або до відмови інших конструкцій, які не належать до категорії А;

В – конструкції, відмови яких не призводять до порушення функціонування інших конструкцій або їх елементів.

При цьому, в залежності від можливих наслідків відмови, які визначаються рівнем можливих матеріальних збитків і (або) соціальних втрат, будівлі та споруди поділяють на 3 класи наслідків (відповідальності) (англ. Consequence Class – клас наслідків) (див. табл. 1.1):

- СС3 – значні наслідки;
- СС2 – середні наслідки;
- СС1 – незначні наслідки.

Чим вище клас відповідальності будівлі, тим вищий ступінь надійності необхідно забезпечити при проектуванні. Це досягається застосуванням відповідних коефіцієнтів надійності за відповідальністю γ_n для перевірки за I та II групою граничних станів, які наведено у табл. 1.3.

Таблиця 1 – Класи наслідків (відповідальності) об'єктів

Клас наслідків (відповідальності) будівель і споруд	Характеристики можливих наслідків відмови будівель і споруд				
	Можлива небезпека для здоров'я і життя людей, кількість людей			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.	Припинення функціонування комунікацій транспорту, зв'язку, енергетики, інших інженерних мереж, рівень
	які постійно перебувають на об'єкті	які періодично перебувають на об'єкті	які перебувають поза об'єктом		
СС3 значні наслідки	Понад 400	Понад 1000	Понад 50000	Понад 50000	Загальнодержавний
СС2 середні наслідки	Понад 50 до 400 включно	Понад 100 до 1000 включно	Понад 100 до 50000 включно	Від 2500 до 50000 включно	Регіональний, місцевий
СС1 незначні наслідки	до 50 включно	до 100 включно	до 100 включно	До 2500 включно	Об'єктний

Примітка 1. Вважається, що на об'єкті постійно перебувають люди, якщо вони перебувають там не менш ніж вісім годин на добу і не менш ніж 150 днів на рік (загалом не менше 1200 годин за рік). Особами, що періодично відвідують об'єкт, вважаються ті, що заповнюють його не більше восьми годин на добу протягом не більше ніж 150 днів на рік (загалом від 450 до 1200 годин за рік). **Примітка 2.** Мінімальний розмір заробітної плати (м.з.р.п.) щорічно встановлюється згідно Закону України «Про Державний бюджет України».

Таблиця 5 – Значення коефіцієнтів надійності за відповідальністю γ_n

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення γ_n , які використовуються в розрахункових ситуаціях				
		усталених		перехідних		аварійних
		перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів
СС3	А	1,250	1,000	1,050	0,975	1,050
	Б	1,200		1,000		
	В	1,150		0,950		
СС2	А	1,100	0,975	0,975	0,950	0,975
	Б	1,050		0,950		
	В	1,000		0,925		
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925	0,950
	Б	0,975		0,925		
	В	0,950		0,900		

На коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n слід множити характеристичні значення навантажень або навантажувальний ефект (внутрішні сили і переміщення конструкцій і основ, що спричиняються навантаженнями і впливами).

Для подальших розрахунків за результатами табл. 1.1. обчислюємо середній коефіцієнт переходу від розрахункових граничних значень навантажень до експлуатаційних за формулою:

$$\gamma_{fe}^{\Sigma} = \frac{(g_m + p_m)\gamma_{nm}}{(g_e + p_e)\gamma_{ne}}. \quad (1.4)$$

1.1. Розрахунок настилу

По верхнім поясам балок перекриття влаштовують найчастіше суцільні настили – металеві з гладкої або рифленої сталі (профнастили), залізобетонні (монолітні або із збірних плит), а також комбіновані (сталезалізобетонні).

В технологічних площадках для обслуговування устаткування використовують також ґратчастий настил (зварной або пресований), переважно з нержавіючої та маловуглецевої сталі, пластику, алюмінію.

Металевий незнімний настил виконується з плоского металевого листа, який приварюється до верхніх полиць балок (рис. 1.6).



Рис. 1.6. Улаштування плоского металевого настилу по балкам

Товщина настилу частіше за все призначається в залежності від граничного прогину (розрахунки на міцність не є визначними), тому розрахунок настилу ведеться переважно за жорсткістю, використовуючи експлуатаційне розрахункове навантаження (II група граничних станів).

Для металевого настилу застосовують плоскі листи товщиною від 6 до 14 мм та профільовані товщиною – 0,3...3 мм.

Настил працює на згин та осьовий розтяг, як пружна висяча конструкція.

Для обчислення необхідної товщини настилу чи найбільшого його прольоту використовують рівняння С. П. Тимошенка-А. Л. Телояна:

$$\frac{l}{\delta} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E}{(1-\nu^2) \cdot g_e n_0^4} \right), \quad (1.5)$$

де $n_0 = \left(\frac{l}{f} \right)_u$ – граничне відношення прольоту настилу до його прогину, приймають $n_0 = 150$;

ν – коефіцієнт Пуасона, який для сталі приймається $\nu = 0,3$;

E – модуль пружності матеріалу настилу, для сталі $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа;

g_e – експлуатаційне розрахункове навантаження на настил;

l – проліт робочого настилу;

δ – товщина робочого настилу.

За розрахунковий проліт настилу l зазвичай приймають відстань між балками настилу в осях, тобто крок балок настилу a (рис. 1.4).

Значення товщини робочого сталевго настилу δ також можна прийняти за табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Рекомендована товщина сталевго настилу δ , мм

Експлуатаційне розрахункове навантаження, кН/м ²	Крок балок настилу, м					
	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6
10...15	6	6	8	10	12	12
16...20	6	8	10	12	14	14
21...25	6	8	10	12	14	–
26...30	8	10	12	14	–	–
31...35	8	10	14	14	–	–

Виконання залізобетонного настилу передбачає улаштування армованої залізобетонної плити по металевим балкам. Товщину монолітного залізобетонного настилу рекомендується приймати згідно даних табл. 1.5.

Комбінований настил складається з металевго профільованого листа, який використовується у якості незйомної опалубки для заливки залізобетонної плити. При цьому профільований настил розраховується на навантаження від власної ваги бетону на момент заливки, а несучу здатність після затвердіння бетону забезпечує армована залізобетонна

плита. Рекомендовану товщину комбінованого настилу можна також приймати згідно даних табл. 1.5.

Таблиця 1.5

Рекомендована товщина залізобетонного настилу, мм

Експлуатаційне розрахункове навантаження, кН/м ²	Крок балок настилу, м					
	1.5	1.75	2.0	2.25	2.5	3.0
10...15	80	80...90	90...100	100...110	110...120	140...150
16...20	90	90...100	100...110	110...120	120...130	150...160
21...25	100	100...110	110...120	120...130	140...150	160...170
26...30	110	110...120	120...130	140...150	150...160	170...180
31...35	120	120...130	140...150	150...160	160...170	180...190

Приклад 1

Проектування конструкції балкової клітки робочої площадки

Вихідні дані: прольот головної балки ГБ-1 $L=10$ м; прольот балки настилу БН-1 $l_1=5$ м; прольот балки настилу БН-2 $l_2=7$ м; відмітка верха колони $H=+4,000$; характеристичне значення рівномірно розподіленого тимчасового навантаження $p_k = 10$ кН/м²; крок балок настилу $a = 1$ м, відмітка верха фундаменту – 0,150.

Конструкції перекриття:

- асфальтобетон товщиною 30 мм;
- підстилюючий шар бетону – 100 мм;
- робочий настил.

Схема балкової клітки, поперечний і повздовжній розрізи каркаса робочої площадки з маркуванням несучих елементів конструкцій наведені на рис. 1.11.

Визначимо навантаження на 1м² сталевій балкової клітки виробничої будівлі.

Призначаємо клас наслідків будівлі – СС2; категорія конструкцій за призначенням: балки настилу, головні балки і колони – А ([1], табл. А.1); коефіцієнти надійності за відповідальністю згідно табл. 1.3: для розрахунку за першою групою граничних станів $\gamma_{nm} = 1,1$, для розрахунку за другою групою граничних станів $\gamma_{ne} = 0,975$. Склад перекриття приймається згідно завдання.

Схема конструкції робочої площадки

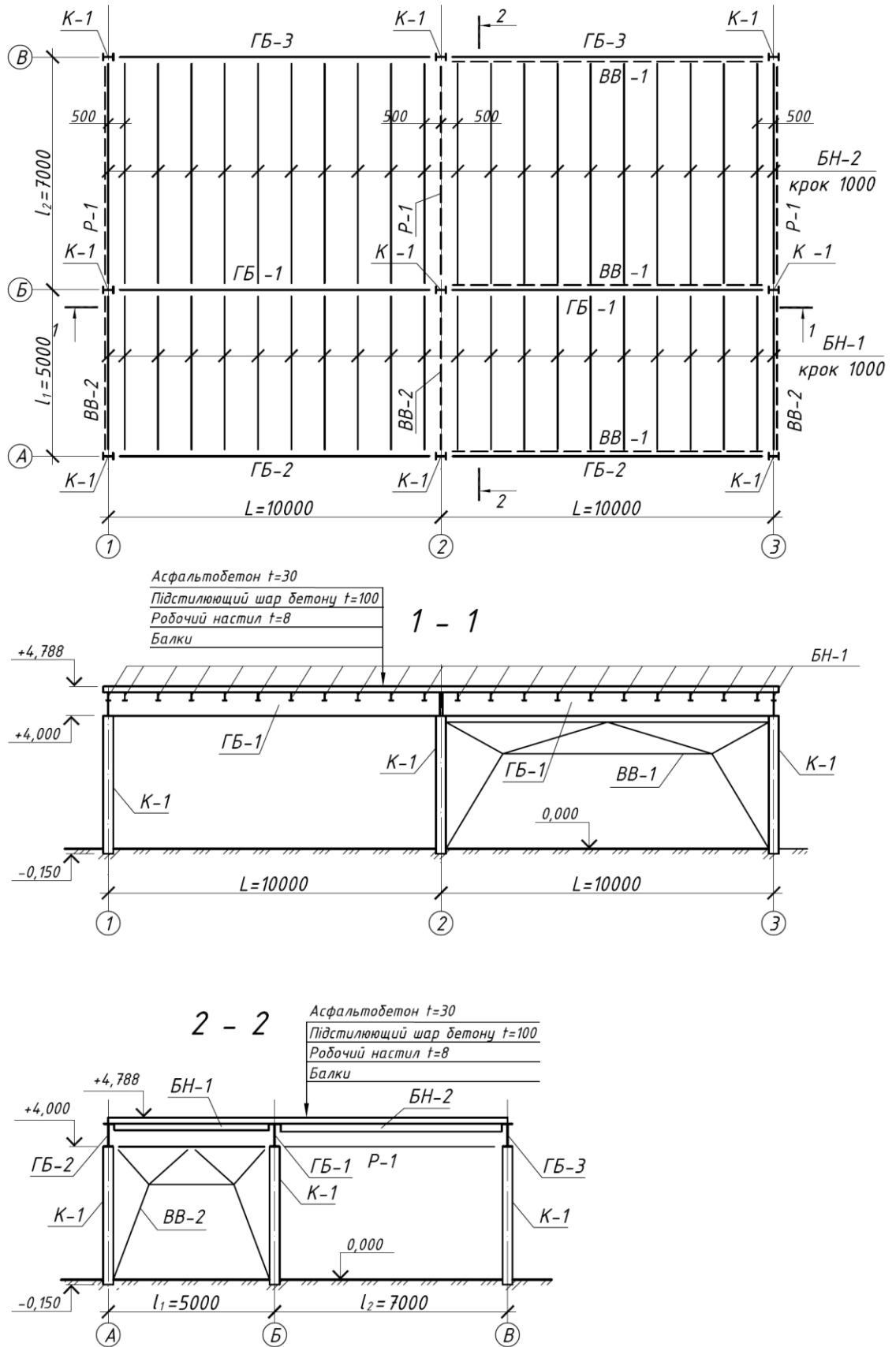


Рис. 1.11. Схема конструкції робочої площадки

Характеристичне значення навантаження від елементів перекриття визначаємо згідно з даними, наведеними в дод. 2, табл. Д.3.

Товщина сталевого настилу приймається залежно від експлуатаційного розрахункового значення тимчасового навантаження та обраного кроку балок настилу за табл. 1.4.

Таблиця 1.6

Визначення навантажень на 1м² перекриття

Складові навантаження	Характеристичне значення навантаження g_k , кН/м ²	Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням навантаження γ_e	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження g_e , кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням навантаження γ_m	Граничне розрахункове значення навантаження g_m , кН/м ²
I. Постійне навантаження					
1. Асфальтобетон ($t=30$ мм; $\rho = 1900$ кг/м ³) $g_k = 1 \cdot 1 \cdot 0,03 \cdot 1900 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3}$	0,56	1	0,56	1,3	0,73
2. Підстилюючий шар бетону ($t=100$ мм; $\rho = 2000$ кг/м ³) $g_k = 1 \cdot 1 \cdot 0,1 \cdot 2000 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3}$	1,96	1	1,96	1,3	2,55
3. Робочий настил ($t=8$ мм; $\rho = 7850$ кг/м ³) $g_k = 1 \cdot 1 \cdot 0,008 \cdot 7850 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3}$	0,62	1	0,62	1,05	0,65
Всього від постійних навантажень	$g_k = 3,14$		$g_e = 3,14$		$g_m = 3,93$
II. Тимчасове корисне навантаження					
	$p_k = 10$	1	$p_e = 10$	1,2	$p_m = 12$
Всього			$(g_e + p_e) = 13,14$		$(g_m + p_m) = 15,93$
Всього з урахуванням коефіцієнтів надійності за відповідальністю $\gamma_{nm} = 1,1$ та $\gamma_{ne} = 0,975$			$(g_e + p_e) \gamma_{ne} = 12,81$		$(g_m + p_m) \gamma_{nm} = 17,52$

Середній коефіцієнт переходу від розрахункових граничних значень навантажень до експлуатаційних:

$$\gamma_{fe}^{\Sigma} = \frac{(g_m + p_m) \gamma_{nm}}{(g_e + p_e) \gamma_{ne}} = \frac{17,52}{12,81} = 1,37 \text{ см.}$$

1.2. Розрахунок балок настилу

Для розрахунку балок настилу необхідно знайти погонне експлуатаційне та граничне розрахункове значення навантажень:

$$q_e = (g_e + p_e) \gamma_{ne} \cdot a + g_{w,k} \gamma_{fe} \gamma_{ne}; \quad (1.7)$$

$$q_m = (g_m + p_m) \gamma_{nm} \cdot a + g_{w,k} \gamma_{fm} \gamma_{nm}, \quad (1.8)$$

де $(g_e + p_e) \gamma_{ne}$ та $(g_m + p_m) \gamma_{nm}$ – експлуатаційне та граничне розрахункове значення навантажень з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю, в кН/м² (визначені в табл. 1.6);

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням навантаження (приймається за 5.2 [2]);

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням навантаження (див. дод. 1, табл. Д.1, табл. Д.2);

a – крок балок настилу, м;

$g_{w,k}$ – характеристичне значення навантаження від власної ваги балки настилу, яке попередньо приймається в межах 0,3...0,5 кН/м.

Балки настилу розраховуються як однопрольотні розрізні, які працюють в межах пружно–пластичної роботи сталі (2–й клас перерезів за видом напружено-деформованого стану).

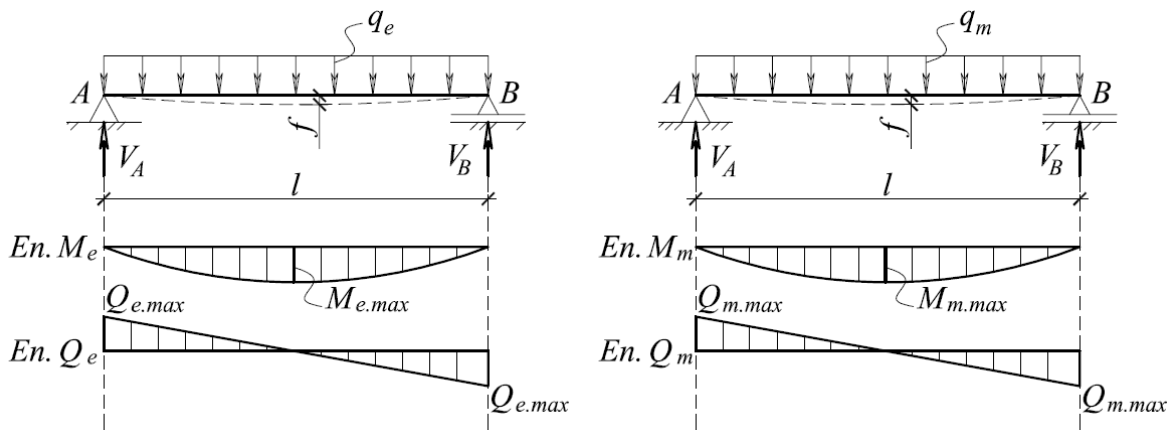


Рис. 1.12. Розрахункові схеми та зусилля у балках

Максимальні значення згинальних моментів та поперечних зусиль від експлуатаційного та граничного розрахункового значення навантажень слід визначати за формулами:

$$M_e = \frac{q_e \cdot l^2}{8}; \quad (1.9)$$

$$M_m = \frac{q_m \cdot l^2}{8}; \quad (1.10)$$

$$Q_e = \frac{q_e \cdot l}{2}; \quad (1.11)$$

$$Q_m = \frac{q_m \cdot l}{2}, \quad (1.12)$$

де l – прольот балки настилу;

q_e, q_m – відповідно, експлуатаційне та граничне розрахункове значення навантажень.

З умов забезпечення міцності балок настилу при дії згинального моменту за I групою граничних станів, необхідний мінімальний момент опору перерізу нетто визначається за формулою:

$$W_{n,\min} = \frac{M_m \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (1.13)$$

де M_m – максимальний момент в балці від граничного розрахункового значення навантаження;

c_1 – коефіцієнт, який враховує розвиток пластичних деформацій і, при умові їх допущення, визначається залежно від співвідношення площі полиці та стінки балки (див. табл. 1.5);

β – коефіцієнт, який при $\tau_y \leq 0,5R_s$ дорівнює $\beta = 1$;

R_y – розрахунковий опір сталі балок настилу за межею текучості (дод. 3, табл. Д.4);

γ_c – коефіцієнт умов роботи (дод. 4, табл. Д.5).

На етапі підбору перерізу попередньо для двотаврових перерізів приймається $c_1 = 1,12$, після підбору – уточнюється за табл. 1.7.

Таблиця 1.7

Значення коефіцієнта c_1 для балок двотаврового перерізу

A_f / A_w	c_1
0,25	1,19
0,5	1,12
1,0	1,07
2,0	1,04

Проміжні значення в табл. 1.7 визначаються методами лінійної інтерполяції.

Для забезпечення жорсткості балки розрахунк (за II групою граничних станів) виконується за умовою:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \frac{M_e \cdot l}{E \cdot I_x} \leq \left(\frac{f}{l} \right)_u, \quad (1.14)$$

де f – прогин балки настилу;

l – прольот балки настилу;

M_e – максимальний момент в балці від експлуатаційного розрахункового значення навантаження;

E – модуль пружності сталі $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа;

$\left(\frac{f}{l} \right)_u$ – граничний відносний прогин балки, що приймається за

дод. 13, табл. Д.24;

I_x – момент інерції перерізу балки настилу брутто.

Необхідний момент інерції перерізу з формули (1.14):

$$I_{x,n} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l_1}{E} \cdot \left(\frac{l}{f} \right)_u, \quad (1.15)$$

За отриманими значеннями необхідного моменту опору і моменту інерції підбирається за сортаментом (дод. 5, табл. Д.6, табл. Д.8) профіль, момент опору і момент інерції якого більше, але максимально наближений до обчислених.

Перевірка на зріз за максимальними дотичними напруженнями на опорі, де $M = 0$, виконується за формулою:

$$\frac{Q_m \gamma_n}{h_w s R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (1.16)$$

де h_w и s – відповідно, висота і товщина стінки балки настилу;

$R_s = 0,58 R_y$ – розрахунковий опір сталі на зріз (дод. 3, табл. Д.4).

Якщо умова не виконується, обираємо наступний профіль із сортаменту і повторно виконуємо перевірку несучої здатності.

Місцева стійкість полиць і стінок прокатних профілів, що працюють на згин, завжди забезпечена відповідним співвідношенням розмірів і може не перевірятися, а в гнутих профілях елементи перерізу підлягають перевірці на місцеву стійкість.

У тих випадках, коли прокатні балки не задовольняють умови міцності або жорсткості, застосовують балки складеного перерізу.

Приклад 2

Розрахунок балки настилу БН-1

Вихідні дані: прольот балки настилу БН-1 $l_1 = 5\text{ м}$, крок балок $a = 1\text{ м}$, $g_{w,k} \approx 0,4\text{ кН/м}$.

Погоне навантаження на балку настилу БН-1:

$$q_e = (g_e + p_e) \gamma_{ne} \cdot a + g_{w,k} \gamma_{fe} \gamma_{ne}; \quad (1.17)$$

$$q_m = (g_m + p_m) \gamma_{nm} \cdot a + g_{w,k} \gamma_{fm} \gamma_{nm}; \quad (1.18)$$

$$q_e = 12,81 \cdot 1,0 + 0,4 \cdot 1,0 \cdot 0,975 = 13,2\text{ кН/м};$$

$$q_m = 17,52 \cdot 1,0 + 0,4 \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 17,98\text{ кН/м}.$$

Визначимо максимальне зусилля в балці.

Максимальні згинальні моменти за (1.9), (1.10):

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_1^2}{8} = \frac{13,2 \cdot 5^2}{8} = 41,25\text{ кНм}, \quad M_m = \frac{q_m \cdot l_1^2}{8} = \frac{17,98 \cdot 5^2}{8} = 56,19\text{ кНм}.$$

Максимальне поперечне зусилля за (1.11), (1.12):

$$Q_e = \frac{q_e \cdot l_1}{2} = \frac{13,2 \cdot 5}{2} = 33,1\text{ кН}, \quad Q_m = \frac{q_m \cdot l_1}{2} = \frac{17,98 \cdot 5}{2} = 44,95\text{ кН}.$$

Розрахункова схема та внутрішні зусилля в балці БН-1 наведені на рис. 5.13.

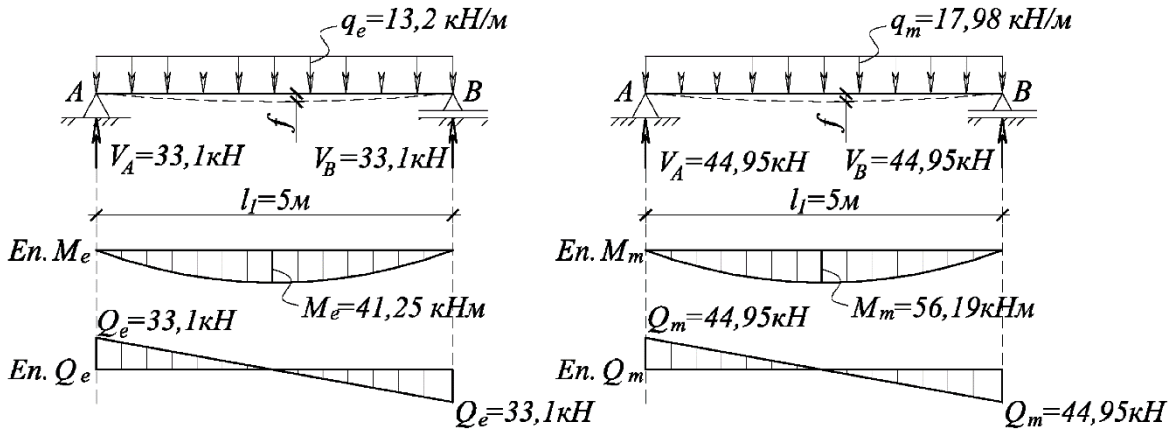


Рис. 1.13 Розрахункова схема та зусилля в балці БН-1

Необхідний момент опору з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій за (1.13) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 1.4):

$$W_{x.n} = \frac{M_m \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{56,06 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 1,0 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 208,98\text{ см}^3,$$

де $c_1 = 1,12$;

$R_y = 240\text{ МПа}$ (С255 при $t=10-20\text{ мм}$);

$\gamma_c = 1,0$ (дод. 5, табл. Д.5);

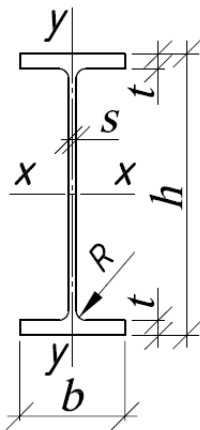
$\beta = 1,0$ (при $\tau=0$).

Необхідний момент інерції перерізу визначаємо за формулою (1.15):

$$I_{x,n} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l_1}{E} \cdot \left(\frac{l}{f} \right)_u = \frac{5}{48} \cdot \frac{41,25 \cdot 5 \cdot 10^4}{2,06 \cdot 10^4} \cdot 200 = 2086 \text{ см}^4.$$

Граничний прогин для балок прольотом до 6 м $f_u = l / 200$ (дод. 13, табл. Д.24).

За дод. 5, табл. Д.6 приймаємо двотавр ІРЕ 220 з такими геометричними характеристиками:



$$\begin{aligned} I_x &= 2772 \text{ см}^4 > I_{x,n} = 2086 \text{ см}^4, \\ W_{el,x} &= 252 \text{ см}^3 > W_{x,n} = 208,98 \text{ см}^3, \\ A &= 33,4 \text{ см}^2, \\ h &= 220 \text{ мм}, \\ b &= 110 \text{ мм}, \\ t &= 9,2 \text{ мм}, \\ s &= 5,9 \text{ мм}, \\ R &= 12 \text{ мм}, \end{aligned}$$

$$m = 26,2 \text{ кг/м} = 0,262 \text{ кН/м} < g_{w,k} = 0,4 \text{ кН/м}.$$

Для двотавру з максимальною товщиною сталі 9,2 мм розрахунковий опір сталі за дод. 3, табл. Д.4:

$R_y = 250 \text{ МПа (C255 при } t=4-10 \text{ мм)}$

Уточнюємо навантаження та зусилля в балці.

Навантаження на балку:

$$q_e = 12,81 \cdot 1,0 + (26,2 \cdot 9,81 / 1000) \cdot 1,0 \cdot 0,975 = 13,1 \text{ кН/м};$$

$$q_m = 17,52 \cdot 1,0 + (26,2 \cdot 9,81 / 1000) \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 17,90 \text{ кН/м}.$$

Максимальні згинальні моменти за (1.9), (1.10):

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_1^2}{8} = \frac{13,1 \cdot 5^2}{8} = 40,93 \text{ кНм}, \quad M_m = \frac{q_m \cdot l_1^2}{8} = \frac{17,90 \cdot 5^2}{8} = 55,94 \text{ кНм}$$

Максимальне поперечне зусилля за (1.11), (1.12):

$$Q_e = \frac{q_e \cdot l_1}{2} = \frac{13,1 \cdot 5}{2} = 32,75 \text{ кН}, \quad Q_m = \frac{q_m \cdot l_1}{2} = \frac{17,90 \cdot 5}{2} = 44,75 \text{ кН}.$$

Площа перерізу поясу та стінки двотаврового профілю:

$$A_f = b \cdot t = 11 \cdot 0,92 = 10,12 \text{ см}^2; \quad A_w = A - 2A_f = 33,4 - 2 \cdot 10,12 = 13,16 \text{ см}^2.$$

При $A_f / A_w = 10,12 / 13,16 = 0,77$ за табл. 5.5 коефіцієнт $c_1 = 1,093$.

Перевіримо міцність перерізу балки:

$$\frac{M_m \cdot \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot W_{el,x} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{55,94 \cdot 10^2}{1,093 \cdot 1,0 \cdot 252 \cdot 250 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,81 < 1$$

Перевіримо жорсткість балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e l_1}{E \cdot I_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{40,93 \cdot 5 \cdot 10^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 2772} = 0,004 < \left(\frac{f}{l}\right)_u = \frac{1}{200} = 0,005.$$

Висота стінки балки:

$$h_w = h - 2t - 2R = 220 - 2 \cdot 9,2 - 2 \cdot 12 = 177,6 \text{ мм.}$$

Перевіряємо дотичні напруження в поперечному перерізі балки на опорі за умовою (1.16) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 1.4):

$$\frac{Q_m \gamma_n}{h_w s R_s \gamma_c} = \frac{44,75 \cdot 10}{17,76 \cdot 0,59 \cdot 0,58 \cdot 250 \cdot 1,0} = 0,295 < 1.$$

Таким чином, умова міцності та жорсткості балки БН-1 забезпечена.

Розрахунок балки настилу БН-2

Вихідні дані: прольот балки настилу БН-2 $l_2 = 7\text{ м}$, крок балок $a = 1\text{ м}$, $g_{w,k} \approx 0,4\text{ кН/м}$.

Так як крок балок настилу БН-2 такий самий, як і балок БН-1, погонне навантаження на них ідентичне:

$$q_e = 13,2\text{ кН/м,}$$

$$q_m = 17,98\text{ кН/м.}$$

Визначаємо внутрішні зусилля в балці.

Максимальні згинальні моменти за (1.9), (1.10):

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_2^2}{8} = \frac{13,2 \cdot 7^2}{8} = 80,85\text{ кНм,} \quad M_m = \frac{q_m \cdot l_2^2}{8} = \frac{17,98 \cdot 7^2}{8} = 110,13\text{ кНм}$$

Максимальне поперечне зусилля за (1.11), (1.12):

$$Q_e = \frac{q_e \cdot l_2}{2} = \frac{13,2 \cdot 7}{2} = 46,2\text{ кН,} \quad Q_m = \frac{q_m \cdot l_2}{2} = \frac{17,98 \cdot 7}{2} = 62,93\text{ кН.}$$

Необхідний момент опору з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій за (1.13) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 1.6):

$$W_{x,n} = \frac{M_m \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{110,13 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 1,0 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 409,7\text{ см}^3,$$

де $c_1 = 1,12$;

$R_y = 240$ МПа (С255 при $t=10-20$ мм);

$\gamma_c = 1,0$ (дод. 4, табл. Д.5);

$\beta = 1,0$ (при $\tau=0$).

Необхідний момент інерції перерізу визначаємо за (1.15):

$$I_{x,n} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l_2}{E} \cdot \left(\frac{l}{f} \right)_u = \frac{5}{48} \cdot \frac{80,85 \cdot 10^2 \cdot 7 \cdot 10^2}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1}} \cdot 250 = 7154,5 \text{ см}^4.$$

Граничний прогин для балок прольотом більше 6 м $f_u = l / 250$ (дод. 13, табл. Д.24).

Розрахункова схема та внутрішні зусилля балки БН-2 наведені на рис. 1.14.

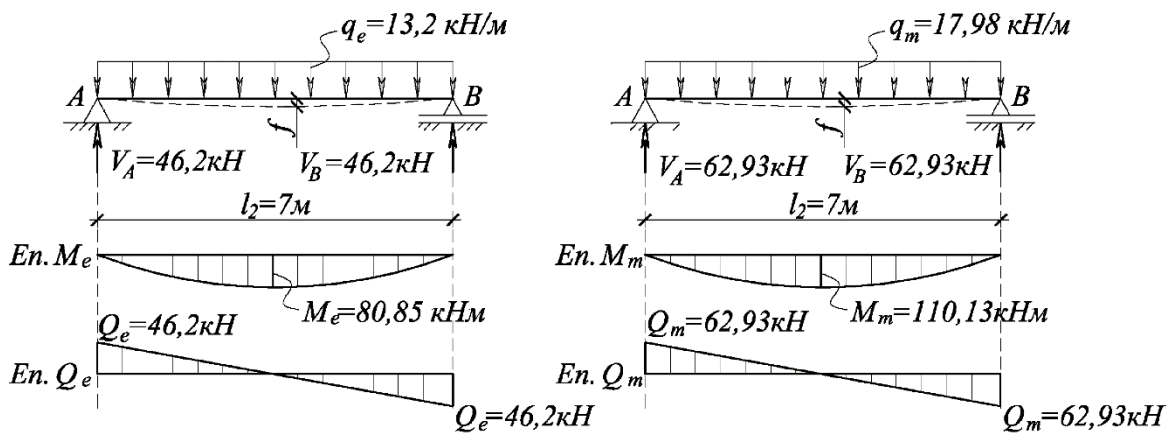
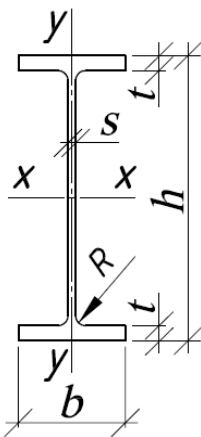


Рис. 1.14. Розрахункова схема та зусилля в балці БН-2

За дод. 5, табл. Д.6 приймаємо двотавр ІРЕ-300 з наступними геометричними характеристиками:



$$I_x = 8356 \text{ см}^4 > I_{x,n} = 7154,5 \text{ см}^4,$$

$$W_{el,x} = 557 \text{ см}^3 > W_{x,n} = 409,7 \text{ см}^3,$$

$$A = 53,8 \text{ см}^2,$$

$$h = 300 \text{ мм},$$

$$b = 150 \text{ мм},$$

$$t = 10,7 \text{ мм},$$

$$s = 7,1 \text{ мм},$$

$$R = 15 \text{ мм},$$

$$m = 42,2 \text{ кг/м} = 0,422 \text{ кН/м} > g_{w,k} = 0,4 \text{ кН/м}.$$

Для двотавру з максимальною товщиною сталі 10,7мм розрахунковий опір сталі залишається рівним попередньо прийнятому при $t=10-20$ мм.

Так як маса 1м підбраного двотавра декілька перевищує враховане раніше характеристичне значення навантаження від власної ваги БН, то уточнюємо навантаження та зусилля в балці.

Навантаження на балку:

$$q_e = 12,81 \cdot 1,0 + (42,2 \cdot 9,81 / 1000) \cdot 1,0 \cdot 0,975 = 13,21 \text{ кН/м};$$

$$q_m = 17,52 \cdot 1,0 + (42,2 \cdot 9,81 / 1000) \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 18,0 \text{ кН/м}.$$

Максимальні згинальні моменти за (1.9), (1.10):

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_1^2}{8} = \frac{13,21 \cdot 7^2}{8} = 80,91 \text{ кНм}, \quad M_m = \frac{q_m \cdot l_1^2}{8} = \frac{18,0 \cdot 7^2}{8} = 110,25 \text{ кНм}$$

Максимальне поперечне зусилля за (1.11), (1.12):

$$Q_e = \frac{q_e \cdot l_1}{2} = \frac{13,21 \cdot 7}{2} = 46,24 \text{ кН}, \quad Q_m = \frac{q_m \cdot l_1}{2} = \frac{18,0 \cdot 7}{2} = 63,0 \text{ кН}.$$

Площа перерізу поясу та стінки двотаврового профілю:

$$A_f = b \cdot t = 15 \cdot 1,07 = 16,05 \text{ см}^2; \quad A_w = A - 2A_f = 53,8 - 2 \cdot 16,05 = 21,7 \text{ см}^2.$$

При $A_f / A_w = 16,05 / 21,7 = 0,74$ за табл. 5.5 коефіцієнт $c_1 = 1,096$.

Перевіримо міцність перерізу балки:

$$\frac{M_m \cdot \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot W_{el,x} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{110,25 \cdot 10^2}{1,096 \cdot 1,0 \cdot 557 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,75 < 1.$$

Перевіримо жорсткість балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e l_1}{E \cdot I_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{80,91 \cdot 7 \cdot 10^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 8356} = 0,003 < \left(\frac{f}{l} \right)_u = \frac{1}{250} = 0,004.$$

Висота стінки балки:

$$h_w = h - 2t - 2R = 300 - 2 \cdot 10,7 - 2 \cdot 15 = 248,6 \text{ мм}.$$

Перевіряємо дотичні напруження в поперечному перерізі балки на опорі за умовою (1.16) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 1.6):

$$\frac{Q_{m,\max}}{h_w s R_s \gamma_c} = \frac{63,0 \cdot 10}{24,86 \cdot 0,71 \cdot 0,58 \cdot 240 \cdot 1,0} = 0,256 < 1.$$

Таким чином, умова міцності та жорсткості балки БН-2 забезпечена.

1.3. Розрахунок головної балки

Розрахункова схема головної балки залежить від обраного типу балкової клітки.

Розраховуємо максимально навантажену балку ГБ-1 як однопрольотну розрізну. Для нормальної схеми балкової клітки розрахункова схема головної балки представляє собою стержень на двох шарнірних опорах, завантажених зосередженими зусиллями в місцях спирання балок настилу (див. рис. 1.3).

Зосереджені зусилля від граничного розрахункового значення навантаження слід визначати за формулою:

$$F_m = Q_m^{BH-1} + Q_m^{BH-2} + G_{w,k}^{ГБ} \cdot \gamma_{fn} \cdot \gamma_{nm} \quad (1.19)$$

де Q_m^{BH-1} , Q_m^{BH-2} – максимальне значення поперечного зусилля (опорні реакції) від граничного розрахункового значення навантаження балок БН-1 і БН-2 відповідно; $G_{w,k}^{ГБ}$ – характеристичне значення навантаження від власної ваги головної балки, попередньо можна приймати в межах 5% від граничного розрахункового навантаження на неї:

$$G_{w,k}^{ГБ} = 0,05 \cdot (Q_m^{BH-1} + Q_m^{BH-2}). \quad (1.20)$$

Зосереджені зусилля від експлуатаційного розрахункового значення навантаження визначаються за формулою:

$$F_e = \frac{F_m}{\gamma_{fe}^{\Sigma}}, \quad (1.21)$$

де γ_{fe}^{Σ} – середній коефіцієнт переходу від розрахункових граничних значень навантажень до експлуатаційних.

Для спрощення розрахункової схеми зведемо навантаження від зосереджених зусиль до рівномірно розподіленого по прольоту головної балки:

$$q_e^{ГБ} = F_e / a; \quad (1.22)$$

$$q_m^{ГБ} = F_m / a. \quad (1.23)$$

Остаточна розрахункова схема представлена на рис. 1.15.

Подальший розрахунок виконується в послідовності, аналогічній розрахунку балок настилу, але з урахуванням того, що головна балка належить до 1-го класу перерізів за напружено-деформованим станом,

тобто балка працює в межах пружної роботи сталі, при цьому у виразі (1.13) коефіцієнти c_1 та β приймаються такими, що дорівнюють одиниці.

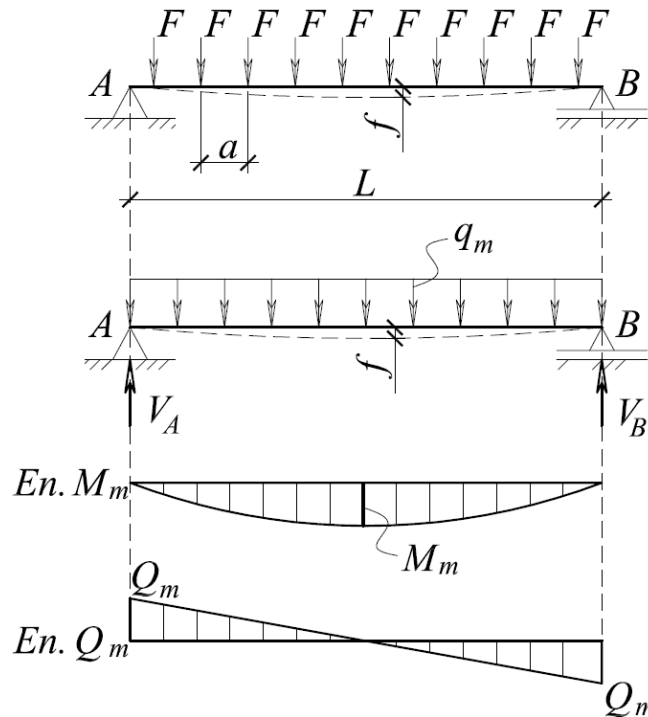


Рис. 5.15. Розрахункова схема та зусилля у головній балці

Приклад 3

Розрахунок головної балки ГБ-1

Вихідні дані: прольот головної балки ГБ-1 $L = 10$ м.

Головна балка ГБ-1 завантажена опорними реакціями балок настилу БН-1 і БН-2.

Зосереджене зусилля від граничного розрахункового значення навантаження, яке діє на головну балку з кроком 1 м:

$$F_m = Q_m^{BH-1} + Q_m^{BH-2} + 0,05 \cdot (Q_m^{BH-1} + Q_m^{BH-2}) \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} =$$

$$= 44,75 + 63,0 + 0,05 \cdot (44,75 + 63,0) \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 113,97 \text{ кН.}$$

Зосереджене зусилля від експлуатаційного розрахункового значення навантаження, яке діє на балку з кроком 1 м:

$$F_e = \frac{F_m}{\gamma_{fe}} = \frac{113,97}{1,37} = 83,19 \text{ кН.}$$

Так як на головну балку діє більше п'яти зосереджених зусиль, зосереджені зусилля можна замінити еквівалентним рівномірно-розподіленим навантаженням:

$$q_m = \frac{F_m}{a} = \frac{113,97}{1} = 113,97 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \quad q_e = \frac{F_e}{a} = \frac{83,19}{1} = 83,19 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Виконуємо підбір перерізу балки.

Максимальні згинальні моменти за (1.9), (1.10):

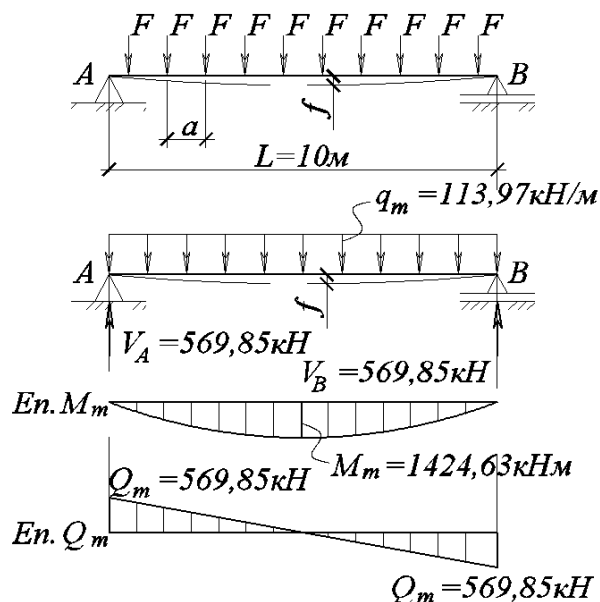


Рис. 1.16. Розрахункова схема та зусилля в балці ГБ-1

$$M_e = \frac{q_e \cdot L^2}{8} = \frac{83,19 \cdot 10^2}{8} = 1039,88 \text{ кНм},$$

$$M_m = \frac{q_m \cdot L^2}{8} = \frac{113,97 \cdot 10^2}{8} = 1424,63 \text{ кНм}.$$

Максимальне значення поперечного зусилля за (1.11), (1.12):

$$Q_e = \frac{q_e \cdot L}{2} = \frac{83,19 \cdot 10}{2} = 415,95 \text{ кН},$$

$$Q_m = \frac{q_m \cdot L}{2} = \frac{113,97 \cdot 10}{2} = 569,85 \text{ кН}.$$

Необхідний момент опору перерізу без урахування розвитку обмежених пластичних деформацій за (1.13) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 1.6):

$$W_{x.n} = \frac{M_m \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1424,63 \cdot 10^2}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 240 \cdot 1,0 \cdot 10^{-1}} = 5935,96 \text{ см}^3,$$

де $c_1 = 1,0$; $\beta = 1,0$
 $R_y = 240 \text{ МПа (С255 при } t=4-20 \text{ мм)}$;

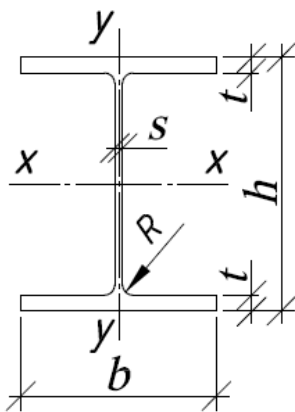
$\gamma_c = 1,0$ (дод. 4, табл. Д.5).

Необхідний момент інерції перерізу визначаємо з формули (1.15):

$$I_{x,n} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot L}{E} \cdot \left(\frac{l}{f} \right)_u = \frac{5}{48} \cdot \frac{1039,88 \cdot 10^2 \cdot 10 \cdot 10^2}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1}} \cdot 250 = 131457 \text{ см}^4.$$

Граничний прогин для балок прольотом більше 6 м $f_u = l / 250$ (дод. 13, табл. Д.24).

За дод. 5, табл. Д.7 приймаємо двотавр НЕВ650 з такими геометричними характеристиками:



$$I_x = 210600 \text{ см}^4 > I_{x,n} = 131457 \text{ см}^4$$

$$W_x = 6480 \text{ см}^3 > W_{x,n} = 5435,96 \text{ см}^3$$

$$A = 286 \text{ см}^2$$

$$h = 650 \text{ мм}$$

$$b = 300 \text{ мм}$$

$$t = 31 \text{ мм}$$

$$s = 16 \text{ мм}$$

$$R = 27 \text{ мм}$$

$$m = 224,51 \text{ кг/м}$$

Для двотавру з максимальною товщиною сталі 31 мм розрахунковий опір сталі за дод. 3, табл. Д.4:

$$R_y = 230 \text{ МПа (С255 при } t=20-40 \text{ мм)}$$

Перевіримо необхідність коригування навантаження на балку:

$$G_{w,k}^{ГБ} = 0,05 \cdot (Q_m^{БН-1} + Q_m^{БН-2}) = 0,05(44,75 + 63,0) = 5,3875 \text{ кН/м}$$

Звідси попередньо прийнята маса 1 м.п. балки:

$$m = 5,3875 \cdot 1000 / 9,81 = 549,18 \text{ кг/м} > 224,51 \text{ кг/м} - \text{отже уточнення}$$

зусиль, в запас надійності, виконувати не будемо.

Перевіримо міцність перерізу балки:

$$\frac{M_m \cdot \gamma_n}{c_1 \cdot \beta \cdot W_{el,x} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1424,63 \cdot 10^2}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 6480 \cdot 230 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,96 < 1$$

Отже міцність забезпечена.

Перевіримо жорсткість балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e l_1}{E \cdot I_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{1039,88 \cdot 10 \cdot 10^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 210600} = 0,0025 < \left(\frac{f}{l} \right)_u = \frac{1}{250} = 0,004.$$

Умова жорсткості забезпечена.

Висота стінки балки:

$$h_w = h - 2t - 2R = 650 - 2 \cdot 31 - 2 \cdot 27 = 534 \text{ мм.}$$

Перевіряємо дотичні напруження в перерізі балки на опорі за (1.16) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 1.4):

$$\frac{Q_m \cdot \gamma_n}{h_w t_w R_s \gamma_c} = \frac{569,85 \cdot 10 \cdot 1,0}{53,4 \cdot 1,6 \cdot 0,58 \cdot 230 \cdot 1,0} = 0,50 < 1.$$

Таким чином, міцність та жорсткість балки забезпечено.

1.4. Розрахунок торцевого опорного ребра головної балки

Для передачі опорних реакцій від головних балок на колони, як правило, застосовують торцеві опорні ребра, через які здійснюється чітка передача опорної реакції і забезпечується можливість обпирання на розташовану нижче колону як зверху, так і збоку (рис. 1.17).

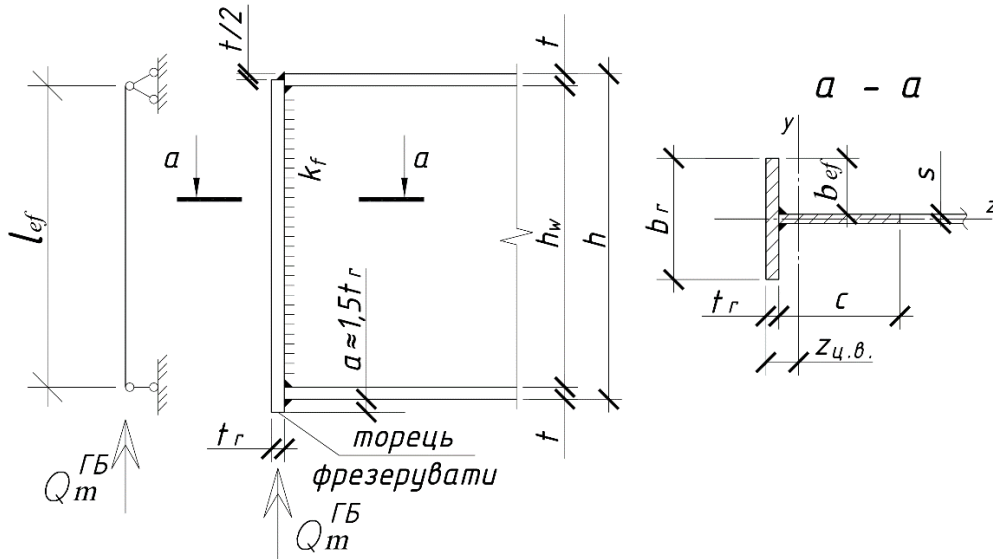


Рис. 1.17. Конструкція та розрахункова схема торцевого опорного ребра головної балки

Опорні ребра розраховують на зминання торцевої поверхні:

$$\frac{Q_m^{ГБ} \cdot \gamma_n}{b_r \cdot t_r \cdot R_p \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (1.24)$$

де $Q_m^{ГБ}$ – опорна реакція балки від граничного розрахункового значення навантаження;

b_r і t_r – ширина та товщина торцевого опорного ребра;

R_p – розрахунковий опір сталі на зминання;

$R_p = R_u$ приймається за дод. 3, табл. Д.4.

Ширина опорного ребра b_r попередньо на практиці може прийматись рівною ширині полицок головної балки b_f в опорному перерізі: $b_r \leq b_f$.

Товщина опорного ребра приймається далі згідно (1.24) з одночасним врахуванням умови забезпечення його місцевої стійкості, тобто умовна гнучкість його звису довжиною b_{ef} відносно стінки балки не повинна перевищувати граничної умовної гнучкості полиці таврового перерізу $\bar{\lambda}_{uf} = 1/3$.

Необхідна товщина торцевого опорного ребра з умови міцності на зминання за (1.24):

$$t_r = \frac{Q_{m,\max}^{ГБ} \cdot \gamma_n}{b_r \cdot R_p \cdot \gamma_c} \quad (1.25)$$

Мінімальна товщина опорного ребра для забезпечення місцевої стійкості:

$$t_r = 3b_{ef} \sqrt{R_y / E} \quad (1.26)$$

Торцеві ребра розраховують на зминання, якщо виступаюча нижче пояса частина ребра $a \leq 1,5t_r$ (рис. 1.17). Цей розмір, як правило беруть таким, що дорівнює 15...20 мм. Для забезпечення щільного примикання по всій поверхні контакта опорного ребра з опорою, торці ребра необхідно вирівнювати шляхом фрезерування та стругання.

Остаточно приймаємо товщину ребра згідно дод. 7, табл. Д.11, з урахуванням умов (1.25) і (1.26) та конструктивної вимоги $t_r \geq t_w$.

Після призначення габаритів торцевого опорного ребра необхідно виконати перевірку його стійкості як умовного центрально-стиснутого стержня, навантаженого опорною реакцією балки, в площині, перпендикулярній площині стінки (рис. 1.17), за формулою:

$$\frac{Q_m^{ГБ} \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A_{ef} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (1.27)$$

де A_{ef} – розрахункова площа умовного стержня висотою h_w , яка складається з площі ребра та площі стійкої частини стінки шириною c , привареної до торцевого ребра:

$$\begin{aligned} A_{ef} &= b_s \cdot t_s + c \cdot t_w; \\ c &= 0,65 \cdot t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \end{aligned} \quad (1.28)$$

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, який приймається залежно від умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ і форми перерізу (дод. 8, табл. Д.12).

Стійкість необхідно перевіряти у площині найменшої жорсткості:

$$\lambda_z = \frac{l_{ef}}{i_z} = \frac{h_w}{i_z}; \quad (1.29)$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z \sqrt{\frac{R_y}{E}}. \quad (1.30)$$

Радіус інерції перерізу опорного ребра:

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{ef}}}. \quad (1.31)$$

Момент інерції перерізу відносно центра ваги:

$$I_z = \frac{t_r \cdot b_r^3}{12}. \quad (1.32)$$

У випадку невиконання умов несучої здатності, необхідно збільшити товщину опорного ребра і повторити відповідні перевірки.

Двобічні кутові шви, які поєднують торцеве ребро зі стінкою головної балки, необхідно розраховувати на дію опорної реакції згідно вимог [8], розділ 16. При цьому враховується, що розрахункова довжина кутових швів, які сприймають опорну реакцію, не перевищує $85\beta_f k_f i$, одночасно, висоти стінки h_w , тому мінімальний катет зварних швів визначається за формулою:

$$k_{f,\min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{Q_m^{ГБ}}{85nR_{wf}\gamma_c}}, \quad (1.33)$$

де β_f – коефіцієнт для розрахунку кутового шва за металом, який приймається за дод. 12, табл. Д.21;

R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів на зріз за металом шва приймаються за дод. 12, табл. Д.23;

n – кількість швів ($n = 2$ – для торцевого опорного ребра).

Отримане значення k_f приймається не менше значень, вказаних в дод. 12, табл. Д.22 і перевіряють виконання умови:

$$l_w = h_w \geq 85\beta_f k_f. \quad (1.34)$$

Якщо умова не виконується, необхідно збільшити катет шва.

При цьому перевіряється, щоб катети зварних швів не перевищували значень $k_f \leq 1,2 t_{\min}$, де t_{\min} – мінімальна товщина елементів, які з'єднуються. Горизонтальні зварні шви, які поєднують опорне ребро з полічками головної балки (рис. 1.17), призначаються конструктивно з мінімальними катетами.

Приклад 4

Розрахунок торцевого опорного ребра головної балки

Вихідні дані: ширина опорного ребра b_r попередньо приймається рівною ширині полиці головної балки – 300мм.

Сталь С255: при $t = 10-20$ мм $R_p = R_u = 360$ МПа, $R_{in} = 370$ МПа.

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1,0$ – прийнято за дод. 4, табл. Д.5.

Товщина опорного ребра з умов міцності на зминання за формулою (1.25) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 1.4):

$$t_r = \frac{Q_m^{ГБ} \cdot \gamma_n}{b_r \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{569,85}{30 \cdot 360 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,53 \text{ см.}$$

Товщина опорного ребра з умови забезпечення місцевої стійкості за (1.26) при ширині його звису $b_{ef} = (b_r - s)/2 = (30 - 1,6)/2 = 14,2$:

$$t_r = 3 \cdot 14,2 \cdot \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 1,47 \text{ см.}$$

За сортаментом табл. дод. 7, Д.11 приймаємо $t_r = s = 16$ мм.

Перевіримо загальну стійкість торцевого опорного ребра як умовного центрально-стиснутого стержня в площині, перпендикулярній площині стінки балки, навантаженої опорною реакцією, за (1.27).

Для цього визначимо площу умовного центрально-стиснутого стержня торцевого опорного ребра, яка складається з площі опорного ребра та стійкої частини стінки, за (1.28):

$$A_{ef} = b_r \cdot t_r + 0,65 \cdot s^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 30 \cdot 1,6 + 0,65 \cdot 1,6^2 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 96,3 \text{ см}^2.$$

Перевірка виконується відносно осі z , так як момент інерції відносно цієї осі, як правило, менше.

Момент інерції торцевого опорного ребра:

$$I_z = \frac{t_r \cdot b_r^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 30^3}{12} = 3600 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції торцевого опорного ребра:

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{ef}}} = \sqrt{\frac{3600}{96,3}} = 6,11 \text{ см.}$$

Визначимо гнучкість та умовну гнучкість стержня опорного ребра:

$$\lambda_z = \frac{l_{ef}}{i_z} = \frac{h_w}{i_z} = \frac{(65 - 2 \cdot 3,1)}{6,11} = 9,62;$$

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 9,62 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,33 < 0,4.$$

За значенням умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ відповідно дод. 8, табл. Д.12 визначимо значення коефіцієнта поздовжнього згину φ для типу кривої втрати стійкості – c (дод. 8, табл. Д.13) і виконуємо перевірку загальної стійкості торцевого опорного ребра за формулою (1.27) (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 1.4):

$$\frac{Q_m^{TB} \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A_{ef} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{569,85}{1,0 \cdot 96,3 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,25 < 1.$$

Стійкість забезпечена.

З'єднання опорного ребра зі стінкою балки виконуємо двобічними кутовими швами ($n = 2$) в положенні «в човник» з застосуванням напівавтоматичного зварювання електродом Э42 (дод. 12, табл. Д.23). Знаходимо $R_{wf} = 180$ МПа, $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$ МПа, $\beta_f = 0,7$, $\beta_z = 1,0$ за дод. 12, табл. Д.21.

Враховуючи, що $\beta_f \cdot R_{wf} = 0,7 \cdot 180 = 126$ МПа $<$ $\beta_z \cdot R_{wz} = 166,5$ МПа, розрахунок виконуємо тільки за металом шва (див. формулу (Д.12.1), дод. 12).

Тоді необхідний катет шва з умови його максимальної розрахункової довжини $85\beta_f k_f$ за (1.33):

$$k_{f,\min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{Q_m^{TB}}{85nR_{wf}\gamma_c}} = \frac{1}{0,7} \sqrt{\frac{569,85}{85 \cdot 2 \cdot 180 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0}} = 0,62 \text{ см.}$$

Це більше, ніж означено в табл. Д.22, дод. 12 при $t_{\max} = 1,2 \cdot 16 = 19,2$ мм. Призначаємо $k_f = 7$ мм, що допустимо, тому що $k_{f,\max} = 1,2 t_{\min} = 1,2 \cdot 16 = 19,2$ мм. Приймаємо катет шва $k_f = 7$ мм.

Перевіряємо виконання умови (1.34) $l_w = h_w \geq 85\beta_f k_f$:

$$h_w = 58,8 \text{ см} \geq 85 \cdot 0,7 \cdot 0,7 = 41,65 \text{ см.}$$

Остаточно приймаємо катет шва $k_f = 7$ мм.

Виступаючу частину опорного ребра призначаємо такою, що дорівнює $15 \text{ мм} < 1,5 t_r = 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ мм}$.

2. РОЗРАХУНОК ВУЗЛА КРІПЛЕННЯ БАЛОК НАСТИЛУ ДО ГОЛОВНОЇ БАЛКИ

Як правило, застосовується два принципових рішення щодо кріплення балок настилу до головної балки: поповерхове – коли балка настилу спирається на головну балку згори (рис. 2.1 *а*); і в одному рівні – коли верхні полиці балок настилу і головної балки утворюють єдину горизонтальну площину (рис. 2.1 *б, в, г*).

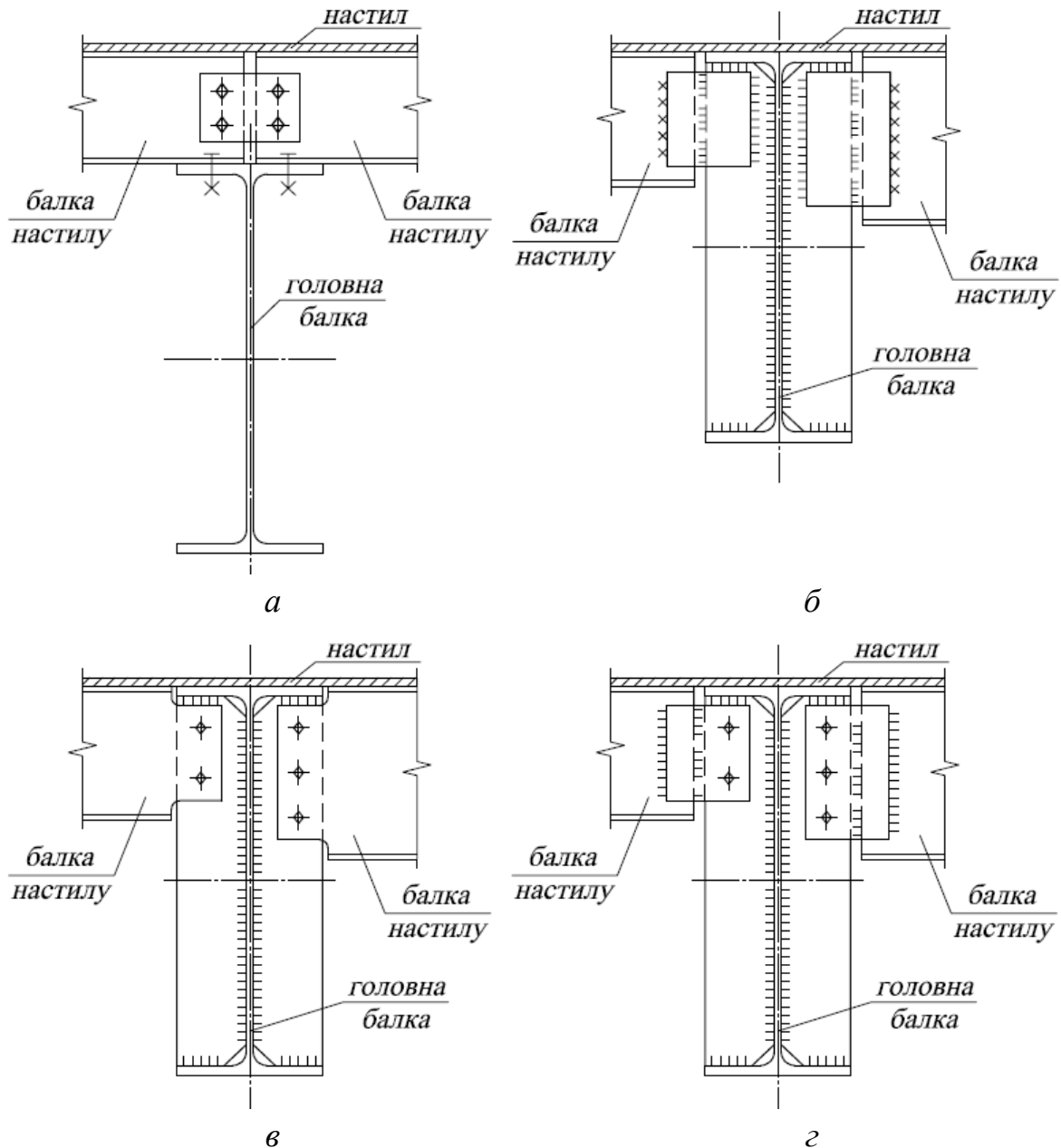


Рис. 2.1. Види сполучення балок настилу з головною балкою:

а – поповерхове; *б* – в одному рівні на зварних накладках, *в* – в одному рівні на болтах з підрізкою стінки балки настилу, *г* – в одному рівні на болтах з накладками

Поверхове сполучення балок є конструктивним, не вимагає спеціальних розрахунків вузла опирання, але потребує перевірки місцевої стійкості головної балки і врахування локальних напружень в стінці головної балки. За потреби, в точках опирання балок настилу або через одну точку опирання встановлюються вертикальні ребра жорсткості, товщиною 6...10 мм.

З'єднання балок в одному рівні має кілька варіантів:

- в одному рівні на зварних накладках (рис. 2.1 б);
- в одному рівні на болтах з підрізкою стінки балки настилу (рис. 2.1 в);
- в одному рівні на болтах з накладками (рис. 2.1 з).

Розрахунок з'єднань на зварних швах зводиться до розрахунку необхідної довжини зварного шва за формулою:

$$l_{wf} = \frac{Q_m^{BH}}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (2.1)$$

2.1. Розрахунок з'єднань на болтах звичайної міцності

В будівельних конструкціях для з'єднання елементів використовуються болти звичайної міцності класів точності А, В і С (відповідно болти підвищеної, нормальної і грубої точності), фрикційні болти (або високоміцні), самонарізувальні для кріплення в першу чергу сталевого профільованого настилу, а також фундаментні для закріплення баз колон на фундаментах.

Болти звичайної міцності поділяють на класи міцності (в дужках – зараз практично не виробляються): (4,6); (4,8); 5,6; 5,8; 6,6; 8,8; 10,9; 12,9. Болти класу 12,9 допускаються тільки при роботі на зріз.

Перша цифра означає межу тимчасового опору матеріалу болта на розтяг, поділену на 100 (R_{bun} , МПа). Добуток першої та другої цифри, помножений на 10, позначає межу текучості сталі болта (R_{byn} , МПа).

Тобто з класу міцності болта 6,6 можна встановити, що межа тимчасового опору сталі болта $R_{bun} = 6 \times 100 = 600$ МПа; межа текучості сталі болта $R_{byn} = 6 \times 6 \times 10 = 360$ МПа.

Роботу болтового та заклепкового з'єднання під дією зсувних сил можна умовно поділити на три стадії (рис. 2.3).

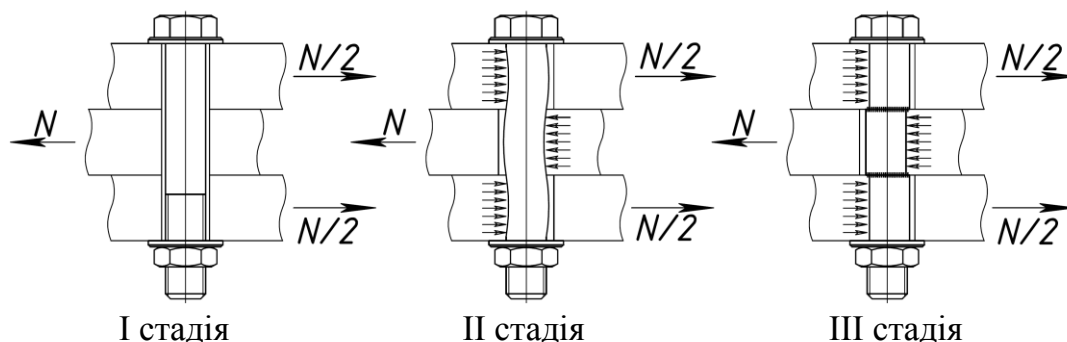


Рис. 2.3. Стадії роботи болтового з'єднання на болтах звичайної міцності

На **I стадії** опір зовнішнім діям чинять сили тертя, які виникають на поверхнях зсуву від стягування болтів гайками. Для з'єднань на звичайних болтах цей етап практично відсутній, тому що зусилля затягування гайок тут не контролюється.

Після подолання опору сил тертя відбувається зсув елементів на величину зазору між болтом та поверхнею пластини навколо отвору. На **стадії II** зусилля передається тиском поверхні пластини навколо отвору на стержень болта, внаслідок чого контактні поверхні поступово змінюються, а сам стержень починає згинатись, і, разом з тим, розтягуватись, так як вільному його згину чинить опір головка болта та гайка.

На **III стадії** відбувається руйнування з'єднання або внаслідок **зрізу болта**, або **зминання поверхонь пластин**, які з'єднуються болтами.

Зазвичай такі з'єднання балок виконуються на нормальних болтах класу точності В,С, класу міцності 5.6, 5.8.

Для такого варіанта розраховується несуча здатність одноболтового з'єднання:

– на зріз

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (2.3)$$

де R_{bs} – розрахунковий опір одноболтового з'єднання на зріз (дод. 11, табл. Д.17);

γ_b – коефіцієнт умов роботи з'єднання, приймається згідно дод. 11, табл. Д.16;

$A_b = \pi \cdot d^2 / 4 = 0,78 \cdot d^2$ – розрахункова площа перерізу стержня болта бруто, приймається згідно дод. 11, табл. Д.20;

n_s – кількість розрахункових площин зрізу.

– на зминання

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (2.4)$$

де R_{bp} – розрахунковий опір одноболтового з'єднання на зминання (дод. 11, табл. Д.18);

γ_b – коефіцієнт умов роботи з'єднань, приймається згідно дод. 11, табл. Д.16;

d_b – зовнішній діаметр стержня болта;

$\sum t_{\min}$ – мінімальна сума товщин елементів, які зминаються в одному напрямі.

Мінімально необхідну кількість болтів у з'єднанні, при умові рівномірного розподілу сили між болтами, слід визначити за формулою:

$$n \geq \frac{1,2 \cdot Q_m \cdot \gamma_n}{N_{b,\min}}, \quad (2.2)$$

де $N_{b,\min}$ – найменше значення несучої здатності у болта (за умовою зрізу болта або зминання поверхонь).

$1,2Q_m$ – збільшення поперечної сили на 20% через часткове защемлення опорного перерізу балки настилу.

Кількість болтів приймається з округленням в більший бік, але не менше двох на вузол.

Болти у з'єднаннях слід розміщувати з урахуванням конструктивних вимог, наведених в дод. 14, табл. Д.19.

Переріз з'єднувальних пластин у вузлі перевіряємо на зріз з урахуванням послаблення їх отворами:

$$\frac{1,5Q_m^{BH}}{t \cdot (h_s - nd_0) \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (2.5)$$

де t – товщина пластини;

h_s – висота пластини;

n – кількість болтів;

d_0 – діаметр отворів під болти (для класу точності В, С приймається на 3 мм більше за діаметр болта);

1,5 – конструктивний коефіцієнт, який враховує можливий перекосяк пластини та нерівномірний розподіл зусиль у болтах.

Приклад 5

Розрахунок вузла з'єднання балок настилу з головною балкою в одному рівні

Вихідні дані: товщину з'єднувальних пластин приймаємо 6 мм. Визначаємо розрахункове зусилля N_b , яке може сприйматись 1 болтом діаметром 16 мм класу міцності 5,6 класу точності В при роботі:

на зріз:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 210 \cdot 10^{-1} \cdot 2,01 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 37,99 \text{ кН},$$

$$R_{bs} = 210 \text{ МПа, прийнято за дод. 11, табл. Д.17,}$$

$$A_b = 2,01 \text{ см}^2, \text{ прийнято за дод. 11, табл. Д.20,}$$

$\gamma_b = 1,0$ - прийнято при зрізі в багатоболтовому з'єднанні за дод. 11, табл. Д.16;

на зминання:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t_{\min} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 475 \cdot 10^{-1} \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 0,8 \cdot 1,0 = 36,48 \text{ кН},$$

$$R_{bp} = 475 \text{ МПа прийнято дод. 11, табл. Д.18,}$$

$\gamma_b = 0,4 \cdot a/d + 0,2 = 0,4 \cdot (1,5 \cdot 19/19) + 0,2 = 0,8$ - прийнято при зминанні отвору під болт в багатоболтовому з'єднанні за дод. 11, табл. Д.16, де діаметр отвору для болту класу точності В прийнято: $d = d_b + 3 \text{ мм} = 16 + 3 = 19 \text{ мм}$, мінімальна відстань до найближчої кромки по лінії дії зусилля від центру крайнього болта: $a_{\min} = 1,5d = 1,5 \cdot 19 = 28,5 \text{ мм}$.

Меньше з двох значень несучої здатності болта – при зминанні: $N_{b,\min} = N_{bp} = 36,48 \text{ кН}$.

Визначаємо необхідну кількість болтів для сприйняття опорної реакції балки настилу БН-1 за (2.2), $Q_m^{BH-1} = 44,75 \text{ кН}$ (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 1.6):

$$n_{b,\min}^{BH-1} = \frac{1,2 \cdot Q_m^{BH-1} \cdot \gamma_n}{N_{b,\min}} = \frac{1,2 \cdot 44,75}{36,48} = 1,47.$$

Приймаємо два болта $n = 2$.

Визначимо необхідну кількість болтів для сприйняття опорної реакції балки настилу БН-2 за (2.2), $Q_m^{BH-2} = 63,0 \text{ кН}$ (коефіцієнт надійності γ_n вже враховано при визначенні навантажень у табл. 1.6):

$$n_{b,\min}^{BH-2} = \frac{1,2 \cdot Q_m^{BH-2} \cdot \gamma_n}{N_{b,\min}} = \frac{1,2 \cdot 63,0}{36,48} = 2,07.$$

Приймаємо три болти $n = 3$.

Перевіряємо міцність пластин на зріз з урахуванням послаблення перерізу отворами діаметром 19 мм для встановлення болтів.

Висоту пластини h_s необхідно приймати такою, щоб її розмір максимально наближався до розміру прямолінійної ділянки стінки двотавра. В такому випадку міцність зварних швів, які поєднують стінку двотавра та пластину, автоматично буде забезпечено.

Приймаємо висоту пластини балки настилу БН-1:

$$h_s = h - 2 \cdot 40 = 220 - 2 \cdot 40 = 140 \text{ мм} < h_w^{\text{БН-1}} = 177,6 \text{ мм}.$$

Перевіримо можливість розташування на неї прийнятої кількості болтів з умови округлення до кратності 5 або 10 мм відстаней між центрами отворів s для них та відстаней від центрів крайних болтів до краю пластини a :

$$s_{\min} = 2d = 2 \cdot 19 = 38 \text{ мм};$$

$$s_{\max} = 12t = 12 \cdot 6 = 72 \text{ мм};$$

$$a_{\max} = 8t = 8 \cdot 6 = 48 \text{ мм}.$$

За таких умов максимальна висота з'єднувальної пластини буде складати $h_{s,\max} = 2 \cdot a_{\max} + (n-1) \cdot s_{\max} = 2 \cdot 45 + 2 \cdot 70 = 160 \text{ мм}$.

Перевірка міцності пластини на зріз за (2.5):

$$\frac{1,5Q_m^{\text{БН-1}}}{t(h_s - nd_0) \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 44,75}{0,6 \cdot (14 - 2 \cdot 1,9) \cdot 0,58 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,79 < 1.$$

Приймаємо висоту пластини балки настилу БН-2:

$$h_s = h - 2 \cdot 40 = 300 - 2 \cdot 40 = 220 \text{ мм} < h_w^{\text{БН-2}} = 248,6 \text{ мм}.$$

Максимальна висота з'єднувальної пластини БН-2 буде складати $h_{s,\max} = 2 \cdot a_{\max} + (n-1) \cdot s_{\max} = 2 \cdot 45 + 3 \cdot 70 = 300 \text{ мм}$.

Перевірка міцності пластини на зріз за (2.5):

$$\frac{1,5Q_m^{\text{БН-2}}}{t \cdot (h_s - nd_0) \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 63,0}{0,6 \cdot (22 - 3 \cdot 1,9) \cdot 0,58 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,0} = 0,69 < 1.$$

Таким чином, несуча здатність з'єднання забезпечена.

Вузол опирання балок настилу на головну балку показано на рис. 2.4.

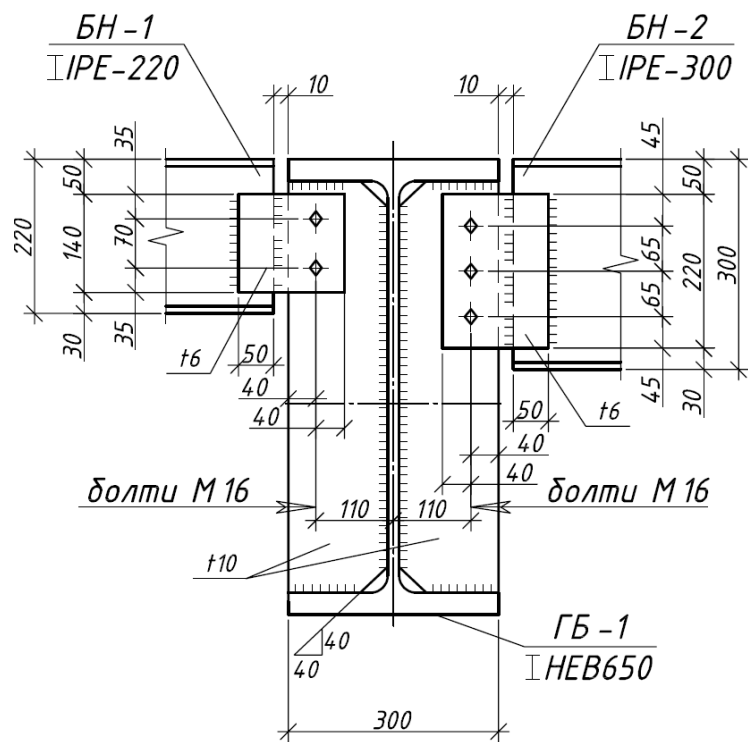


Рис. 2.4. Вузол опирання балок настилу на головну балку

3. РОЗРАХУНОК ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ

Збір навантаження

Колони – вертикальні елементи, які підтримують конструкції перекриття (покриття) і передають навантаження від них на фундаменти або конструкції, розташовані нижче. Конструкцію колони можна умовно розділити на три частин (рис. 3.1): оголовок, на який безпосередньо опираються розташовані вище конструкції; база колони, яка забезпечує передачу зусилля на фундаменти і закріплення колони відповідно до розрахункової схеми; стержень колони – основний конструктивний елемент, який передає зусилля від оголовка до бази.

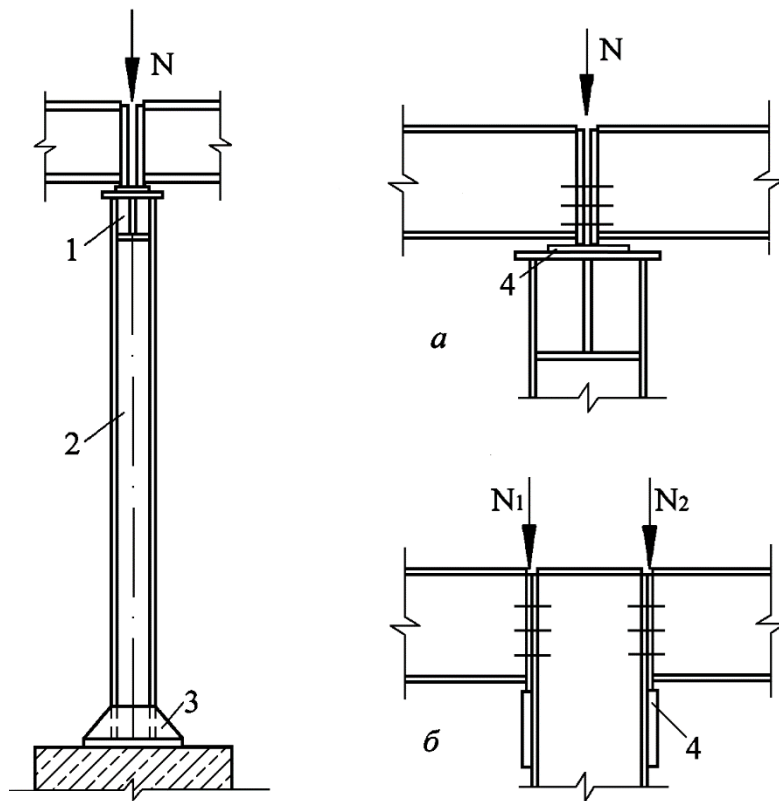


Рис. 3.1. Центральнo-стиснута колона та варіанти передачі навантаження:
a –розрізної балки через центруючі підкладку; *б* – через опорні столики;
1 – оголовок; 2–стержень;3 – база; 4 – підкладка

Збір навантажень на колону виконується відповідно до конструктивної схеми балкової клітки.

Зосереджене зусилля, яке діє на середню, найбільш навантажену колону, визначається відповідно до граничного розрахункового навантаження за формулою:

$$N_m^K = 2 \cdot Q_{m,\max}^{ГБ} + G_{w,k}^K \cdot \gamma_{fm} \cdot (H + 0,15), \quad (3.1)$$

де $G_{w,k}^K$ – власна вага колони, яку попередньо можна приймати в межах 1% від навантаження на неї:

$$G_{w,k}^K = 0,01 \cdot 2 \cdot Q_{m,\max}^{ГБ} \quad (3.2)$$

Перевіряємо правильність збору навантажень за наближеною формулою:

$$N_m^{K'} = (g_m + p_m) \gamma_{nm} \cdot A. \quad (3.3)$$

Тут

$$A = L \cdot \frac{(l_1 + l_2)}{2} \quad \text{– вантажна площа} \quad (3.4)$$

колони;

$(g_m + p_m) \gamma_{nm}$ – граничне розрахункове навантаження за табл. 1.6;

L – прольот головної балки;

l_1, l_2 – відповідно прольоти балок настилу БН-1 та БН-2 (для нормальної схеми балкової клітки).

Для розрахунку приймаємо більше стискаюче зусилля із значень (3.1) або (3.3), з врахуванням умови, що, як правило, повинна виконуватися умова $N_m^K < N_m^{K'}$. Розрахункова схема центрально-стиснутої колони в двох площинах показана на рис. 3.2.

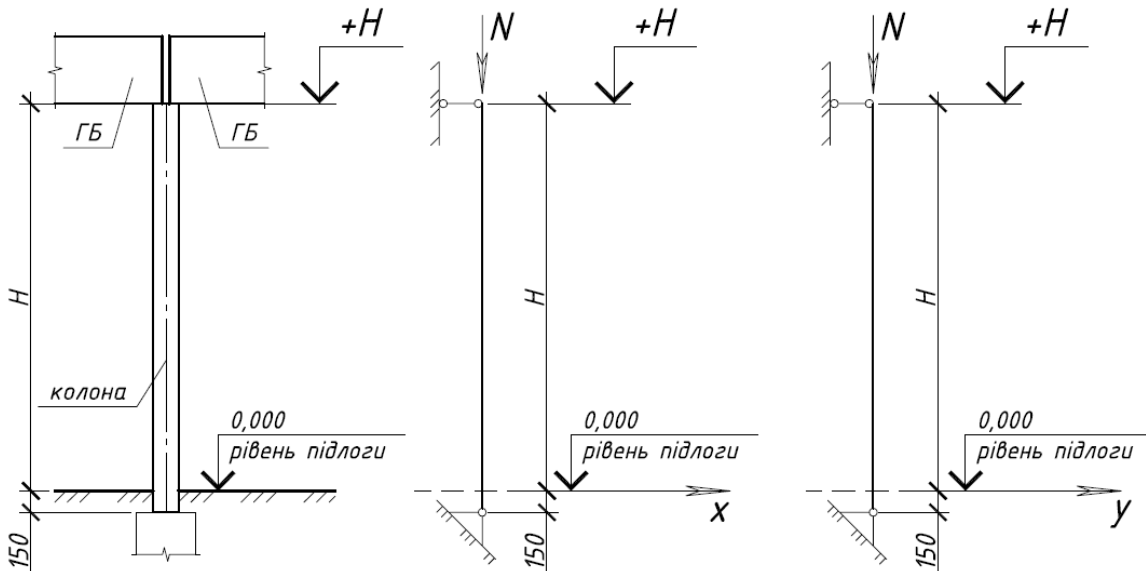


Рис. 3.2. Конструкція і розрахункова схема колони

3.2. Підбір перерізу стержня центрально-стиснутої колони

Центрально-стиснуті стержні розраховуються за умовою стійкості за формулою:

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi AR_y \gamma_c} \leq 1, \quad (3.5)$$

де φ – коефіцієнт стійкості (коефіцієнт поздовжнього згину) при центральному стиску, приймається від максимального значення умовної гнучкості $\bar{\lambda}$ (дод. 8, табл. Д. 13), яка обирається з розрахованих окремо для кожної з двох площин перерізу значень умовних гнучкостей.

Умовна гнучкість відносно осі x :

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (3.6)$$

де λ_x – гнучкість відносно осі x :

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{\mu_x \cdot H_x^K}{i_x}.$$

Умовна гнучкість відносно осі y :

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (3.7)$$

де λ_y – гнучкість відносно осі y :

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{\mu_y \cdot H_y^K}{i_y}.$$

Тут H_x^K, H_y^K – геометричні довжини колон або їх ділянок між точками закріплення в'язями у відповідних площинах;

μ_x, μ_y – коефіцієнти розрахункової довжини, які приймаються залежно від способу закріплення колони у відповідних площинах (дод. Р [1]);

i_x, i_y – радіуси інерції перерізу колони відносно відповідних площин.

Одним з принципів komponування оптимальних перерізів є принцип рівностійкості стержня – тобто при конструюванні перерізу необхідно забезпечити однакову гнучкість відносно двох осей. Це можна забезпечити шляхом підбору перерізу з рівними радіусами інерції у двох площинах $i_x = i_y$ (що не завжди є можливим конструктивно), або шляхом регулювання розрахункових довжин за допомогою спеціальних в'язей

(елементів, що розкріплюють стержень у відповідній площині, скорочуючи вільну довжину) при умові $i_x \neq i_y$.

Гнучкості відносно різних площин не повинні перевищувати граничних значень $(\lambda)_u$, прийнятих за дод. 9, табл. Д.14:

$$(\lambda)_u = 180 - 60\alpha; \quad (3.8)$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (3.9)$$

При навантаженні зосередженим стискаючим зусиллям, значення коефіцієнтів μ для найбільш розповсюджених умов закріплення наведено на рис. 3.3.

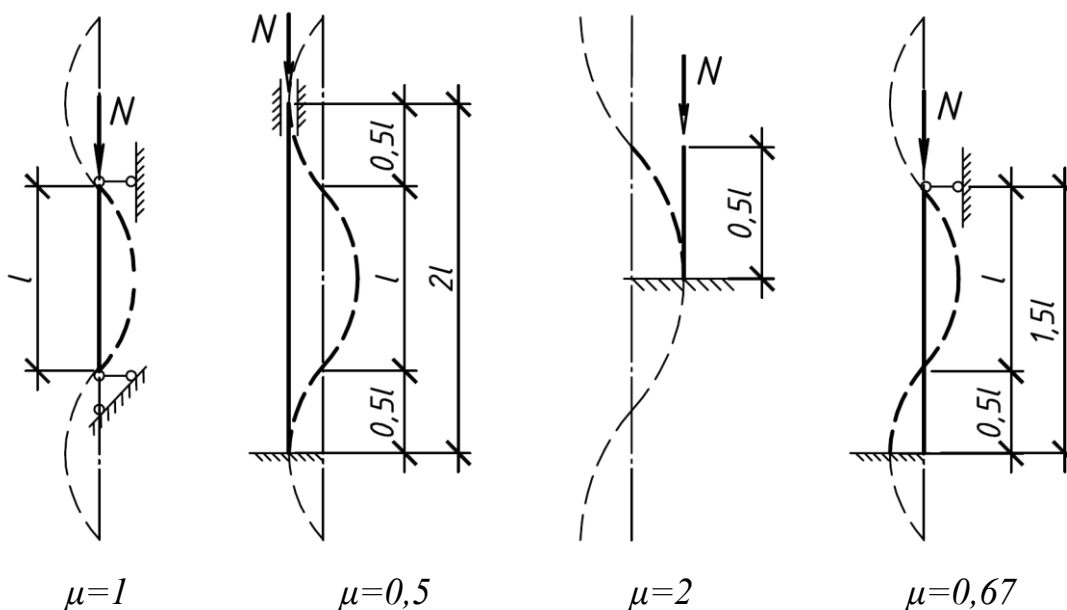


Рис. 3.3. Коефіцієнти розрахункової довжини стержнів

З умови стійкості (3.5), можна визначити необхідну площу перерізу колони:

$$A_{\min} = \frac{N_m^K}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (3.10)$$

де попередньо приймаємо $\varphi = 0,8 \dots 0,85$.

За сортаментом (дод. 5, табл. Д.7) приймаємо двотавр колони, з максимально наближеною до A_{\min} більшою площею поперечного перерізу та найбільш можливим співвідношенням розмірів $b = h$ для забезпечення максимально можливої для двотаврового прокатного перерізу умови рівності стійкості стержня ($\lambda_x = \lambda_y$).

Для прийнятого перерізу визначаємо максимальну гнучкість, і за дод. 7, табл. Д.12 визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину φ .

При цьому, максимальна гнучкість не повинна перевищувати значень граничної гнучкості за (3.8).

Виконуємо перевірку загальної стійкості за умовою (3.5).

При запасі несучої здатності більше 10%, слід зменшити переріз і повторно виконати перевірку стійкості.

Приклад 6

Розрахунок колони К-1

Вихідні дані: розрахункова довжина колони при шарнірному закріпленні з обидв кінців:

$$l_{ef} = \mu \cdot (H + 0,15) = 1,0 \cdot (4 + 0,15) = 4,15 \text{ м.}$$

Власна вага колони на погонну довжину стержня колони за (3.2):

$$G_{w,k}^K = 0,01 \cdot 2 \cdot Q_{m,\max}^{ГБ} = 0,01 \cdot 2 \cdot 569,85 = 11,40 \text{ кН.}$$

Стискаюче зусилля в колоні за (3.1) з врахуванням умови (3.3):

$$\begin{aligned} N_m^K &= 2Q_{ГБ} + G_{w,k}^K \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} \cdot (H + 0,15) = \\ &= 2 \cdot 569,85 + 11,4 \cdot 1,05 \cdot 1,1 \cdot (4,0 + 0,15) = 1194,3 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$N_m^{K'} = (g_m + p_m) \gamma_{nm} \cdot A = 17,52 \cdot 10 \cdot (5+7)/2 = 1051,2 \text{ кН} < N_m^K.$$

Розрахунковий опір сталі $R_y = 240$ МПа (С255 при $t = 4 \div 20$ мм);

$$\frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \Rightarrow A_{\min} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}; \quad \varphi \rightarrow f(\lambda); \quad \lambda = \frac{l_{ef}}{i}.$$

Гранична гнучкість колони $(\lambda)_u = 120$ (дод. 9, табл. Д.14, п.4).

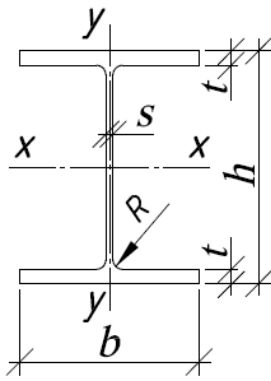
Для підбору перерізу колони, задаємось умовною гнучкістю $\lambda = 2,75$, що відповідає гнучкості $\lambda = 80$, з якої для типу кривої втрати стійкості b (див. дод. 7, табл. Д.13) - $\varphi = 0,693$ за дод. 7, табл. Д.12.

Необхідна площа перерізу колони з умови (3.10):

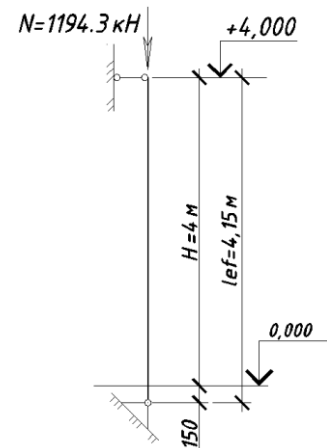
$$A_{\min} = \frac{1194,3 \cdot 10}{0,693 \cdot 240 \cdot 1,0} = 71,8 \text{ см}^2;$$

$\gamma_c = 1,0$ – прийнято за дод. 4, табл. Д.5.

За дод. 5, табл. Д.7 приймаємо двотавр НЕВ200:



$$\begin{aligned}
 A &= 78,1 \text{ см}^2; \\
 h &= 200 \text{ мм}; \\
 b &= 200 \text{ мм}; \\
 t &= 15,0 \text{ мм}; \\
 s &= 9,0 \text{ мм}; \\
 i_x &= 8,54 \text{ мм}; \\
 i_y &= 5,07 \text{ мм}; \\
 m &= 61,3 \text{ кг/м}.
 \end{aligned}$$



Виконуємо перевірку обраного перерізу:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}} = \frac{4,15 \cdot 10^2}{5,07} = 81,85 \leq \lambda_u = 120,$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 81,85 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,79, \text{ тоді } \varphi = 0,643 \text{ (при } \bar{\lambda} = 3,0)$$

за дод. 8, табл. Д.12.

Умова стійкості колони за (3.5):

$$\frac{1194,3 \cdot 10}{0,643 \cdot 78,1 \cdot 240 \cdot 1,0} = 0,99 < 1.$$

Стійкість колони забезпечена.

3.3. Розрахунок бази колони

Бази колон призначені забезпечити:

- розподіл зосередженого поздовжнього зусилля, що діє в стержні колони, на фундамент;
- передбачене розрахунковою схемою сполучення колони з фундаментом (шарнірне або жорстке);
- простоту і зручність монтажу колони у проектне положення.

В центрально-стиснутих колонах, у стержнях яких діє тільки поздовжня сила, застосовують, як правило, шарнірні бази з траверсами.

Розміри опорної плити в плані визначають з умови неперевикнення напруженнями під плитою бази колони (рис. 3.4, а) розрахункового опору бетону фундаменту місцевому стиску (продавлюванню):

$$\sigma_b = \frac{N_m^K}{B \times L} \leq f_{cd.loc}. \quad (3.11)$$

Розрахунковий опір бетону фундаменту місцевому стиску:

$$f_{cd.loc} = \psi_b f_{cd}, \quad (3.12)$$

де f_{cd} – міцність бетону при осьовому стиску (призмova міцність - див. дод.10, табл. Д.15);

$\psi_b = \sqrt{A_\phi / A_{pl}}$ - коефіцієнт, який враховує підвищення міцності бетону при місцевому стиску залежно від відношення площ верхньої поверхні фундаменту A_ϕ і опорної плити A_{pl} (рис. 3.4, б) і приймається не більшим за 1,5. Коли площа опорної поверхні фундаменту A_{pl} невідома – $\psi_b = 1,2$.

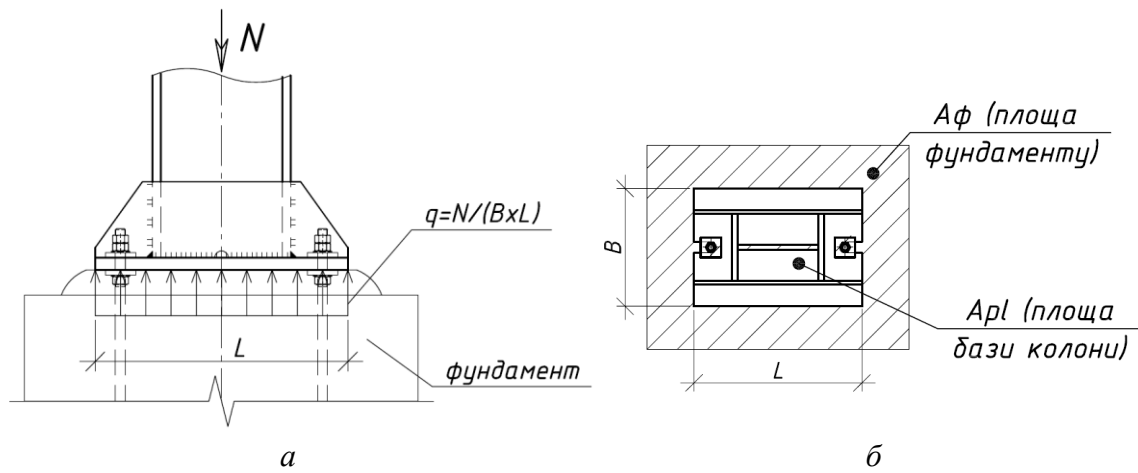


Рис. 3.4. База колони з безвивірковим монтажем:

a – напруження під плитою бази колони; *б* – схема плити бази та фундаменту

Необхідна площа опорної плити з умови забезпечення міцності бетону фундаменту під плитою за (3.11):

$$A_{pl} = \frac{N_m^K}{f_{cd.loc}}. \quad (3.13)$$

Опорна плита під дією опорного тиску фундаменту працює на згин як пластина, зацемлена по контуру колони та траверс (рис. 3.5, *a*).

Значення максимального згинального моменту в плиті бази, за яким далі визначається її потрібна товщина, залежить від характеру деформацій плити, який в свою чергу залежить від обмеження деформацій плити.

Конструктивна ширина опорної плити:

$$B_{pl} = b_f + 2 \cdot (t_{tr} + c), \quad (3.14)$$

де b_f , t_{tr} , c – розміри плити, позначені на рис. 3.6.

В першому наближенні товщина траверси приймається $t_{tr} = 10 \dots 12$ мм. Величина консольної ділянки опорної плити приймається $c = 20 \dots 80$ мм виходячи з вимог зварюваності (менше значення) і зручності встановлення анкерних болтів (більше значення). Остаточна ширина плити B_{pl} приймається кратною 10 мм.

Довжина опорної плити з умови забезпечення міцності бетону:

$$L_{pl} = \frac{A_{pl}}{B_{pl}}. \quad (3.15)$$

Розмір L_{pl} округляється до розміру кратного 10 мм, і таким, щоб забезпечувались конструктивні вимоги.

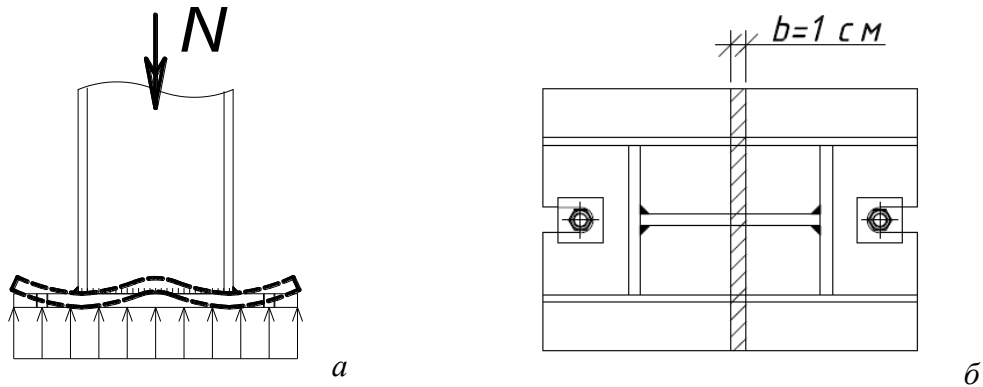


Рис. 3.5. До розрахунку опорної плити: *а* – характер згину плити бази; *б* – одинична ділянка плити бази для розрахунку товщини

Для розрахунків плиту розбивають на характерні ділянки (рис. 3.6):
 Ділянка 1 – плита оперта на 4 контури (защемлено 4 грані плити);
 Ділянка 2 – плита оперта на 3 контури (защемлено 3 грані плити);
 Ділянка 3 – оперта по 1 контуру (консольна) (защемлено 1 грань).

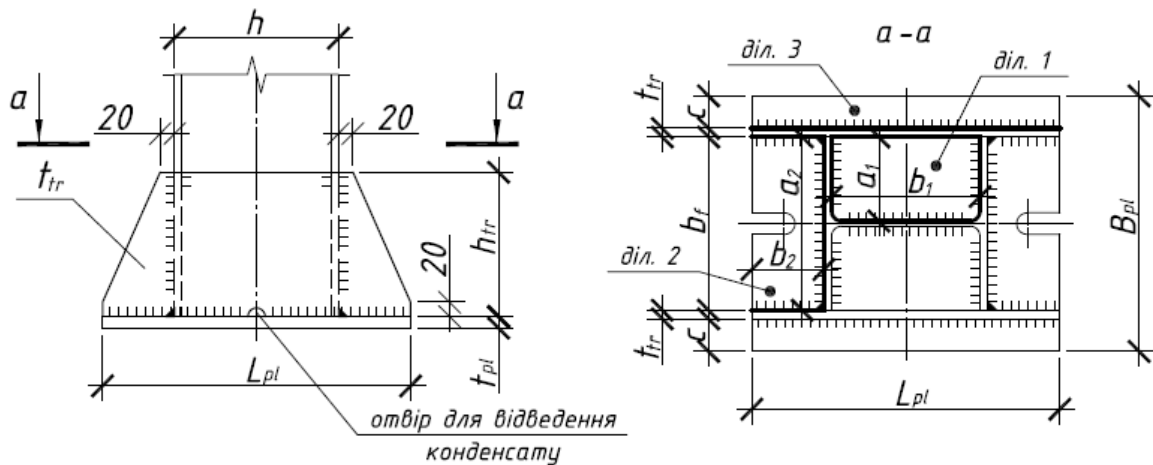


Рис. 3.6. Конструкція бази колони з траверсами та ділянки плити залежно від виду опирання контуру

Максимальні згинальні моменти у кожній ділянці плити:

$$M_i = \sigma_b \alpha_i d^2, \quad (3.16)$$

де α_i – коефіцієнт, отриманий в результаті досліджень академіка Б.Г. Гальоркіна, який приймається залежно від співвідношення сторін ділянки плити і характеру її обпирання на елементи бази за табл. 3.1, 3.2;
 d – розрахунковий проліт відповідної ділянки.

Для консольної ділянки $\alpha = 0.5$, $d = c$.

Таблиця 3.1

**Коефіцієнт α для розрахунку пластини,
яка опирається на три або дві сторони**

b_2/a_2	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	∞
α	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

При $b_2/a_2 < 0,5$ плиту слід розраховувати як консольну балку прольотом $d = b_2$, при $b_2/a_2 > 2$ – як балку на двох опорах з прольотом a_2 .

Таблиця 3.2

**Коефіцієнт α для розрахунку пластини,
яка опирається на чотири сторони**

b_1/a_1	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	∞
α	0,05	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

При співвідношенні габаритів ділянки плити більше двох – $\alpha = 0,125$, що відповідає коефіцієнту для однопрольотної балки на двох опорах; розрахунковий проліт $d = a_1$, де a_1 – менша зі сторін ділянки.

За отриманим максимальним згинальним моментом визначаємо товщину опорної плити, для чого у зоні його дії вирізаємо одиничну ділянку плити бази (див. рис. 3.5, б).

Умова міцності плити на згин для розрахункових перерізів 1-го класу:

$$\frac{M_{\max} \gamma_n}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (3.17)$$

де момент опору одиничної ділянки плити визначається за:

$$W_{n,\min} = W_{pl} = \frac{b \cdot t_{pl}^2}{6}. \quad (3.18)$$

Мінімально необхідна товщина опорної плити бази визначається з умови міцності плити на згин за формулою:

$$t_{pl.min} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{b \cdot R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (3.19)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи, який змінюється залежно від товщини плити і дорівнює: 1,2 при $t_{pl} \leq 40$ мм; 1,15 при $40 < t_{pl} \leq 60$ мм; 1,1 при $60 < t_{pl} \leq 80$ мм.

Ширина одиничної ділянки плити завжди дорівнює 1.

Остаточна товщина опорної плити приймається в межах 20...40 мм за дод. 7, табл. Д.11.

У випадку, коли необхідна товщина плити за розрахунком складає більше 40 мм, рекомендується змінити конструкцію бази колони, для чого на ділянках плити з максимальним значенням моменту M_{max} вводяться додаткові ребра або діафрагми, які зменшують розміри цих ділянок, і, відповідно, значення згинальних моментів.

Слід зазначити, що зі збільшенням товщини листового прокату зменшується значення розрахункового опору сталі R_y і, крім того, ускладнюються умови зварювання відносно тонких елементів перерізу колони (особливо стінки, товщина якої зазвичай дорівнює 8...12 мм) з більш товщою плитою.

Висота траверс визначається з умов міцності зварного шва, який з'єднує траверсу та колону:

$$h_{tr} = l_{wf} = \frac{N_m^K}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (3.20)$$

де n – кількість зварних швів (для траверс зазвичай $n = 4$);

β_f та β_z – коефіцієнти, які приймаються згідно дод. 12, табл. Д.21;

k_f – катет шва, який призначається, з урахуванням товщин зварюваних елементів або за розрахунком, що гарантує виконання вимоги неперевикнення довжиною шва максимального значення $85\beta_f k_f$;

l_{wf} – розрахункова довжина шва;

R_{wf} – розрахунковий опір металу шва за наплавленим металом.

Приклад 7

Розрахунок бази колони К-1

Вихідні дані: матеріал бази – сталь С255.

Бетон фундаменту класу С12/15. Розрахунковий опір бетону $f_{cd} = 8,5$ МПа (див. дод.10, табл. Д.15).

Розрахункове стискаюче зусилля – $N_m^K = 1194,3$ кН.

Необхідна площа плити бази колони:

$$A = \frac{N_m^K}{f_{cd} \cdot \psi_b} = \frac{1194,3 \cdot 10}{8,5 \cdot 1,2} = 1170,88 \text{ см}^2.$$

Беремо траверсу товщиною $t_{tr} = 10$ мм, ширину звісу $c = 40$ мм.

У такому випадку конструктивна ширина плити:

$$B_{pl} = b + 2 \cdot (t_{tr} + c) = 20 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 5 = 32 \text{ см.}$$

Необхідна довжина плити:

$$L_{pl} = \frac{A_{pl}}{B_{pl}} = \frac{1170,88}{32} = 36,59 \text{ см.}$$

З конструктивних міркувань:

$$L_{pl} = h + 2 \cdot 9 = 20 + 2 \cdot 9 = 38,0 \text{ см.}$$

Приймаємо плиту розміром:

$$B_{pl} \times L_{pl} = 320 \times 380 \text{ мм.}$$

Напруження під плитою:

$$\sigma_b = \frac{N_m^K}{B_{pl} \cdot L_{pl}} = \frac{1194,3 \cdot 10}{32 \cdot 38} = 9,82 \text{ МПа} < f_{cd} \cdot \psi_b = 8,5 \cdot 1,2 = 10,2 \text{ МПа.}$$

Для визначення товщини плити визначаємо згинальні моменти на різних ділянках.

Ділянка 1 оперта на чотири сторони:

$$M_1 = \sigma_b \cdot \alpha \cdot d^2 = 9,82 \cdot 0,093 \cdot 9,55^2 \cdot 10^{-1} = 8,33 \text{ кНсм};$$

$$a_1 = 9,55 \text{ см}; b_1 = 17 \text{ см};$$

$$b_1 / a_1 = 17 / 9,5 = 1,79 \Rightarrow \alpha = 0,093 \text{ (табл. 3.2).}$$

Ділянка 2 оперта на три сторони:

$$a_2 = 20 \text{ см}; b_2 = 9 \text{ см};$$

$$b_2 / a_2 = 9 / 20 = 0,45 < 0,5 \text{ (табл. 3.1),}$$

тому згинальний момент розраховується як для консольної ділянки:

$$M_2 = 0,5 \cdot \sigma_b \cdot b_2^2 = 0,5 \cdot 9,82 \cdot 9^2 \cdot 10^{-1} = 39,77 \text{ кНсм.}$$

Ділянка 3 опирається на 1 сторону, тому розраховується як консольна:

$$M_3 = 0,5 \cdot \sigma_b \cdot b_2^2 = 0,5 \cdot 9,82 \cdot 5^2 \cdot 10^{-1} = 12,3 \text{ кНсм.}$$

Максимальний згинальний момент – на ділянці 2: $M_2 = 39,77 \text{ кНсм.}$

Товщина плити за формулою (3.19):

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{bR_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 39,77 \cdot 10}{1,0 \cdot 230 \cdot 1,2}} = 2,94 \text{ см.}$$

Плиту бази призначаємо згідно дод. 7, табл. Д.11 товщиною $t_{pl} = 30 \text{ мм.}$

Необхідний мінімальний катет шва для з'єднання колони з траверсами:

$$k_{f,min} = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{N}{4 \cdot 85 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}} = \frac{1}{0,7} \cdot \sqrt{\frac{1194,3}{4 \cdot 85 \cdot 180 \cdot 10^{-1} \cdot 1}} = 0,63 \text{ см,}$$

що не більше за $k_{f,max} = 1,2t_{min} = 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$ (де $t_{min} = 10 \text{ мм}$ – товщина траверси).

Приймаємо $k_f = 7 \text{ мм.}$

Необхідна висота траверси за формулою (3.20):

$$h_{tr} = \frac{N_m^K}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{1194,3}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 180 \cdot 1} + 1 = 34,85 \text{ см.}$$

Перевірка довжини зварного шва $l_w \leq 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,7 = 35,7 \text{ см.}$

Остаточно приймаємо висоту траверси $h_{tr} = 35 \text{ см.}$

На рис. 3.7 зображено вузол бази колони відповідно прикладу 7.

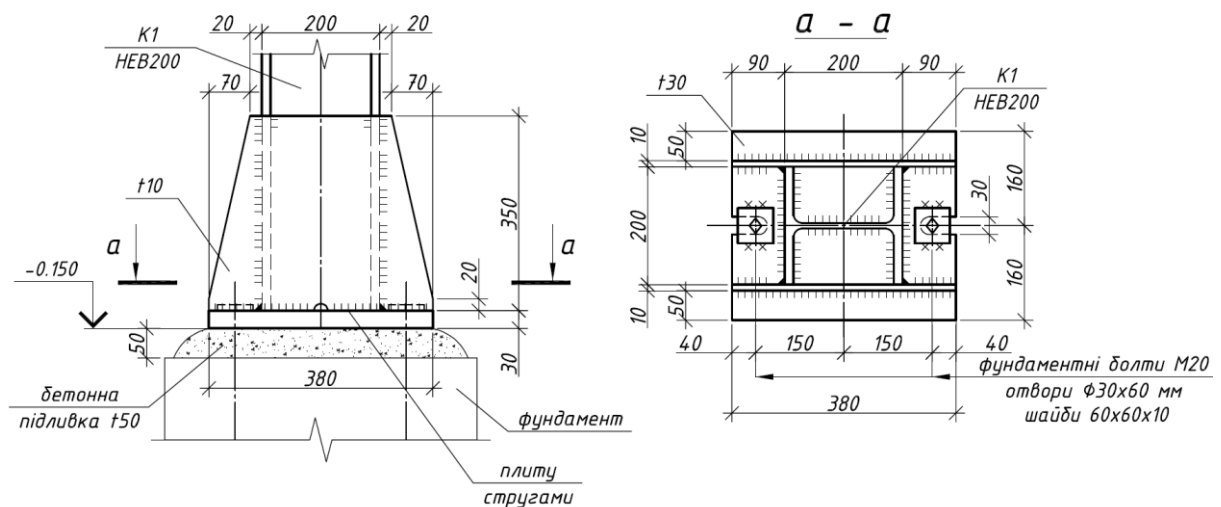


Рис. 3.7 База колони до прикладу 7

3.4. Розрахунок оголовка колони

Для сприйняття навантажень великої інтенсивності у вигляді опорних реакцій вище розташованих конструкцій стержень колони завершується оголовком.

Опирання балок згори на колону здійснюється через плиту, товщину якої призначають конструктивно 20...30 мм, а розміри в плані приймаються так, щоб плита виходила за контур колони на 15 мм (рис. 3.8, *а, б*). Це вимагає обирати таке конструктивне рішення оголовка, яке виключить можливість роботи плити на згин і забезпечить передачу опорних реакцій прилеглих балок безпосередньо на вертикальні елементи стержня або на спеціально влаштовані елементи оголовка.

При опиранні конструкцій на колони збоку, під конструкцією, яка опирається, виконується опорний столик товщиною не менше 30 мм (рис. 3.8, *в*).

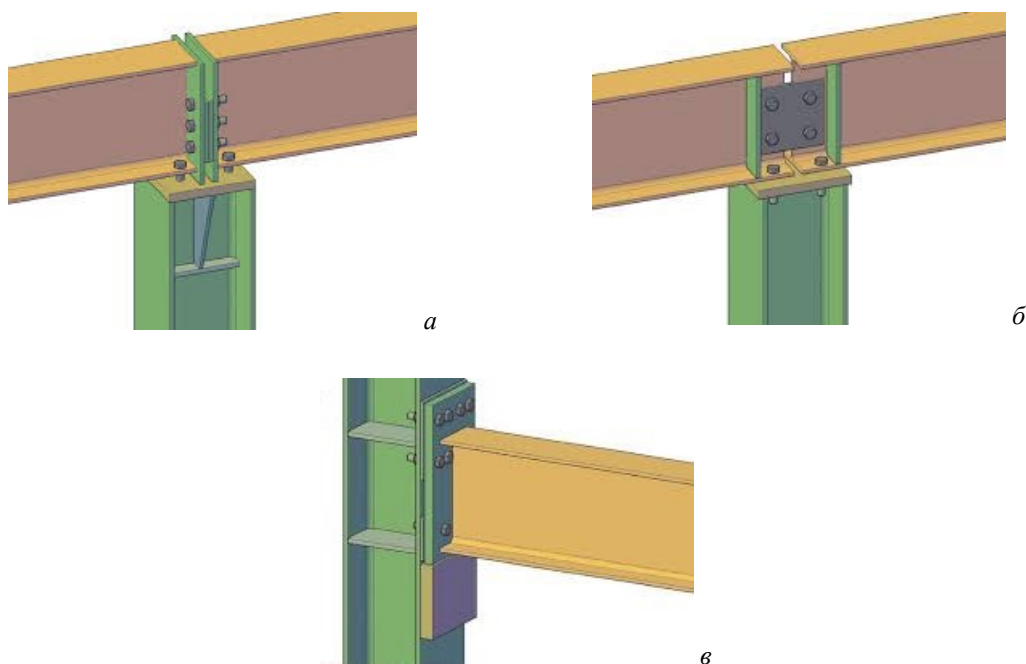


Рис. 3.8. Конструкції оголовків колон:

- а*) опирання балок згори на вертикальне ребро оголовка колони; *б*) опирання балок згори на полиці колони; *в*) опирання балок збоку колони на опорний столик

Найбільш розповсюджена конструкція оголовка колони для варіанта опирання головних балок згори на колону представлена на рис. 3.9.

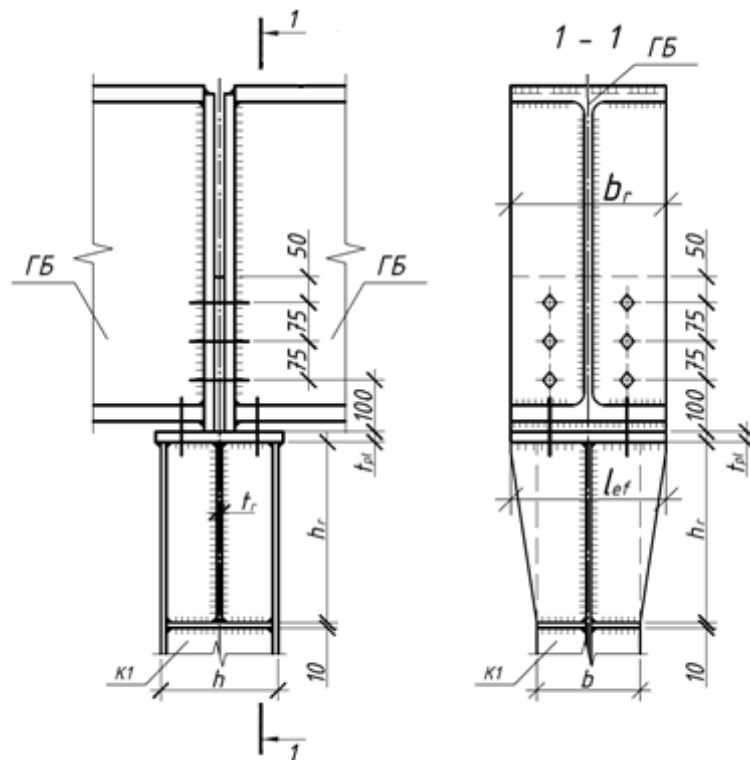


Рис. 3.9. Оголовок колони

Так як опорні ребра головних балок встановлюються по центру колони, то плиту оголовка слід підсилювати вертикальними ребрами, які передають зусилля на стінку. Висота вертикального ребра оголовка визначається довжиною зварних швів, через які зосереджене навантаження передається на тіло колони:

$$h_r = l_{wf} = \frac{2 \cdot Q_{m.max}^{ГБ}}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см.} \quad (3.21)$$

- де $Q_{m.max}^{ГБ}$ – опорна реакція балок;
 n – кількість зварних швів між оголовком та стінкою колони;
 l_{wf} – розрахункова довжина шва;
 k_f – катет кутового зварного шва;
 β_f – коефіцієнт розрахункової висоти кутового зварного шва;
 R_{wf} – розрахунковий опір зварного шва за металом шва;
 γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Товщину вертикального ребра оголовка, що знаходиться безпосередньо під опорним ребром балки, приймають за умовою міцності при роботі на зминання:

$$t_r = \frac{2 \cdot Q_{m,\max}^{\Gamma B}}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c}, \quad (3.22)$$

де R_p – розрахунковий опір сталі на зминання;

l_{ef} – розрахункова довжина ділянки зминання, яка дорівнює:

- якщо ширина полиці колони $b \geq b_r + 2t$, то $l_{ef} = b_r + 2t$;
- в іншому випадку $l_{ef} = b_r$ (при цьому плита оголовка в даній площині не повинна виходити за контур колони);

b_r – ширина опорного ребра головної балки;

t_{pl} – товщина плити оголовка.

Для забезпечення стійкості елементів оголовка, вертикальні ребра внизу обрамляють горизонтальними пластинами. Товщина горизонтальних пластин приймається конструктивно 6...10 мм.

Крім зрізаючих зусиль, в зварних швах консольних ребер виникають згинальні моменти:

$$M_w = \frac{2 \cdot Q_{m,\max}^{\Gamma B} \cdot l_{ef}}{8}. \quad (3.23)$$

Напруження в зварних швах від дії зрізаючих зусиль та згинальних моментів у консольних ребрах оголовка колони:

$$\tau_{wN} = \frac{2 \cdot Q_{m,\max}^{\Gamma B}}{4\beta_f k_f l_w}, \quad (3.24)$$

$$\tau_{wM} = \frac{6M_w}{2\beta_f k_f l_w^2}.$$

Для забезпечення несучої здатності зварних швів, які прикріплюють оголовок колони до стінки повинна виконуватись умова:

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wM}^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c. \quad (3.25)$$

Приклад 8

Розрахунок оголовка колони К-1

Вихідні дані: матеріал оголовка – сталь С255.

Розрахункове зусилля $N = 2Q_m^{\Gamma B} = 2 \cdot 569,85 = 1139,7$ кН.

Опорні ребра головних балок шириною $b_r = 300$ мм.

Плита оголовка призначається товщиною $t_{pl} = 20$ мм.

Необхідна товщина ребра з умови зминання:

$$t_r = \frac{2Q_m^{ГБ}}{l_{ef} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{2 \cdot 569,85 \cdot 10}{30 \cdot 360 \cdot 1} = 1,06 \text{ см},$$

де $l_{ef} = b_r = 300$ мм (так як $b_r > b^{KI} = 200$ мм) .

Приймаємо згідно дод. 7, табл. Д.11 $t_r = 11$ мм.

Мінімальний катет двосторонніх кутових швів, які прикріплюють консольні ребра до стінки колони:

$$k_{f.min} = \frac{1}{\beta_f} \cdot \sqrt{\frac{2Q_m^{ГБ}}{4 \cdot 85 \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c}} = \frac{1}{0,7} \sqrt{\frac{2 \cdot 569,85}{4 \cdot 85 \cdot 180 \cdot 0,95}} = 0,2 \text{ см}.$$

Приймаємо $k_f = 9$ мм.

Довжина зварних швів при цьому складає:

$$h_r = l_w = \frac{2Q_m^{ГБ}}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{2 \cdot 569,85 \cdot 10}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 0,95} + 1 = 26,45 \text{ см}.$$

Попередньо приймаємо висоту ребра $h_r = 27$ см.

Перевіряємо, чи не перевищує висота оголовка максимальну довжину зварного шва:

$$l_w = 27 \text{ см} \leq 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 47,6 \text{ см}.$$

Згинальні моменти в зварних швах консольних ребер:

$$M_w = \frac{2Q_m^{ГБ} \cdot l_{ef}}{8} = \frac{2 \cdot 569,85 \cdot 30}{8} = 4273,88 \text{ кНсм}.$$

Перевіряємо напруження в зварних швах від дії зрізаючих зусиль та згинальних моментів:

$$\tau_{wN} = \frac{2Q_m^{ГБ}}{4\beta_f k_f l_w} = \frac{2 \cdot 569,85}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 27} = 16,75 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_{wM} = \frac{6M}{2\beta_f k_f l_w^2} = \frac{6 \cdot 4273,88}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 27^2} = 27,92 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wM}^2} = \sqrt{16,75^2 + 27,92^2} = 32,55 \text{ кН/см}^2 > R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 18,0 \text{ кН/см}^2.$$

Умова міцності зварних швів не виконується. Збільшимо висоту оголовка до 400 мм і повторюємо перевірку міцності зварних швів:

$$\tau_{wN} = \frac{2Q_m^{ГБ}}{4\beta_f k_f l_w} = \frac{2 \cdot 569,85}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 40} = 11,31 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_{wM} = \frac{6M}{2\beta_f k_f l_w^2} = \frac{6 \cdot 4279,13}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 40^2} = 12,72 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wM}^2} = \sqrt{11,31^2 + 12,72^2} = 17,02 \text{ кН/см}^2 \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 18,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 18,0 \text{ кН/см}^2.$$

Умова міцності зварних швів виконується.

Остаточно приймаємо висоту ребра оголовка $h_r = 40$ см, катети зварних швів для кріплення консольних ребер до стінки колони $k_f = 9$ мм (рис. 3.10).

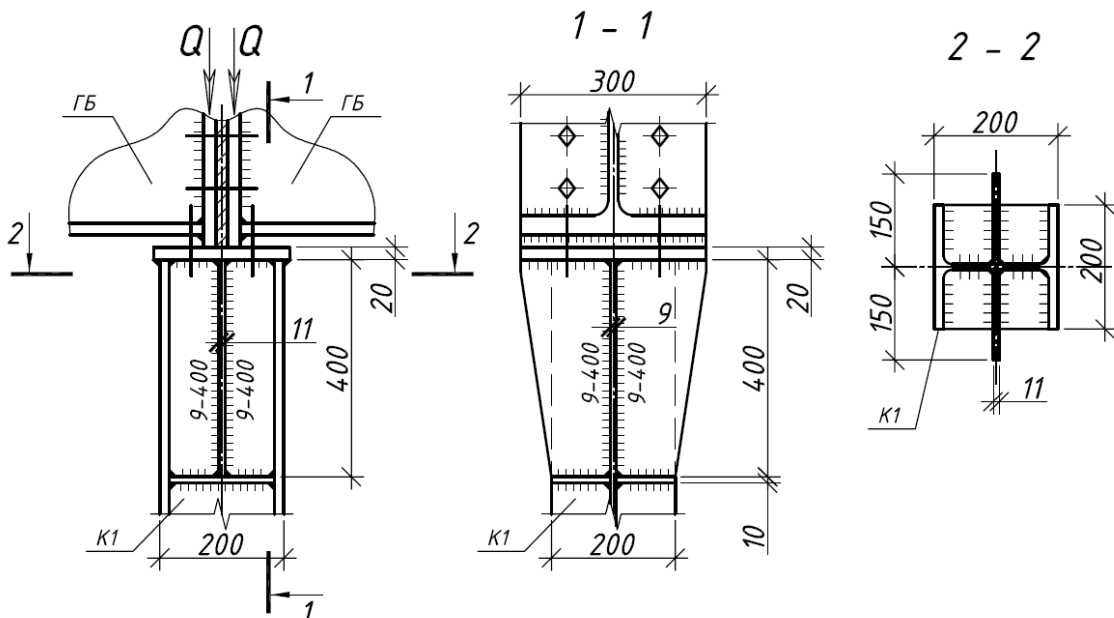


Рис.3.10. Оголовок колони згідно прикладу 8

4. ПРОЄКТУВАННЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ В'ЯЗЕЙ КАРКАСУ

В'язі необхідні для об'єднання окремих плоских несучих конструкцій або плоских каркасів в просторову геометрично незмінну систему та забезпечення їх просторової жорсткості.

За характером розміщення в'язі можуть бути горизонтальні, вертикальні або похилі (рис.4.1).

Функції в'язей:

- забезпечення геометричної незмінності плоских несучих каркасів та будівлі в цілому;
- зменшення розрахункової довжини елементів;
- забезпечення геометричної незмінності під час монтажу;
- сприйняття температурних деформацій каркасу;
- сприйняття навантажень, перпендикулярних площині несучих каркасів (вітрових, інерційних, сейсмічних та ін.).

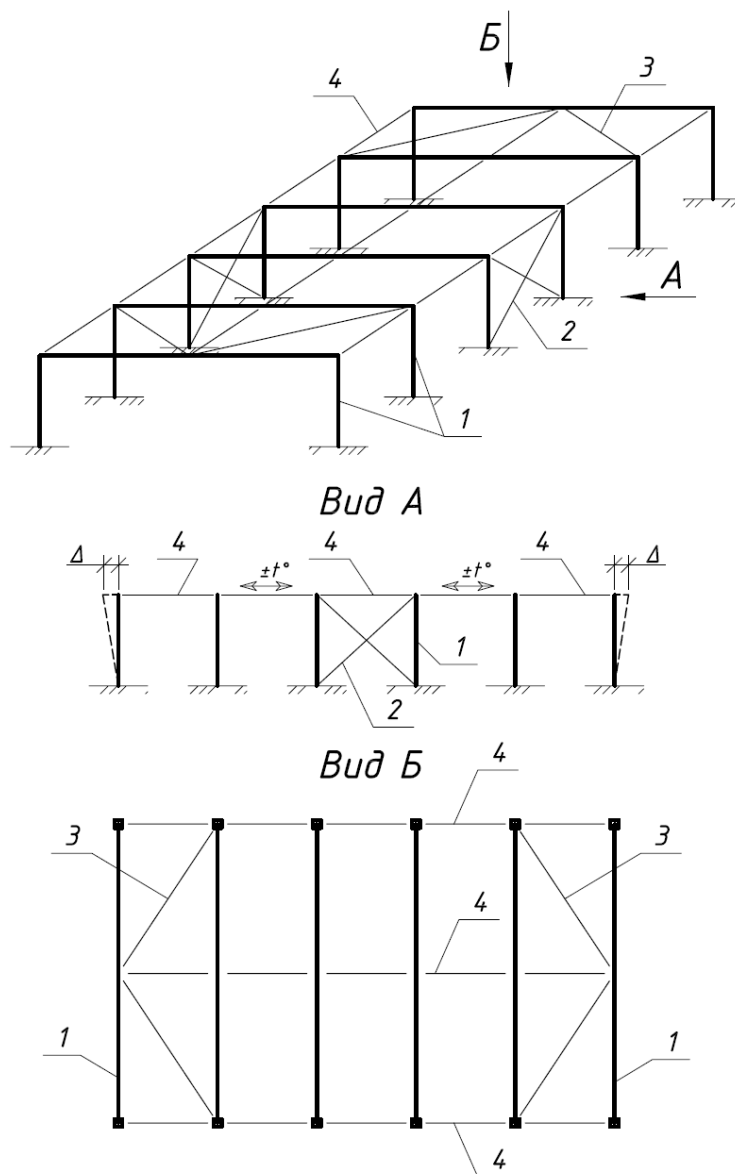


Рис. 4.1. В'язі по каркасу: 1 – плоска несуча рама, що складається з колон та ригеля; 2 – вертикальні в'язі між колонами; 3 – горизонтальні в'язі по ригелям; 4 – розпірки

Підбір перерізів в'язей виконується за граничною гнучкістю.

При статичному навантаженні гранична гнучкість **стиснутих в'язей** (розпірок, усіх елементів вертикальних в'язей, розкосів горизонтальних в'язевих ферм при трикутній решітці) становить:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{\min}} \leq \lambda_u = 200, \quad (4.1)$$

де l_{ef} – розрахункова довжина стержня в'язей;

i_{\min} – мінімальний радіус інерції перерізу, з якого виконано в'язь.

Розтягнуті в'язі (розтяжки та елементи хрестових решіток) підбираються за граничною гнучкістю:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{\min}} \leq \lambda_u = 400 . \quad (4.2)$$

В'язі по каркасу робочої площадки проєктуються порталними для забезпечення вільного переміщення під робочою площадкою, перерізи підбираються для окремих стиснутих стержнів (рис. 1.11).

Вертикальні в'язі виконуються з прямокутних труб за ДСТУ Б В.2.6-8-95 «Профілі сталеві гнуті замкнені зварні квадратні та прямокутні для будівельних конструкцій. Технічні умови» (див. дод. 9).

Так як при виборі перерізу в'язей головною геометричною характеристикою є радіус інерції, рекомендується обирати профіль з мінімальною товщиною стінки. При цьому товщину стінки необхідно приймати не менше 3 мм (з умови зварюваності) і не більше 5 мм (якщо цього не потребує розрахунок несучої здатності в'язі).

Приклад 9

Вертикальні в'язі

Вихідні дані: запроектувати вертикальні в'язі відповідно до вихідних даних прикладу 1 (рис. 1.11).

Геометрична схема вертикальної порталної в'язі *BB-1* наведена на рис. 1.1. Для забезпечення уніфікації усі стержні в'язі приймемо одного перерізу з врахуванням необхідних максимальних значень радіусів інерції для кожного з них відносно осей симетрії квадратного чи прямокутного замкненого гнутого профіля. При цьому слід враховувати, що для останнього, згідно сортаменту, завжди $i_x > i_y$.

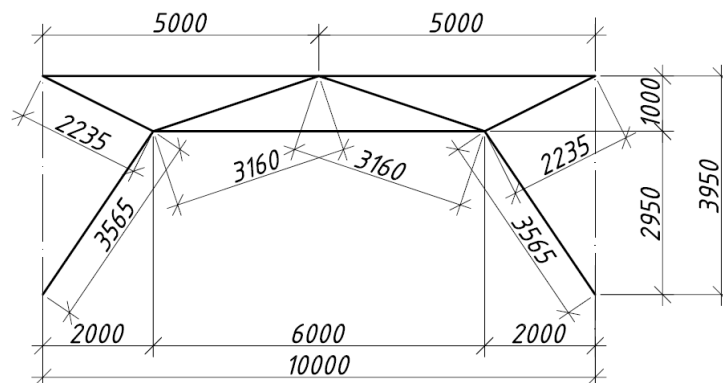


Рис. 4.2. Геометрична схема в'язі *BB-1*

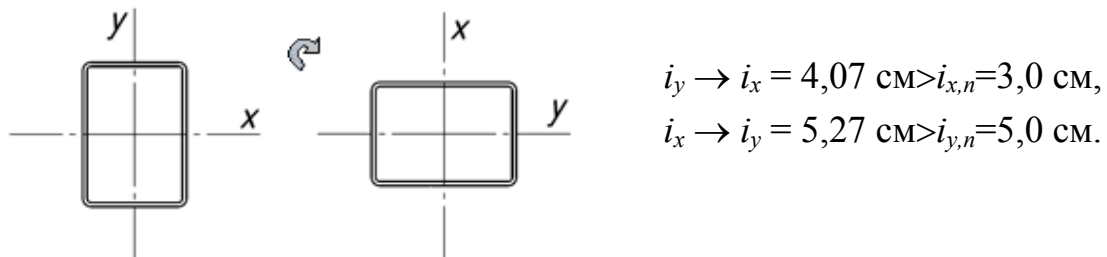
Максимальна розрахункова довжина стержня в площині вертикальної в'язі *BB-1*: $l_x=6000$ мм. Необхідний радіус інерції стержня з умови забезпечення граничної гнучкості за (4.1):

$$i_{x,n} = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ см.}$$

Максимальна розрахункова довжина стержня з площини вертикальної в'язі *BB-1*: $l_y=10000$ мм. Необхідний радіус інерції стержня з умови забезпечення граничної гнучкості за (4.1):

$$i_{y,n} = \frac{l_y}{\lambda_u} = \frac{10000}{200} = 50 \text{ см.}$$

За сортаментом (див. дод. 6, табл. Д.10) підбираємо прямокутний профіль $140 \times 100 \times 4$ та встановлюємо його в робоче положення поворотом на кут 90 градусів щодо зазначеного в сортаменті, з відповідною зміною наступних геометричних характеристик:



Геометрична схема вертикальної в'язі *BB-2* наведена на рис. 4.2. Для забезпечення уніфікації усі стержні вертикальної в'язі також приймемо одного перерізу.

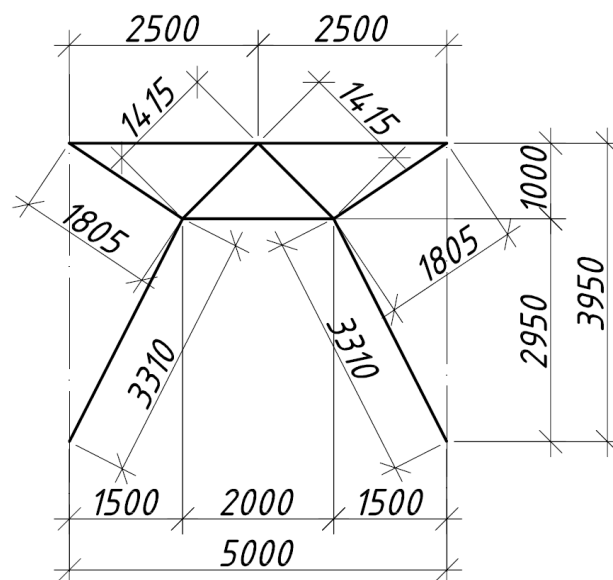


Рис.4.3. Геометрична схема в'язі *BB-2*

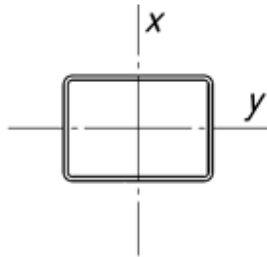
Максимальна розрахункова довжина стержня в площині вертикальної в'язі *BB-2*: $l_x=3310$ мм. Необхідний радіус інерції стержня з умови забезпечення граничної гнучкості за (4.1):

$$i_{x,n} = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{331}{200} = 1,65 \text{ см.}$$

Максимальна розрахункова довжина стержня з площини вертикальної в'язі *BB-2*: $l_y=5000$ мм. Необхідний радіус інерції стержня з умови забезпечення граничної гнучкості за (4.1):

$$i_{y,n} = \frac{l_y}{\lambda_u} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ см.}$$

За сортаментом (див. дод. 6, табл. Д.10) підбираємо та встановлюємо аналогічно попередньому прямокутний профіль 100x60x4 з наступними геометричними характеристиками:



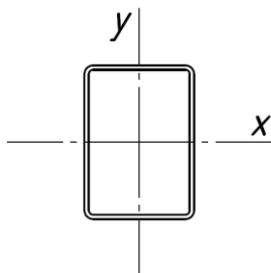
$$i_y \rightarrow i_x = 2,42 \text{ см} > i_{x,n} = 1,65 \text{ см,}$$

$$i_x \rightarrow i_y = 3,6 \text{ см} > i_{y,n} = 2,5 \text{ см.}$$

В осях «Б-В» по верху колон (див. рис. 1.11) встановлюється розпірка *P-1*. Розрахункова довжина стержня *P-1*: $l_x=l_y=7000$ мм. Необхідний радіус інерції стержня з умови забезпечення граничної гнучкості:

$$i_{x,n} = i_{y,n} = \frac{l_{x,y}}{\lambda_u} = \frac{700}{200} = 3,5 \text{ см.}$$

За сортаментом (див. дод. 6, табл. Д.9) підбираємо квадратний профіль 100x100x4 з наступними геометричними характеристиками:



$$i_x = 3,89 \text{ см} > i_{x,n} = 3,5 \text{ см,}$$

$$i_y = 3,89 \text{ см} > i_{y,n} = 3,5 \text{ см.}$$

Приклад оформлення креслень наведено в дод. 14.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.– [Чинний з 01.01.2015]. – К.: Укрархбудінформ, 2014. – 199 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбудархітектури України. – [Чинний з 01.01.2007]. – К.: Сталь, 2006. – 59 с.
3. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ – [Чинний з 01.01.2019]. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 30 с.
4. ДБН В.1.2-6-2008 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість» [Чинний з 01.10.2008]. – К.: Укрархбудінформ, 2008. – 76 с.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення – [Чинний з 01.07.2011]. – К.: Мінрегіонбуд, 2011. – 71 с.
6. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування/ Мінбудархітектури України.– [Чинний з 01.01.2007]. – К.: Сталь, 2006. – 10 с.
7. С.І.Білик, О.В.Шимановський, Л.І. Лавріненко, О.О. Нілов. Сталеві конструкції: Том 1. Основи розрахунку. Елементи конструкцій: Підручник для вищих навчальних закладів/ Рекомендовано Вченою радою КНУБА для студентів спеціальності G19, протокол №14 від 27.10.2023. – Кам'янець-Подільський «Рута», 2024. – 384 с.
8. Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції: навч. посіб. / І.О. Складаров, В.Г. Тонкачєєв, Т.С. Складарова. – Київ: Вид-тво “Каравела”, 2024 – 174с.
9. Металеві конструкції. Балки. Колони: навч. посіб. для вищих навчальних закладів. / О.О. Нілов, Т.О. Нілова. – Видання 3-є, перероблене і доповнене. – К.: Видавництво Ліра-К, 2024. – 240 с.

**Коефіцієнти надійності за граничним розрахунковим
навантаженням**

Таблиця Д.1
ДБН В.1.2-2:2006
Таблиця 5.1

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

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

Таблиця Д.2
ДБН В.1.2-2:2006
Таблиця 6.1

Вага	<i>γ_{fn}</i>
Стаціонарного устаткування	1,05
Ізоляції стаціонарного устаткування	1,20
Заповнювачів устаткування (у тому числі резервуарів і трубопроводів):	
рідин	1,00
суспензій, шламів, сипучих тіл	1,10
Навантажувачів і електрокарів з вантажем	1,20

Середня густина характерних матеріалів

Таблиця Д.3

№ п/п	Матеріал	Густина ρ , кг/м ³
1	Залізобетон монолітний	2400
2	Залізобетон збірний	2500
3	Сталь	7850
4	Алюмінієвий сплав	2700
5	Деревина	500...700
6	Цементно-піщаний розчин	2000...2200
7	Асфальтобетон піщаний	2000
8	Асфальтобетон середньозернистий	2300
9	Ксилоліт	1200
10	Утеплювачі:	
	а) із пористих бетонів (пінобетон, газобетон, піносилікат і т. ін.)	400...600
	б) мінераловатні плити	300...500
	в) перлітові та вермикулітові плити на цементному в'язучому	300...500
	г) піноскло та газо скло	200...300
	д) шлаки гранульовані, пемза, керамзит, діатоміт (трепел)	300...700
	е) плити із пористих пластмас (пінопласт, сотопласт і т.ін.)	20...150
11	Маса деяких елементів покриття:	кг/м ²
	а) рулонний килим із руберойду на бітумній мастиці	
	в один шар	3...5
	в три шари	10...15
	б) пароізоляція (два шари пергаміну на бітумній мастиці)	5...6
	в) азбестоцементні хвилясті листи підсиленого профілю товщиною 8 мм	15...16
	г) профільований сталевий настил	8,7...14
12	Керамічна плитка	21...23

Додаток 3
Розрахункові опори сталі для сталевих конструкцій будівель і споруд
Таблиця Д.4
ДБН В.2.6-198:2014
Додаток Г, таблиця Г.2

**Розрахункові опори при розтягу, стиску та згині для листового,
ширококутного універсального і фасонного прокату**

Сталь	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату			
		Листового, широкоштабового, універсального		Фасонного	
		R_y	R_u	R_y	R_u
С235	від 2 до 20	230	350	230	350
	понад 20 до 40	220	350	220	350
	понад 40 до 100	210	350	—	—
	понад 100	190	350	—	—
С245	від 2 до 20	240	360	240	360
	понад 20 до 30	—	—	230	360
С255	від 2 до 3.9	250	370	—	—
	від 4 до 10	240	370	250	370
	понад 10 до 20	240	360	240	360
	понад 20 до 40	230	360	230	360
С275	від 2 до 10	270	370	270	380
	понад 10 до 20	260	360	270	370
С285	від 2 до 3,9	280	380	—	—
	від 4 до 10	270	380	280	390
	понад 10 до 20	260	370	270	380
С345	від 2 до 10	335	480	335	480
	понад 10 до 20	315	460	315	460
	понад 20 до 40	300	450	300	450
	понад 40 до 60	280	440	—	—
	понад 60 до 80	270	430	—	—
	понад 80 до 100	260	420	—	—
С345К	від 4 до 10	335	460	335	460
С355	понад 80 до 50	340	430	—	—
С375	від 2 до 10	365	500	365	500
	понад 10 до 20	345	480	345	480
	понад 20 до 40	325	470	325	470
С390	від 4 до 50	380	530	—	—
С390К	від 4 до 30	380	530	—	—
С440	від 4 до 30	430	575	—	—
	понад 30 до 50	400	555	—	—
С590	від 8 до 50	540	630	—	—
С590К	від 16 до 40	515	605	—	—

¹⁾ За товщину фасонного прокату слід приймати товщину полиці.

³⁾ Значення розрахункових опорів одержані діленням нормативних опорів на коефіцієнти надійності за матеріалом, визначені згідно з п. 1.3.2 із заокругленням до 5 Н/мм².

Коефіцієнти умов роботи

Таблиця Д.5

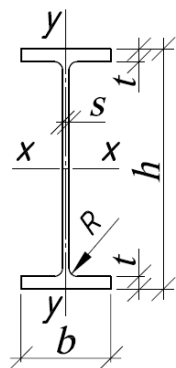
ДБН В.2.6-198:2014

Таблиця 5.1

Елементи конструкцій	Коефіцієнт и умов роботи γ_c
1. Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів тощо при тимчасовому навантаженні, що не перевищує вагу перекриття	0,90
2. Колони громадських будівель і опор водонапірних башт	0,95
3. Колони одноповерхових виробничих будівель з мостовими кранами 9. Опорні плити, виконані зі сталі з межею текучості до 390 Н/мм ² , що несуть статичне навантаження, товщиною, мм: а) до 40 включно б) понад 40 до 60 включно в) понад 60 до 80 включно	1,05 1,20 1,15 1,10
Примітки: 1. Коефіцієнти $\gamma_c < 1,0$ при розрахунку не слід враховувати сумісно. 2. При розрахунку опорних плит коефіцієнти, наведені в поз. 9 і 2, 9 і 3, слід враховувати сумісно. 3. При розрахунку з'єднань коефіцієнти γ_c для елементів, які наведені в поз.1 і 2, слід враховувати разом із коефіцієнтом умов роботи з'єднання γ_b . 4. У випадках, не обумовлених нормами, у розрахункових формулах слід приймати $\gamma_c = 1,0$.	

Сортамент сталевих двотаврів

Таблиця Д.6



Металеві сталеві нормальні, горячекатані двотаврові балки з паралельними гранями полиць IPE європейського стандарту Євронорм 19-57 (Euronorm 19-57)

Приклад позначення:

IPE 240 / Euronorm 19-57

Позначення	Номинальна вага 1м, кг/м	Номинальні розміри, мм					Площа перерізу	Довідкові величини для осей							
								Відносно осей x-x				Відносно осей y-y			
		<i>b</i>	<i>h</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>		<i>A</i>	<i>I_x</i>	<i>W_{el,x}</i>	<i>W_{pl,x}</i>	<i>i_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_{el,y}</i>	<i>W_{pl,y}</i>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
IPE 80	6.0	46	80	3.8	5.2	5.0	7.64	80.1	20.0	23.2	3.24	8.49	3.69	5.8	1.05
IPE 100	8.1	55	100	4.1	5.7	7.0	10.30	171	34.2	39.4	4.07	15.9	5.79	9.2	1.24
IPE 120	10.4	64	120	4.4	6.3	7.0	13.20	318	53.0	60.7	4.90	27.7	8.65	13.6	1.45
IPE 140	12.9	73	140	4.7	6.9	7.0	16.40	541	77.3	88.3	5.74	44.9	12.3	19.3	1.65
IPE 160	15.8	82	160	5.0	7.4	9.0	20.10	869	109.0	121.0	6.58	68.3	16.7	26.1	1.84
IPE 180	18.8	91	180	5.3	8.0	9.0	23.90	1317	146.0	166.0	7.42	101.0	22.2	34.6	2.05
IPE 200	22.4	100	200	5.6	8.5	12.0	28.50	1943	194.0	221.0	8.26	142.0	28.5	44.6	2.24
IPE 220	26.2	110	220	5.9	9.2	12.0	33.40	2772	252.0	285.0	9.11	205.0	37.3	58.1	2.48
IPE 240	30.7	120	240	6.2	9.8	15.0	39.10	3892	324.0	367.0	9.97	284.0	47.3	73.9	2.69
IPE 270	36.1	135	270	6.6	10.2	15.0	45.90	5790	429.0	484.0	11.20	420.0	62.2	97.0	3.02

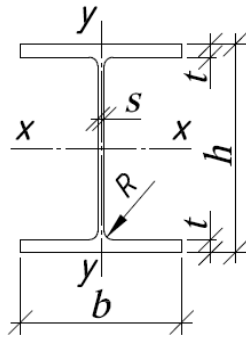
Продовження дод. 5
Продовження табл. Д.6

Позначення	Номинальна вага 1м, кг/м	Номинальні розміри, мм					Площа перерізу	Довідкові величини для осей							
								Відносно осей x-x					Відносно осей y-y		
		<i>b</i>	<i>h</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>A</i>	<i>I_x</i>	<i>W_{el,x}</i>	<i>W_{pl,x}</i>	<i>i_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_{el,y}</i>	<i>W_{pl,y}</i>	<i>i_y</i>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
IPE 300	42.2	150	300	7.1	10.7	15.0	53.80	8356	557.0	628.0	12.50	604.0	80.5	12.0	3.35
IPE 330	49.1	160	330	7.5	11.5	18.0	62.60	11770	713.0	804.0	13.70	788.0	98.5	154.0	3.55
IPE 360	57.1	170	360	8.0	12.7	18.0	72.70	16270	904.0	1019.0	15.00	1043.0	123.0	177.0	3.79
IPE 400	66.3	180	400	8.6	13.5	21.0	84.50	23130	1160.0	1307.0	16.50	1318.0	146.0	229.0	3.95
IPE 450	77.6	190	450	9.4	14.6	21.0	98.88	33740	1500.0	1702.0	18.50	1676.0	176.0	276.0	4.12
IPE 500	90.7	200	500	10.2	16.0	21.0	116.0	48200	1930.0	2194.0	20.43	2142.0	214.2	336.0	4.31
IPE 550	106.0	210	550	11.1	17.2	24.0	134.00	67120	2440.0	2787.0	22.30	2668.0	254.0	401.0	4.45
IPE 600	122.0	220	600	12.0	19.0	24.0	156.00	92080	3070.0	3512.0	24.30	3387.0	307.9	486.0	4.66

Продовження дод. 5
Таблиця Д.7

Металеві сталеві широкополичні, горячекатані двотаврові балки з паралельними гранями полицок НЕВ, європейського стандарту Євроном 53-62 (Euronorm 53-62)

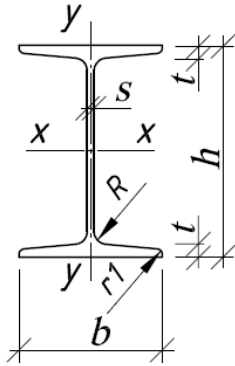
Приклад позначень:
НЕВ 240 / Euronorm 53-62



Позначення	Номінальна вага 1м, кг/м	Номінальні розміри, мм					Площа перерізу <i>A</i>	Довідкові величини для осей							
								Відносно осей x-x				Відносно осей y-y			
		<i>b</i>	<i>h</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>A</i>	<i>I_x</i>	<i>W_{el.x}</i>	<i>W_{pl.x}</i>	<i>i_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_{el.y}</i>	<i>W_{pl.y}</i>	<i>i_y</i>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
НЕВ 100	20.41	100	100	6	10	12	26.0	449.5	89.91	104.2	4.16	167.0	33.50	51.42	2.53
НЕВ120	26.7	120	120	6.5	11	12	34.0	864.0	144.1	165.2	5.04	317.5	52.92	80.97	3.06
НЕВ140	33.76	140	140	7	12	12	43.0	1510	215.6	245.4	5.93	549.7	78.52	119.8	3.58
НЕВ160	42.6	160	160	8	13	15	54.3	2490	311.5	354.0	6.78	889.2	111.2	170.0	4.05
НЕВ180	51.26	180	180	8.5	14	15	65.3	3831	425.7	481.4	7.66	1360	151.4	231.0	4.57
НЕВ200	61.3	200	200	9	15	18	78.1	5700	570	642.5	8.54	2000	200.0	304.8	5.07
НЕВ220	71.5	220	220	9.5	16	18	91.0	8091	735.5	827.0	9.43	2840	258.5	393.9	5.59
НЕВ240	83.2	240	240	10	17	21	106.0	11260	938.3	1053	10.31	3920	327.0	498.4	6.08
НЕВ260	93	260	260	10	17.5	24	118.4	14920	1150	1283	11.22	5130	395.0	602.2	6.58
НЕВ280	103	280	280	10.5	18	24	131.4	G1970	1380	1534	12.11	6595	471.0	717.6	7.09
НЕВ300	117	300	300	11	19	27	149.1	25170	1680	1869	13.00	8560	570.9	870.1	7.58

Продовження дод. 5
Продовження табл. Д.7

Позначення	Номинальна вага 1м, кг/м	Номинальні розміри, мм					Площа перерізу	Довідкові величини для осей							
								Відносно осей x-x				Відносно осей y-y			
		<i>b</i>	<i>h</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>A</i>	<i>I_x</i>	<i>W_{el.x}</i>	<i>W_{pl.x}</i>	<i>i_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_{el.y}</i>	<i>W_{pl.y}</i>	<i>i_y</i>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
HEB320	127	300	320	11.5	20.5	27	161.3	30820	1930	2149	13.82	9240	616.0	939.1	7.57
HEB340	134.24	300	340	12	21.5	27	171.0	36660	2160	2408	14.65	9690	646.0	985.7	7.53
HEB360	142	300	360	12.5	22.5	27	181.0	43190	2400	2683	15.50	10140	676.1	1032	7.49
HEB400	155.43	300	400	13.5	24	27	197.8	57680	2884	3232	17.10	10820	721.3	1104	7.40
HEB450	171.13	300	450	14	26	27	218.0	79890	3550	3982	19.10	11720	781.0	1198	7.33
HEB500	187.62	300	500	14.5	28	27	239.0	107200	4290	4815	21.20	12620	842.0	1292	7.27
HEB550	199.39	300	550	15	29	27	254.0	136700	4970	5591	23.20	13080	872.0	1341	7.17
HEB600	212	300	600	15.5	30	27	270.0	171000	5700	6425	25.20	13530	902.0	1391	7.08
HEB650	224.51	300	650	16	31	27	286.0	210600	6480	7320	27.10	13980	932.0	1441	6.99
HEB700	240.21	300	700	17	32	27	306.0	256900	7340	8327	29.00	14440	963.0	1495	6.87
HEB800	262.19	300	800	17.5	33	30	334.2	359100	8980	10230	32.78	14900	994.0	1553	6.68
HEB900	291.24	300	900	18.5	35	30	371.0	494100	10980	12580	36.50	15820	1050	1658	6.53
HEB1000	314	300	1000	19	36	30	400.0	644700	12890	14860	40.15	16280	1090	1716	6.38



Двутаври сталеві гарячекатані з ухилом внутрішніх граней поллок за
ДСТУ 8768:2018

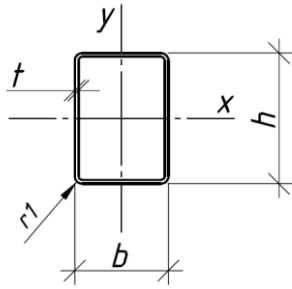
№ профіля	Номинальні розміри, мм						Номи наль на вага 1м кг/м	Площа перерізу см ²	Довідкові величини для осей						
	h	b	s	t	R	r ₁			Відносно осей x-x				Відносно осей y-y		
									I _x ,	W _x ,	i _x ,	S _x ,	I _y ,	W _y ,	i _y ,
									см ⁴	см ³	см	см ³	см ⁴	см ³	см
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	9,48	12,0	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,46	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	11,5	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	13,7	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	160	81	5,0	7,8	6,5	3,5	15,9	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	18,4	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,4	82,6	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	21,00	26,8	1840	184,0	8,28	104,0	115	23,1	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	24,00	30,6	2550	232,0	9,13	131,0	157	28,6	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	27,30	34,8	3460	289,0	9,97	163,0	198	34,5	2,37
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	31,50	40,2	5010	371,0	11,20	210,0	260	41,5	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	36,50	46,5	7080	472,0	12,30	268,0	337	49,9	2,69

Продовження дод. 5
Продовження табл. Д.8

№ профіля	Номинальные размеры, <i>мм</i>						Номи наль ный вес 1м <i>кг/м</i>	Площадь сечения <i>см²</i>	Справочные величины для осей						
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>r₁</i>			Относительно оси x-x				Относительно оси y-y		
									<i>I_x</i> ,	<i>W_x</i> ,	<i>i_x</i> ,	<i>S_x</i> ,	<i>I_y</i> ,	<i>W_y</i> ,	<i>i_y</i> ,
									<i>см⁴</i>	<i>см³</i>	<i>см</i>	<i>см³</i>	<i>см⁴</i>	<i>см³</i>	<i>см</i>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	42,20	53,8	9840	597,0	13,50	339,0	419	59,9	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	48,60	61,9	13380	743,0	14,70	423,0	516	71,1	2,89
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	57,00	72,6	19062	953,0	16,20	545,0	667	86,1	3,03
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	66,50	84,7	27696	1231,0	18,10	708,0	808	101,0	3,09
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	78,50	100,0	39727	1589,0	19,90	919,0	1043	123,0	3,23
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	92,60	118,0	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356	151,0	3,39
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	108,00	138,0	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725	182,0	3,54

Сортамент квадратних і прямокутних труб

Таблиця Д.9



**Профілі сталеві гнуті замкнені зварні
квадратні та прямокутні для будівельних
конструкцій. Технічні умови**

ДСТУ Б В.2.6-8-95

Приклад позначень:

Тр. 140x100x4

Профілі квадратні

Профіль	Висота/ ширина $b=h$	Товщина t	Радіус r_1	Площа перерізу A ,	Момент інерції $I_x=I_y$	Момент опору $W_x=W_y$	Радіус інерції $i_x=i_y$	Погона вага P
	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	кг/м
50x3	50.0	3.0	6.0	5.5	19.9	7.9	19.1	4.3
50x4	50.0	4.0	8.0	7.1	24.5	9.8	18.6	5.5
50x5	50.0	5.0	10.0	8.6	28.3	11.3	18.1	6.7
80x3	80.0	3.0	6.0	9.2	89.5	22.4	31.2	7.2
80x4	80.0	4.0	8.0	12.2	115.3	28.8	30.7	9.6
100x3	100.0	3.0	6.0	11.6	180.2	36.0	39.4	9.1
100x4	100.0	4.0	8.0	15.3	231.3	46.3	38.9	12.0
100x5	100.0	5.0	10.0	18.9	278.7	55.7	38.4	14.8
120x3	120.0	3.0	6.0	14.0	315.1	52.5	47.6	11.0
120x4	120.0	4.0	8.0	18.5	408.5	68.1	47.1	14.5
140x4	140.0	4.0	8.0	21.6	657.9	94.0	55.2	17.0
140x5	140.0	5.0	10.0	26.9	808.4	115.5	54.8	21.1
160x4	160.0	4.0	8.0	24.7	989.7	123.7	63.3	19.4
160x5	160.0	5.0	10.0	30.7	1214.6	151.8	62.9	24.1
180x5	180.0	5.0	10.0	34.6	1749.1	194.3	71.1	27.2
180x6	180.0	6.0	12.0	41.4	2063.5	229.3	70.6	32.5
200x5	200.0	5.0	10.0	38.4	2410.0	241.0	79.3	30.1
200x6	200.0	6.0	12.0	45.6	2832.0	283.0	78.8	35.8
250x8	250.0	8.0	16.0	75.8	7315.0	585.0	98.2	59.5
250x9	250.0	9.0	18.0	84.7	8092.0	647.0	97.8	66.5
300x8	300.0	8.0	16.0	89.9	12812.0	846.0	119.4	70.5
300x9	300.0	9.0	18.0	101.0	14302.0	949.0	119.0	79.3

Профілі прямокутні

Профіль	Висота	Ширина	Товщин	Радіус	Площа	Момент	Момент	Радіус	Момент	Момент	Радіус	Погонна
	h	b	t	r_l	A	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	P
	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	кг/м
80x40x3	80.0	40.0	3.0	6.0	6.6	52.2	13.1	28.1	17.5	8.8	16.3	5.2
80x40x3.5	80.0	40.0	3.5	7.0	7.6	58.8	14.7	27.8	19.6	9.8	16.1	6.0
80x40x4	80.0	40.0	4.0	8.0	8.6	64.8	16.2	27.5	21.4	10.7	15.8	6.7
80x40x4.5	80.0	40.0	4.5	9.0	9.5	70.2	17.5	27.2	23.0	11.5	15.6	7.4
80x40x5	80.0	40.0	5.0	10.0	10.4	75.1	18.8	26.9	24.5	12.2	15.4	8.1
80x60x3	80.0	60.0	3.0	6.0	7.8	70.0	17.5	29.9	44.9	14.9	24.0	6.1
80x60x3.5	80.0	60.0	3.5	7.0	9.0	79.3	19.8	29.7	50.7	16.9	23.7	7.1
80x60x4	80.0	60.0	4.0	8.0	10.1	87.9	22.0	29.4	56.0	18.7	23.5	8.0
80x60x4.5	80.0	60.0	4.5	9.0	11.3	95.8	24.0	29.2	61.0	20.3	23.3	8.9
80x60x5	80.0	60.0	5.0	10.0	12.4	103.2	25.8	28.9	65.5	21.8	23.0	9.7
80x70x3	80.0	70.0	3.0	6.0	8.4	78.9	19.7	30.6	64.2	18.3	27.6	6.6
80x70x3.5	80.0	70.0	3.5	7.0	9.7	89.5	22.4	30.4	72.8	20.8	27.4	7.6
80x70x4	80.0	70.0	4.0	8.0	10.9	99.4	24.9	30.1	80.8	23.1	27.2	8.6
80x70x4.5	80.0	70.0	4.5	9.0	12.2	108.7	27.2	29.9	88.2	25.2	26.9	9.6
80x70x5	80.0	70.0	5.0	10.0	13.4	117.3	29.3	29.6	95.1	27.2	26.7	10.5
90x50x3	90.0	50.0	3.0	6.0	7.8	81.8	18.2	32.4	32.7	13.1	20.5	6.1
90x50x3.5	90.0	50.0	3.5	7.0	9.0	92.6	20.6	32.1	36.8	14.7	20.2	7.1
90x50x4	90.0	50.0	4.0	8.0	10.1	102.7	22.8	31.8	40.6	16.2	20.0	8.0
90x50x4.5	90.0	50.0	4.5	9.0	11.3	112.0	24.9	31.5	44.1	17.6	19.8	8.9
90x50x5	90.0	50.0	5.0	10.0	12.4	120.5	26.8	31.2	47.2	18.9	19.5	9.7
90x60x3	90.0	60.0	3.0	6.0	8.4	93.2	20.7	33.3	49.7	16.6	24.3	6.6
90x60x3.5	90.0	60.0	3.5	7.0	9.7	105.7	23.5	33.0	56.3	18.7	24.1	7.6
90x60x4	90.0	60.0	4.0	8.0	10.9	117.5	26.1	32.8	62.3	20.8	23.9	8.6
90x60x4.5	90.0	60.0	4.5	9.0	12.2	128.4	28.5	32.5	67.9	22.6	23.6	9.6
90x60x5	90.0	60.0	5.0	10.0	13.4	138.6	30.8	32.2	73.1	24.4	23.4	10.5
100x40x3	100.0	40.0	3.0	6.0	7.8	92.3	18.5	34.4	21.6	10.8	16.6	6.1
100x40x3.5	100.0	40.0	3.5	7.0	9.0	104.4	20.9	34.1	24.2	12.1	16.4	7.1
100x40x4	100.0	40.0	4.0	8.0	10.1	115.7	23.1	33.8	26.6	13.3	16.2	8.0
100x40x4.5	100.0	40.0	4.5	9.0	11.3	126.0	25.2	33.4	28.7	14.4	16.0	8.9
100x40x5	100.0	40.0	5.0	10.0	12.4	135.6	27.1	33.1	30.6	15.3	15.7	9.7
100x50x3	100.0	50.0	3.0	6.0	8.4	106.4	21.3	35.6	36.0	14.4	20.7	6.6
100x50x3.5	100.0	50.0	3.5	7.0	9.7	120.7	24.1	35.3	40.6	16.2	20.5	7.6
100x50x4	100.0	50.0	4.0	8.0	10.9	134.1	26.8	35.0	44.9	17.9	20.2	8.6
100x50x4.5	100.0	50.0	4.5	9.0	12.2	146.6	29.3	34.7	48.7	19.5	20.0	9.6
100x50x5	100.0	50.0	5.0	10.0	13.4	158.1	31.6	34.4	52.3	20.9	19.8	10.5
100x60x3	100.0	60.0	3.0	6.0	9.0	120.6	24.1	36.6	54.6	18.2	24.6	7.1
100x60x3.5	100.0	60.0	3.5	7.0	10.4	137.0	27.4	36.3	61.8	20.6	24.4	8.2
100x60x4	100.0	60.0	4.0	8.0	11.8	152.5	30.5	36.0	68.6	22.9	24.2	9.2
100x60x4.5	100.0	60.0	4.5	9.0	13.1	167.1	33.4	35.8	74.9	24.9	23.9	10.3

Продовження дод. 6
Продовження таблиці Д.10

Профіль	Висота	Ширина	Товщин	Радіус	Площа перерізу	Момент інерції	Момент опору	Радіус інерції	Момент інерції	Момент опору	Радіус інерції	Погонна вага
	h	b	t	r_l	A	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	P
	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	кг/м
100x60x5	100.0	60.0	5.0	10.0	14.4	180.7	36.1	35.5	80.7	26.9	23.7	11.3
120x40x3	120.0	40.0	3.0	6.0	9.0	148.0	24.7	40.5	25.7	12.9	16.9	7.1
120x40x3.5	120.0	40.0	3.5	7.0	10.4	168.1	28.0	40.2	28.9	14.4	16.7	8.2
120x40x4	120.0	40.0	4.0	8.0	11.8	186.9	31.1	39.9	31.8	15.9	16.4	9.2
120x40x4.5	120.0	40.0	4.5	9.0	13.1	204.4	34.1	39.6	34.4	17.2	16.2	10.3
120x40x5	120.0	40.0	5.0	10.0	14.4	220.8	36.8	39.2	36.7	18.4	16.0	11.3
120x60x3	120.0	60.0	3.0	6.0	10.2	189.1	31.5	43.0	64.3	21.5	25.1	8.0
120x60x3.5	120.0	60.0	3.5	7.0	11.8	215.6	35.9	42.8	73.0	24.3	24.9	9.3
120x60x4	120.0	60.0	4.0	8.0	13.3	240.7	40.1	42.5	81.1	27.0	24.7	10.5
120x60x4.5	120.0	60.0	4.5	9.0	14.9	264.5	44.1	42.2	88.7	29.6	24.4	11.7
120x60x5	120.0	60.0	5.0	10.0	16.4	286.9	47.8	41.9	95.8	31.9	24.2	12.8
120x80x3	120.0	80.0	3.0	6.0	11.4	230.2	38.4	44.9	123.4	30.9	32.9	9.0
120x80x3.5	120.0	80.0	3.5	7.0	13.2	263.1	43.8	44.7	140.7	35.2	32.7	10.4
120x80x4	120.0	80.0	4.0	8.0	14.9	294.5	49.1	44.4	157.2	39.3	32.4	11.7
120x80x4.5	120.0	80.0	4.5	9.0	16.7	324.5	54.1	44.1	172.8	43.2	32.2	13.1
120x80x5	120.0	80.0	5.0	10.0	18.4	353.0	58.8	43.9	187.6	46.9	32.0	14.4
140x60x3	140.0	60.0	3.0	6.0	11.4	278.1	39.7	49.4	74.1	24.7	25.5	9.0
140x60x3.5	140.0	60.0	3.5	7.0	13.2	317.7	45.4	49.1	84.2	28.1	25.3	10.4
140x60x4	140.0	60.0	4.0	8.0	14.9	355.5	50.8	48.8	93.7	31.2	25.0	11.7
140x60x4.5	140.0	60.0	4.5	9.0	16.7	391.6	55.9	48.5	102.6	34.2	24.8	13.1
140x60x5	140.0	60.0	5.0	10.0	18.4	425.8	60.8	48.2	110.9	37.0	24.6	14.4
140x100x4	140.0	100.0	4.0	8.0	18.1	503.5	71.9	52.7	300.0	60.0	40.7	14.3
140x100x4.5	140.0	100.0	4.5	9.0	20.3	556.8	79.5	52.4	331.2	66.2	40.4	15.9
140x100x5	140.0	100.0	5.0	10.0	22.4	608.1	86.9	52.2	361.2	72.2	40.2	17.5
140x120x4	140.0	120.0	4.0	8.0	19.7	577.5	82.5	54.1	456.0	76.0	48.1	15.5
140x120x4.5	140.0	120.0	4.5	9.0	22.1	639.4	91.3	53.8	504.6	84.1	47.8	17.3
140x120x5	140.0	120.0	5.0	10.0	24.4	699.2	99.9	53.6	551.4	91.9	47.6	19.1
150x100x4	150.0	100.0	4.0	8.0	19.0	594.5	79.3	56.0	318.4	63.7	41.0	14.9
150x100x4.5	150.0	100.0	4.5	9.0	21.2	657.9	87.7	55.8	351.8	70.3	40.8	16.6
150x100x5	150.0	100.0	5.0	10.0	23.4	719.0	95.9	55.5	383.7	76.7	40.5	18.3
160x40x3	160.0	40.0	3.0	6.0	11.4	315.9	39.5	52.6	34.0	17.0	17.3	9.0
160x40x3.5	160.0	40.0	3.5	7.0	13.2	360.5	45.1	52.3	38.2	19.1	17.0	10.4
160x40x4	160.0	40.0	4.0	8.0	14.9	403.0	50.4	51.9	42.1	21.1	16.8	11.7
160x40x4.5	160.0	40.0	4.5	9.0	16.7	443.2	55.4	51.6	45.7	22.9	16.6	13.1
160x40x5	160.0	40.0	5.0	10.0	18.4	481.3	60.2	51.2	49.0	24.5	16.3	14.4
160x80x4	160.0	80.0	4.0	8.0	18.1	597.6	74.7	57.4	203.4	50.8	33.5	14.3
160x80x4.5	160.0	80.0	4.5	9.0	20.3	660.8	82.6	57.1	224.1	56.0	33.3	15.9
160x80x5	160.0	80.0	5.0	10.0	22.4	721.6	90.2	56.8	243.8	61.0	33.0	17.5
160x100x4	160.0	100.0	4.0	8.0	19.7	695.0	86.9	59.3	336.9	67.4	41.3	15.5
160x100x4.5	160.0	100.0	4.5	9.0	22.1	769.6	96.2	59.1	372.3	74.5	41.1	17.3
160x100x5	160.0	100.0	5.0	10.0	24.4	841.7	105.2	58.8	406.3	81.3	40.8	19.1

Продовження дод. 6
Продовження таблиці Д.10

Профіль	Висота	Ширина	Товщин	Радіус	Площа перерізу	Момент інерції	Момент опору	Радіус інерції	Момент інерції	Момент опору	Радіус інерції	Погонна вага
	h	b	t	r_l	A	I_x	W_x	i_x	I_y	W_y	i_y	P
	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ³	мм	см ⁴	см ³	мм	кг/м
160x120x4	160.0	120.0	4.0	8.0	21.4	792.3	99.0	60.9	509.8	85.0	48.9	16.8
160x120x4.5	160.0	120.0	4.5	9.0	23.9	878.5	109.8	60.7	564.6	94.1	48.6	18.7
160x120x5	160.0	120.0	5.0	10.0	26.4	961.8	120.2	60.4	617.5	102.9	48.4	20.7
160x140x5	160.0	140.0	5.0	10.0	28.4	1082.0	135.2	61.8	881.4	125.9	55.8	22.3
180x60x4	180.0	60.0	4.0	8.0	18.1	678.1	75.3	61.1	118.8	39.6	25.6	14.3
180x60x4.5	180.0	60.0	4.5	9.0	20.3	749.4	83.3	60.8	130.3	43.4	25.4	15.9
180x60x5	180.0	60.0	5.0	10.0	22.4	817.8	90.9	60.5	141.2	47.1	25.1	17.5
180x80x4	180.0	80.0	4.0	8.0	19.7	802.0	89.1	63.7	226.5	56.6	33.9	15.5
180x80x5	180.0	80.0	5.0	10.0	24.4	970.9	107.9	63.1	271.9	68.0	33.4	19.1
180x100x4	180.0	100.0	4.0	8.0	21.4	926.0	102.9	65.9	373.7	74.7	41.8	16.8
180x100x4.5	180.0	100.0	4.5	9.0	23.9	1027.0	114.1	65.6	413.3	82.7	41.6	18.7
180x100x5	180.0	100.0	5.0	10.0	26.4	1124.0	124.9	65.3	451.4	90.3	41.4	20.7
180x140x4	180.0	140.0	4.0	8.0	24.5	1174.0	130.4	69.1	799.5	114.2	57.1	19.3
180x140x4.5	180.0	140.0	4.5	9.0	27.5	1304.0	144.9	68.9	887.3	126.8	56.8	21.6
180x140x5	180.0	140.0	5.0	10.0	30.4	1430.0	158.9	68.6	972.6	138.9	56.6	23.8
200x40x4	200.0	40.0	4.0	8.0	18.1	738.6	73.9	63.8	52.5	26.3	17.0	14.3
200x40x4.5	200.0	40.0	4.5	9.0	20.3	815.3	81.5	63.4	57.1	28.5	16.8	15.9
200x40x5	200.0	40.0	5.0	10.0	22.4	888.7	88.9	63.0	61.2	30.6	16.5	17.5
200x80x4	200.0	80.0	4.0	8.0	21.4	1046.0	104.6	70.0	249.6	62.4	34.2	16.8
200x80x4.5	200.0	80.0	4.5	9.0	23.9	1159.0	115.9	69.7	275.4	68.8	34.0	18.7
200x80x5	200.0	80.0	5.0	10.0	26.4	1269.0	126.9	69.4	300.1	75.0	33.7	20.7
200x100x4	200.0	100.0	4.0	8.0	22.9	1200.0	120.0	72.3	410.6	82.1	42.3	18.0
200x100x4.5	200.0	100.0	4.5	9.0	25.7	1331.0	133.1	72.0	454.4	90.9	42.1	20.1
200x100x5	200.0	100.0	5.0	10.0	28.4	1459.0	145.9	71.7	496.6	99.3	41.8	22.3
200x120x4	200.0	120.0	4.0	8.0	24.5	1353.0	135.3	74.2	617.5	102.9	50.2	19.3
200x120x4.5	200.0	120.0	4.5	9.0	27.5	1503.0	150.3	74.0	684.7	114.1	49.9	21.6
200x120x5	200.0	120.0	5.0	10.0	30.4	1649.0	164.9	73.7	749.8	125.0	49.7	23.8
200x160x5	200.0	160.0	5.0	10.0	34.4	2029.0	202.9	76.9	1442.0	180.3	64.8	27.0
220x100x4	220.0	100.0	4.0	8.0	24.5	1519.0	138.1	78.7	447.4	89.5	42.7	19.3
220x100x4.5	220.0	100.0	4.5	9.0	27.5	1687.0	153.4	78.4	495.4	99.1	42.5	21.6
220x100x5	220.0	100.0	5.0	10.0	30.4	1851.0	168.3	78.1	541.7	108.3	42.2	23.8
220x140x5	220.0	140.0	5.0	10.0	34.4	2313.0	210.3	82.1	1155.0	165.0	58.0	27.0
240x120x5	240.0	120.0	5.0	10.0	34.4	2579.0	215.0	86.6	882.0	147.0	50.7	27.0
240x160x6	240.0	160.0	6.0	12.0	45.6	3683.0	306.9	89.8	1974.0	246.8	65.8	35.8
250x150x6	250.0	150.0	6.0	12.0	45.6	3885.0	310.8	92.3	1768.0	235.7	62.2	35.8
260x130x6	260.0	130.0	6.0	12.0	44.4	3888.0	299.0	93.5	1326.0	204.0	54.6	34.9
300x100x6	300.0	100.0	6.0	12.0	45.6	4777.0	318.4	102.3	841.4	168.3	42.9	35.8
300x200x6	300.0	200.0	6.0	12.0	57.6	7370.0	491.3	113.1	3961.0	396.1	82.9	45.2
320x180x6	320.0	180.0	6.0	12.0	57.6	8012.0	500.8	117.9	3308.0	367.5	75.8	45.2
350x250x6	350.0	250.0	6.0	12.0	69.6	12456.0	711.8	133.7	7457.0	596.6	103.5	54.7

Сортамент листової прокатної сталі за ДСТУ 8540:2015

Таблиця Д.11

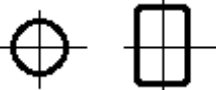
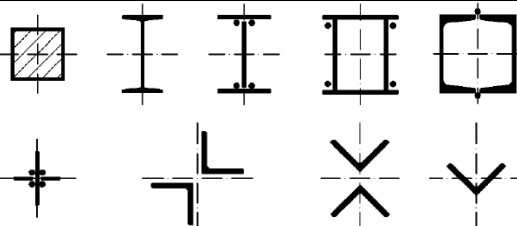
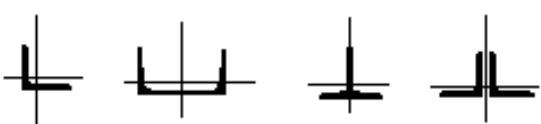
Назва параметра	Значення номінальних розмірів, мм
Товщина	0,40; 0,45; 0,50; 0,55; 0,60; 0,65; 0,70; 0,75; 0,80; 0,90; 1,0; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,8; 2,0; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0; 6,5; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0; 12,5; 13,0; 13,5; 14,0; 14,5; 15,0; 15,5; 16,0; 16,5; 17,0; 17,5; 18,0; 18,5; 19,0; 19,5; 20,0; 20,5; 21,0; 21,5; 22,0; 22,5; 23,0; 23,5; 24,0; 24,5; 25,0; 25,5; 26,0; 27,0; 28,0; 29,0; 30,0; 31,0; 32,0; 34,0; 36,0; 38,0; 40,0; 42,0; 45,0; 48,0; 50,0; 52,0; 55,0; 58,0; 60,0; 62,0; 65,0; 68,0; 70,0; 72,0; 75,0; 78,0; 80,0; 82,0; 85,0; 87,0; 90,0; 92,0; 95,0; 100,0; 105,0; 110,0; 115,0; 120,0; 125,0; 130,0; 135,0; 140,0; 145,0; 150,0; 155,0; 160,0
Ширина	500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800; 4000; 4200; 4400
Довжина	710; 1200; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2200; 2500; 2800; 3000; 3200; 3400; 3500; 3600; 4000; 4500; 5000; 5500; 6000; 6500; 7000; 7500; 8000; 8200; 8500; 9000; 10000; 11000; 12000

**Коефіцієнти поздовжнього згину φ для розрахунку на стійкість
центрально-стиснутих елементів**

Таблиця Д.12
ДБН В.2.6-198:2014
Додаток Ж, таблиця Ж.1

Умовна гнучкості $\bar{\lambda}$	Коефіцієнти φ для типів кривих стійкості			Умовна гнучкості $\bar{\lambda}$	Коефіцієнти φ для типів кривих стійкості		
	a	b	c		a	b	c
0,4	999	998	992	5,4	261	261	255
0,6	994	986	950	5,6	242	242	240
0,8	981	967	929	5,8	226	226	226
1,0	968	948	901	6,0		211	
1,2	954	927	878	6,2		198	
1,4	938	905	842	6,4		186	
1,6	920	881	811	6,6		174	
1,8	900	855	778	6,8		164	
2,0	877	826	744	7,0		155	
2,2	851	794	709	7,2		147	
2,4	820	760	672	7,4		139	
2,6	785	722	635	7,6		132	
2,8	747	683	598	7,8		125	
3,0	704	643	562	8,0		119	
3,2	660	602	526	8,5		105	
3,4	615	562	492	9,0		094	
3,6	572	524	460	9,5		084	
3,8	530	487	430	10,0		076	
4,0	475	453	401	10,5		069	
4,2	431	421	375	11,0		063	
4,4	393	392	351	11,5		057	
4,6	359	359	328	12,0		053	
4,8	330	330	308	12,5		049	
5,0	304	304	289	13,0		045	
5,2	281	281	271	14,0		039	
Примітка Наведені у таблиці значення коефіцієнту φ збільшені в 1000 разів.							

Значення коефіцієнтів α і β

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

Примітка
 Для прокатних двотаврів заввишки понад 500 мм у разі розрахунку на стійкість у площині стінки слід приймати тип кривої стійкості *a*.

Граничні гнучкості при стиску

Елементи конструкцій	Гранична гнучкість стиснутих елементів λ_{it}
1 Пояси, опорні розкоси і стійки, що передають опорні реакції:	
а) плоских ферм, структурних конструкцій і просторових конструкцій із труб або парних кутиків заввишки до 50 м	$180 - 60\alpha$
б) просторових конструкцій з одиночних кутиків, а також просторових конструкцій із труб і парних кутиків заввишки понад 50 м	120
2 Елементи, окрім зазначених у поз. 1 і 7:	
а) плоских ферм, зварних просторових і структурних конструкцій із одиночних кутиків, просторових і структурних конструкцій із труб і парних кутиків	$210 - 60\alpha$
б) просторових і структурних конструкцій із одиночних кутиків з болтовими з'єднаннями	$220 - 40\alpha$
3 Верхні пояси ферм, не закріплені у процесі монтажу (граничну гнучкість після завершення монтажу слід приймати за поз.1)	220
4 Основні колони	$180 - 60\alpha$
5 Другорядні колони (стійки фахверку, ліхтарів тощо), елементи ґратки колон, елементи вертикальних в'язей між колонами (нижче балок кранових колій)	$210 - 60\alpha$
6 Елементи в'язей, окрім зазначених у поз. 5, а також стержні, призначені для зменшення розрахункової довжини стиснутих елементів, та інші ненавантажені елементи, окрім зазначених у поз. 7	200
7 Стиснуті і навантажені елементи просторових конструкцій таврового і хрестового перерізу, що підлягають дії вітрових навантажень, при перевірці гнучкості у вертикальній площині	150
$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$ – коефіцієнт, який приймається не меншим як 0,5 (у необхідних випадках замість φ слід застосувати φ_e).	

Характеристики міцності бетону

Вид опору	Бетон	Клас міцності бетону					
		C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35
Розрахункова міцність бетону на стиск f_{cd} , МПа	Важкий та дрібнозернистий	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5

Розрахунок болтових з'єднань

Таблиця Д.16
ДБН В.2.6-198:2014
Таблиця 16.4

Коефіцієнти умов роботи болтового з'єднання

Характеристики		Межа текучості R_{yn} сталі з'єднуваних елементів, Н/мм ²	Значення $\frac{a}{d}$, $\frac{s}{d}$	Значення коефіцієнта γ_b
болтового з'єднання	напруженого стану			
Одноболтове, болти класу точності А, В і С або високоміцні	зріз		–	1,0
	змінання	до 290	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4a/d + 0,2$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$a/d - 0,7$
		понад 290 до 390	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5a/d$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$0,67a/d - 0,25$
понад 390	$a/d \geq 2,5$	1,0		
Багатоболтове, болти класу точності А	зріз			1,0
	змінання	до 290	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4a/d + 0,2$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,4s/d$
		понад 290 до 390	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5a/d$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,5s/d - 0,25$
		понад 390	$a/d \geq 3$	1,0
$s/d \geq 3$	1,0			

Позначення, прийняті в табл. 1.12.4:
 A – відстань від краю елемента до центра найближчого отвору вздовж лінії дії зусилля;
 s – відстань між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля;
 d – діаметр отвору для болта.

Примітки:
1. Для розрахунку багатоболтового з'єднання на зріз і змінання при використанні болтів класів В і С, а також високоміцних болтів з нерегульованим натягом при всіх значеннях межі текучості R_{yn} сталі з'єднуваних елементів значення коефіцієнта γ_b слід множити на 0,9.
2. Для розрахунку багатоболтового з'єднання на змінання значення коефіцієнту γ_b слід приймати як менше з обчислених при прийнятих значеннях a , d , s .

Таблиця Д.17
ДБН В.2.6-198:2014
Додаток Д, таблиця Д.4

Характеристичні опори сталі болтів і розрахункові опори
одноболтових з'єднань зрізу і розтягу, Н/мм²

Клас міцності болтів	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5.6	500	300	210	225
6.6	600	360	250	290
8.8	800	640	320	435
10.9	1000	900	400	540
12.9	1200	1080	420	600
40X "селект"	1100	990	405	550

Продовження додатку 11

Таблиця Д.18

ДБН В.2.6-198: 2014

Додаток Д, таблиця Д.5

**Розрахункові опори одноболтових з'єднань змінанню R_{bp} елементів,
що з'єднуються болтами**

Тимчасовий опір сталі з'єднуваних елементів R_{un} , Н/мм ²	R_{bp} , Н/мм ² , при болтах	
	класу точності А	класів точності В і С, високоміцних
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775

Примітка
У таблиці наведені значення розрахункових опорів, обчислені за формулами розділу 1.3 цих норм із округленням до 5 Н/мм².

Відстані при розміщенні болтів

Характеристика відстані та межа текучості з'єднаних елементів	Відстань між болтами при розміщенні болтів
1. Відстань між центрами отворів для болтів у будь-якому напрямку:	
а) мінімальна:	
при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$	$2d$
при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$	$3d$
б) максимальна в крайніх рядах при розтягу та стиску за відсутності кутиків, розташованих вздовж кромки елементів з'єднання	$8d$ або $12t$
в) максимальна в середніх рядах, а також у крайніх рядах за наявності кутиків, розташованих вздовж кромки елементів з'єднання:	
при розтягу	$16d$ або $24t$
при стиску	$12d$ або $18t$
2. Відстань від центра отвору для болта до краю елемента	
а) мінімальна вздовж лінії дії зусилля:	
при $R_{yn} \leq 390 \text{ Н/мм}^2$	$1,5d$
при $R_{yn} > 390 \text{ Н/мм}^2$	$2,5d$
б) те саме, впоперек лінії дії зусилля:	
при обрізаних кромках	$1,5d$
при прокатних кромках	$1,2d$
в) максимальна	$4d$ або $8t$
г) мінімальна у фрикційному з'єднанні при будь-якій кромці і будь-якому напрямку зусилля	$1,3d$
3. Відстань мінімальна між центрами отворів вздовж лінії дії зусилля для болтів, розміщених у шаховому порядку	$u + 1,5d$
Позначення, прийняті в табл. 1.12.3: d – діаметр отвору для болта; t – товщина найтоншого зовнішнього елемента; u – відстань між рядами отворів впоперек лінії дії зусилля.	
Примітки:	
1. Діаметр отворів слід приймати: для болтів класу точності А – $d = d_b$; для болтів класів точності В і С в конструкціях опор повітряних ліній (ПЛ), відкритих розподільчих пристроїв (ВРП) та контактних мереж (КМ) – $d = d_b + 1 \text{ мм}$, у решті випадків – $d = d_b + 3 \text{ мм}$.	
2. В одноболтових з'єднаннях елементів ґратки (розкосів, стійок і розпірок, окрім тих, що постійно працюють на розтяг, при товщині елемента до 6 мм із сталі з межею текучості до 390 Н/мм ² і просвердлених отворах відстань l_1 від краю елемента до центра отвору вздовж лінії дії зусилля допускається приймати від $1,5d$ до $1,35d$ без допуску в сторону зменшення при виготовленні елементів, про що необхідно зазначити у проекті.	
3. При розміщенні болтів у шаховому порядку на відстанях не менших за вказані у поз. 3 площу поперечного перерізу елемента нетто A_n слід визначати з урахуванням ослаблення його отворами, розміщеними у розрахунковому перерізі елемента, який орієнтується впоперек лінії дії зусилля. У з'єднаннях, в яких болти працюють переважно на розтяг, слід, як правило, застосовувати болти класів точності В і С або високоміцні.	

Продовження додатку 11
Таблиця Д.20
ДБН В.2.6-198:2014
Додаток Д, таблиця Д.8

Площі перерізів болтів, см², за ГОСТ 1759.4

<i>d</i> , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
<i>A_b</i>	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
<i>A_{bn}</i>	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

Примітки:
1. Площі перерізу болтів діаметром понад 48 мм слід приймати за ГОСТ 24379.0.
2. Розміри, наведені в дужках, не рекомендується застосовувати, в конструкціях, окрім опор повітряних ліній (ПЛ), відкритих розподільчих пристроїв (ВРП) та контактних мереж (КМ).

Розрахунок зварних з'єднань

Розрахунок зварного з'єднання з кутовими швами при дії повздовжньої сили N , що проходить через центр ваги кутових швів, слід виконувати на зріз (умовний) в одній з розрахункових площин за формулами:

$$\begin{aligned} & \text{– при } \frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \leq 1 \quad \text{– у площині наплавленого металу} \\ & \frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1; \end{aligned} \quad (Д.12.1)$$

$$\begin{aligned} & \text{– при } \frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1 \quad \text{– у площині металу межі сплавлення} \\ & \frac{N}{\beta_{fz} k_f l_w R_{wz} \gamma_c} \leq 1, \end{aligned} \quad (Д.12.2)$$

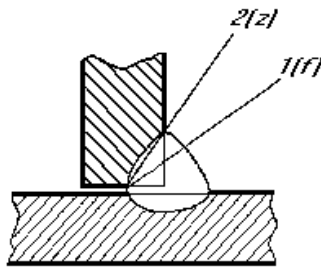
де l_w – розрахункова довжина кутового шва, що дорівнює його сумарній геометричній довжині за вирахуванням двох катетів шва або 1 см на кожен неперервну ділянку шва;

R_{wf} – розрахунковий опір металу кутових швів за металом шва, що визначається за табл. Д.23;

R_{wz} – розрахунковий опір металу кутових швів за межою сплавлення,

$$R_{wz} = 0,45 R_{un};$$

β_f і β_z – коефіцієнти, значення яких приймаються за табл. Д.21.



Поперечний розріз кутового шва із зазначенням умовних площин руйнування:

1 – площа наплавленого металу (металу шва);

2 – площа металу межі сплавлення

Розміри кутових швів і конструкція з'єднання повинні задовольняти вимогам:

а) катет кутового шва k_f повинен задовольняти вимогам розрахунку і бути, як правило, не меншим за зазначений у табл. Д.22;

б) катет кутового шва k_f не повинен перевищувати $1,2t$, де t – найменша з товщин зварюваних елементів;

в) розрахункова довжина кутового шва повинна бути не меншою за $4k_f$ і не менше 40 мм;

г) розрахункова довжина флангового шва повинна бути не більшою ніж $85\beta_f k_f$ за винятком швів, у яких зусилля діє вздовж усієї довжини шва (тут β_f – коефіцієнт, що приймається за табл. Д.21);

д) розмір напустку повинен бути не менш ніж п'ять товщин найтоншого із зварюваних елементів;

е) співвідношення розмірів катетів кутових швів слід приймати, як правило, 1:1. При різних товщинах елементів, що зварюються, допускається приймати шви з різними катетами, при цьому катет, який примикає до більш тонкого елемента, повинен відповідати вимогам п. б даного додатку, а той, що примикає до більш товстого елемента – п. а даного додатку.

Коефіцієнти β_f і β_z

Вид зварювання при діаметрі зварювального дроту d , мм	Положення шва	Коефіцієнт	Значення коефіцієнтів β_f і β_z при нормальних режимах зварювання і катетах швів, мм			
			3...8	9...12	14...16	Понад 16
Автоматичне при $d = 3...5$	В човник	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнє	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматичне та напівавтоматичне при $d = 1,4...2$	В човник	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнє, горизонтальне, вертикальне	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручне, напівавтоматичне дротом суцільного перерізу при $d < 1,4$ або порошковим дротом	В човник, нижнє, горизонтальне, вертикальне, стельове	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

Мінімальні катети зварних швів

Вид з'єднання	Вид зварювання	Межа текучості сталі, Н/мм ²	Мінімальний катет шва $k_{f,min}$, мм, при товщині товстішого елемента у з'єднанні t_{max} , мм						
			4...5	6...10	11...16	17...22	23...32	33...40	41...80
Таврове з двосторонніми кутовими швами; напусткове і кутове	Ручне	До 290	4	4	4	5	5	6	6
		Понад 290 до 390	4	5	6	7	8	9	10
		Понад 390 до 590	5	6	7	8	9	10	12
	Механізоване	До 290	3	4	4	5	5	6	6
		Понад 290 до 390	3	4	5	6	7	8	9
		Понад 390 до 590	4	5	6	7	8	9	10
Таврове з односторонніми кутовими швами	Ручне	До 390	5	6	7	8	9	10	12
	Механізоване	До 390	4	5	6	7	8	9	10

Продовження дод. 12
 Таблиця Д.23
 ДБН В.2.6-198:2014
 Додаток Д, таблиця Д.2

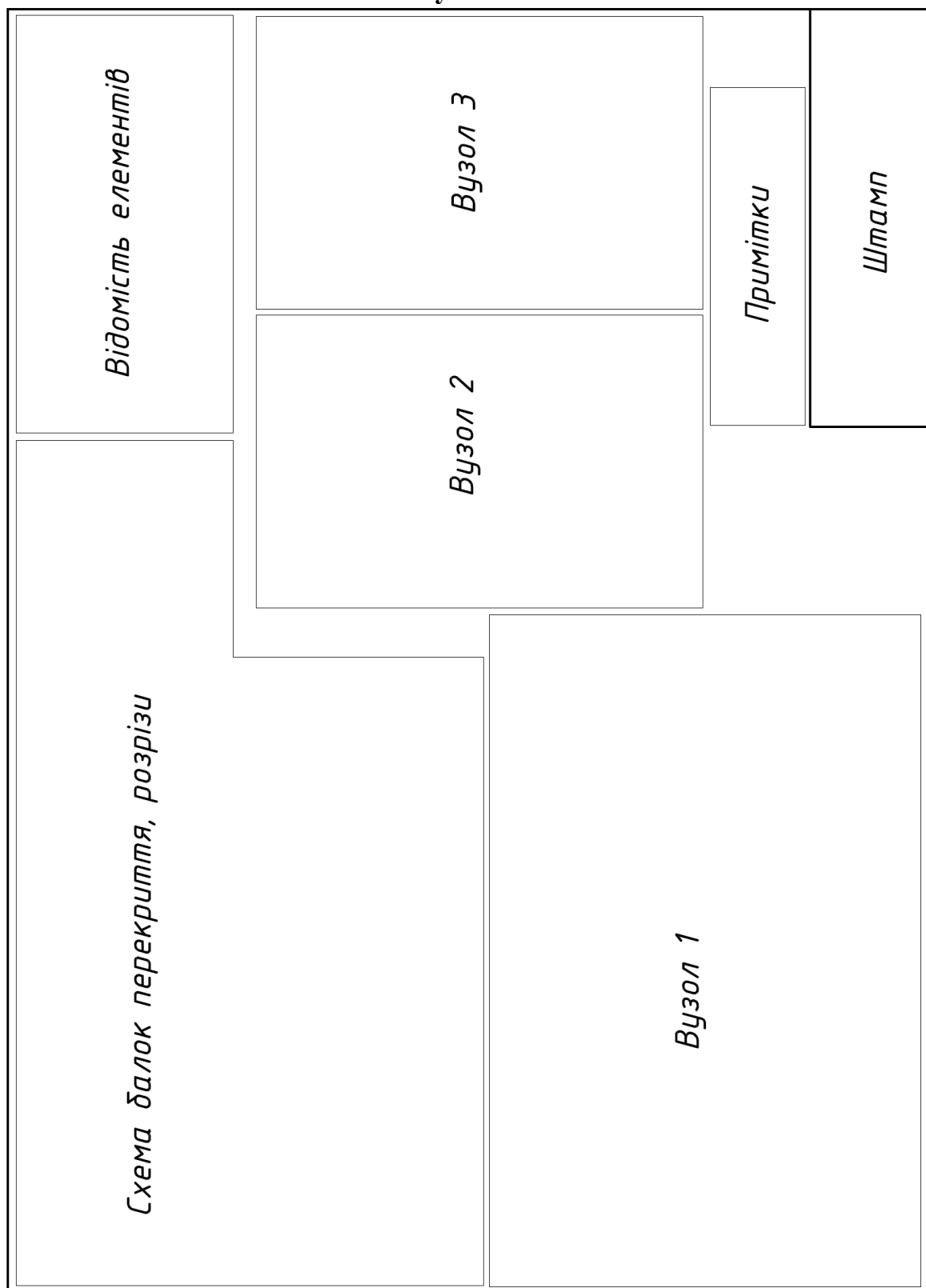
Характеристичні та розрахункові опори металу кутових швів

Зварювальні матеріали		Метал кутового шва	
Тип електрода за ГОСТ 9467-75	Порошковий дріт за ГОСТ 26271-84, марка	Нормативний опір $R_{ннн}$, Н/мм ²	Розрахунковий опір $R_{рр}$, Н/мм ²
Э42, Э42А	—	410	180
Э46, Э46А	ПП-АН19, ПП-АН19Н	450	200
Э50, Э50А	ПП-АН9, ПП-АН29, ПП-АН45, ПП-АН59, ПП-АН61, ГШ-АН69	490	215
Э60	—	590	240
Э70	—	685	280

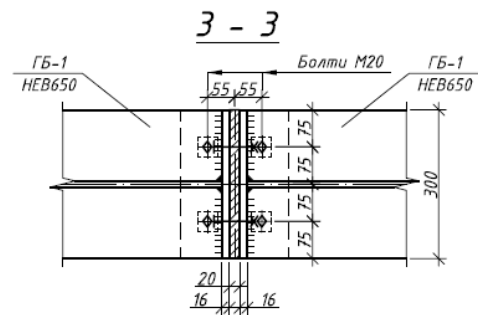
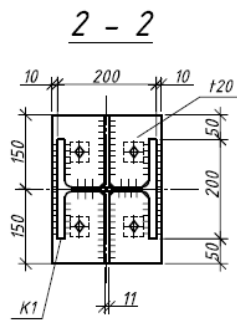
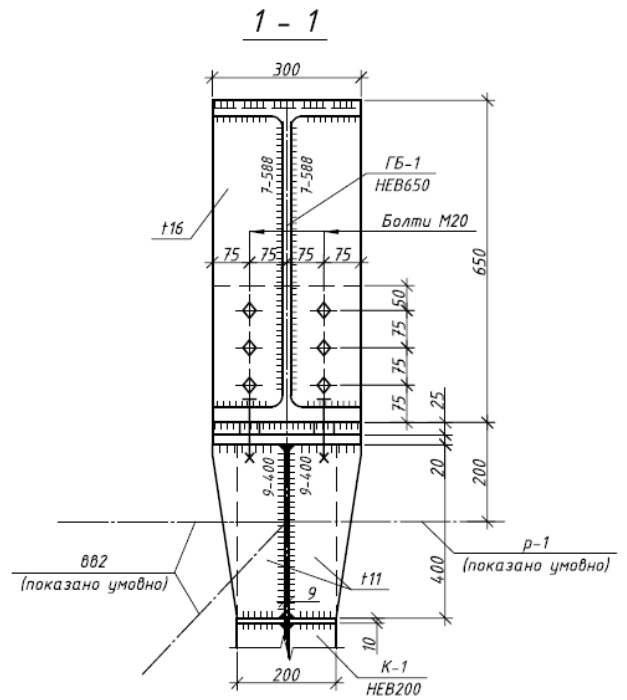
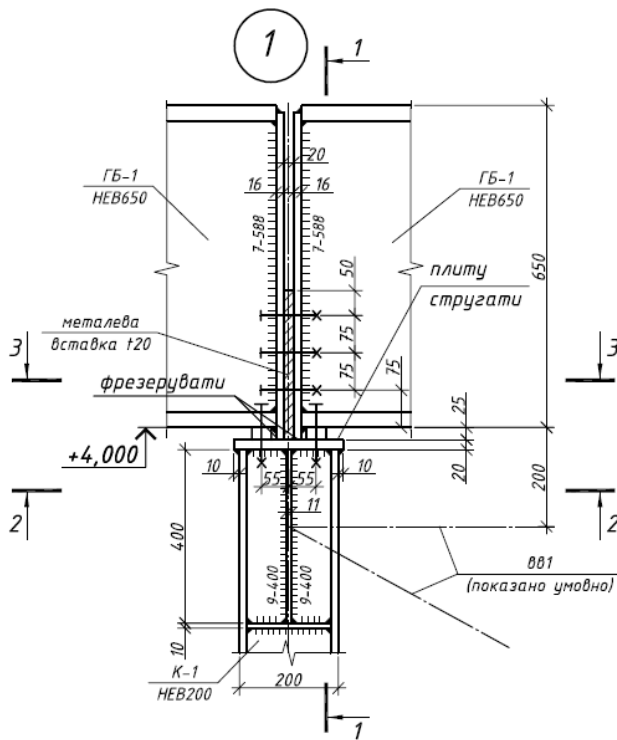
Вертикальні граничні прогини елементів конструкцій

Елементи конструкцій	Встановлені вимоги	Вертикальні граничні прогини f_u	Навантаження для визначення вертикальних прогинів
2. Балки, ферми, ригелі, прогони, плити, настили (включаючи поперечні ребра плит і настилів):			
а) покриттів і перекриттів, відкритих для огляду, при прольоті l , м:	Естетико-психологічні		Постійні та змінні тривалі
$l \leq 1$		$l/120$	-//-
$l = 3$		$l/150$	-//-
$l = 6$		$l/200$	-//-
$l = 24$ (12)		$l/250$	-//-
$l \geq 36$ (24)		$l/300$	-//-
Примітка. У поз. 2,а цифри, зазначені в дужках, слід приймати при висоті приміщень до 6 м включно.			

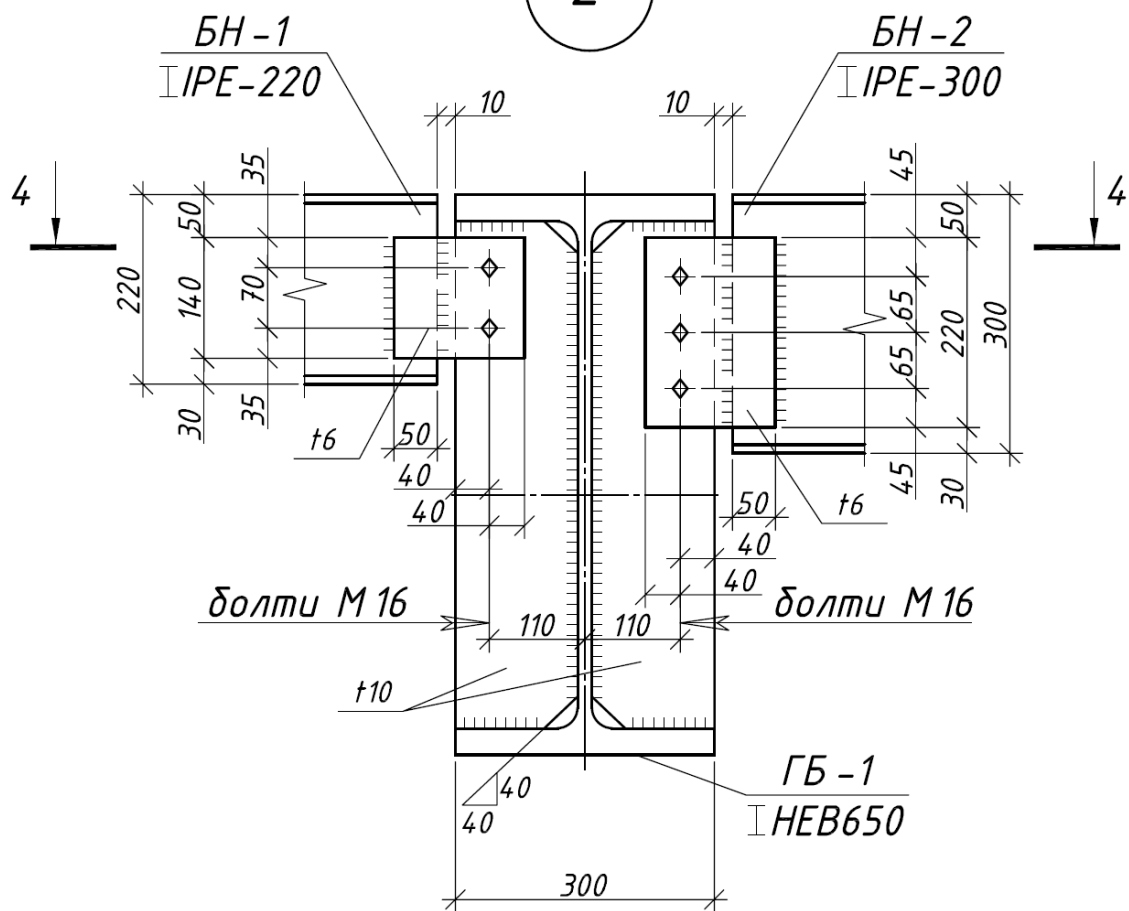
Приклад оформлення креслень
Компанування листа



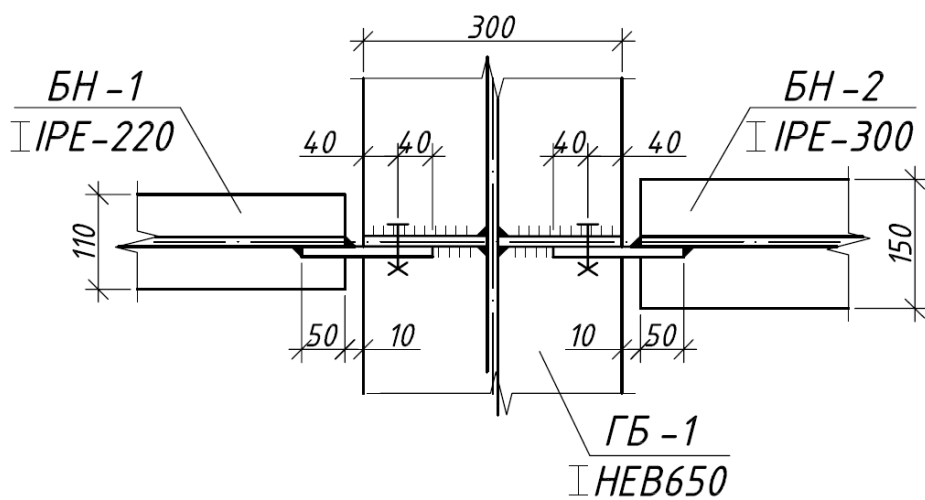
Вузол 1



Вузол 2

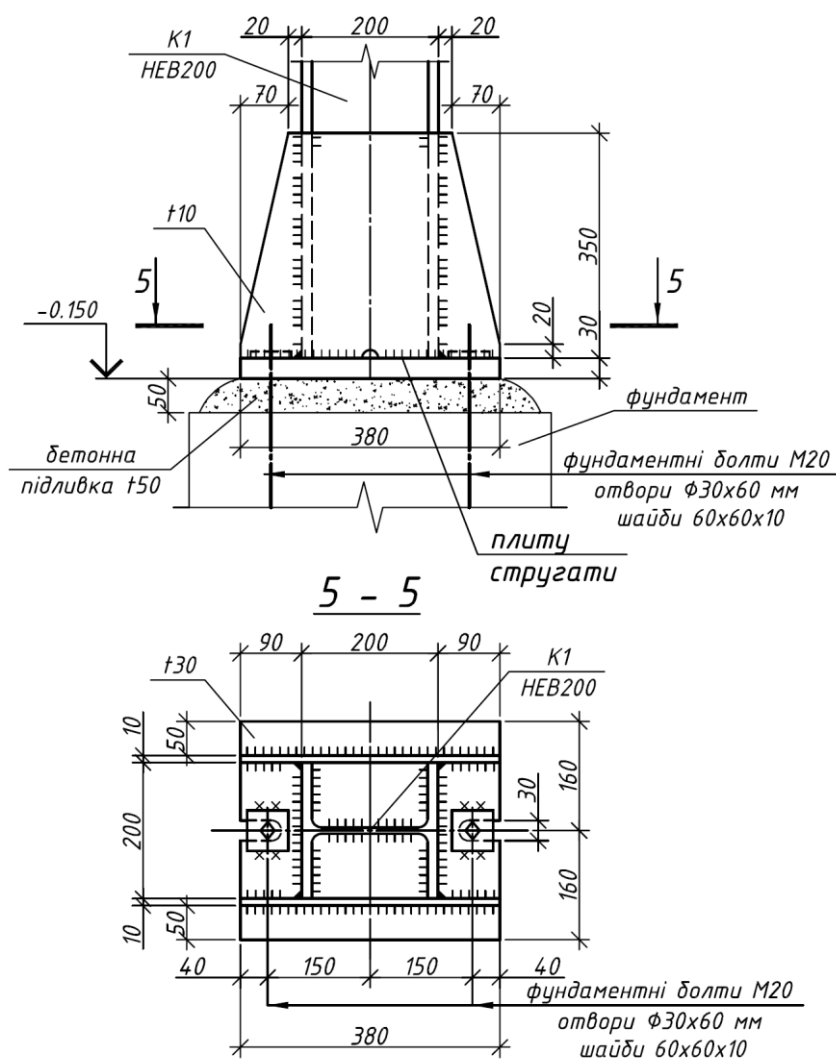


4 - 4



Вузол 3

3



Примітки

Примітки:

1. Монтажне зварювання ручне електродугове зварювальними електродами Э-42 за ДСТУ EN ISO 18275:2014 (за необхідності можлива заміна аналогами).
2. Катети зварних швів 5 мм., крім зазначених окремо.
3. Усі фасонки, ребра зі сталі марки С245 за ДСТУ 8540:2015.
4. Усі болти М16, класу міцності 5.6 класу точності "В" за ДСТУ ГОСТ 7798:2008, крім зазначених окремо.
5. На усіх етапах монтажу забезпечити геометричну незмінність конструкції.
6. Монтаж конструкції допускається при наявності креслень КМ, КМД і проекту виконання робіт.

Навчально-методичне видання

Конструкції будівель і споруд. Металеві конструкції

Розрахунок і конструювання балкової клітки

Методичні вказівки

до виконання практичних занять та курсової роботи
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня
вищої освіти спеціальностей
G17 «Архітектура та містобудування»
та G19 «Будівництво та цивільна інженерія»

Укладачі: **Склярів Ігор Олександрович,**
Нілова Тетяна Олексіївна,
Склярова Тетяна Сергіївна

Комп'ютерне верстання *А.П. Селівестрової*

Ум. друк. арк. 5,58. Обл.-вид. арк. 6,0
Електронний документ. Вид № 96/V-25

Виконавець і виготовлювач

Київський національний університет будівництва і архітектури
Проспект Повітряних Сил, 31, Київ, Україна, 03037

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб'єктів
видавничої справи ДК № 808 від 13.02.2002 р.