

Міністерство освіти і науки України
Відокремлений структурний підрозділ
«Любешівський технічний фаховий коледж
Луцького національного технічного університету»



ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Методичні вказівки до виконання курсового проекту

для здобувачів освітньо- професійного ступеня фаховий молодший
бакалавр

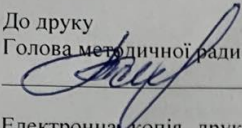
галузь знань 19 «Архітектура та будівництво»
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
освітньо – професійної програми Будівництво та експлуатація
будівель і споруд
денної форми навчання

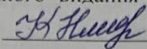
УДК 624.01(07)

ПЗ2

До друку

Голова методичної ради ВСП «Любешівський ТФК Луцького НТУ»

 Герасимик-Чернова Т.П.

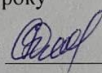
Електронна копія друкованого видання передана для внесення в репозитарій коледжу Бібліотекар  Корець Н.М.

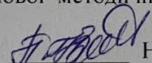
Затверджено методичною радою ВСП «Любешівський ТФК Луцького НТУ»

протокол № 5 від 28 » 12 2023 р.

Рекомендовано до видання на засіданні випускної циклової (методичної) комісії педпрацівників будівельного профілю, будівництва та цивільної інженерії ВСП «Любешівський ТФК Луцького НТУ»

протокол № 4 від 28.12 2023 року

Голова циклової методичної комісії  С.М. Данилик

Укладач:  Н.З.Пігулко
(підпис)

Рецензент: _____
(підпис)

Відповідальний за випуск:  Т.П. Кузьмич, методист коледжу
(підпис)

Основи розрахунку будівельних конструкцій [Текст]: методичні вказівки до виконання курсового проекту для здобувачів освітньо-професійного ступеня фаховий молодший бакалавр освітньо-професійної програми «Будівництво та експлуатація будівель і споруд», спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузь знань 19 «Архітектура та будівництво» денної форми навчання/уклад. Н.З.Пігулко – Любешів: ВСП «Любешівський ТФК Луцького НТУ», 2023. – 45с.

Видання містить розрахунок та конструювання головної балки та центрально-стиснутих колон, рекомендації до графічного оформлення курсового проекту. Призначене для здобувачів освіти напрямку підготовки «Будівництво» Призначене для здобувачів освіти спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія», денної форми навчання.

Н.З.Пігулко, 2023

Зміст

1. Матеріали конструкцій і з'єднань та їх розрахункові опори	4
2. Розрахунок головної балки.....	5
2.1. Збір навантаження та визначення розрахункових зусиль.....	5
2.2. Підбір перерізу головної балки.....	7
2.3. Перевірка міцності підбраного перерізу головної балки за нормальними напруженнями та зміна перерізу по довжині.....	9
2.4. Перевірка прогину балки.....	17
2.5. Розрахунок з'єднання полиці зі стінкою.....	17
2.6. Розрахунок опорного вузла.....	18
2.7. Монтажний стик головної балки.....	19
3. Розрахунок колони.....	22
3.1. Вибір розрахункової схеми	22
3.2. Розрахунок стержня наскрізної колони з ґраткою.....	23
3.3. Розрахунок стержня колони суцільного перерізу.....	24
3.4. Конструювання колони.....	28
4. Графічне оформлення курсового проекту	29
Додатки.....	32
Список літератури.....	43

Вступ

У курсовому проекті з дисципліни "Основи розрахунку будівельних конструкцій" розділу "Металеві конструкції" виконується розрахунок та конструювання головної балки та центрально-стиснутих колон.

У методичних вказівках викладена послідовність розрахунку та конструювання вищезазначених конструкцій. Вказівки супроводжуються числовими прикладами розрахунку. Розрахунки виконанні відповідно до вимог ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування". Додатки вказівок містять необхідні довідкові матеріали.

Обсяг роботи: розрахунково-пояснювальна записка з необхідними рисунками, розрахунками та обґрунтуванням вибраних конструкцій – 25...30 сторінок друкованого тексту, креслення на двох аркушах формату А2 (1 аркуш А1).

1. Матеріали конструкцій і з'єднань та їх розрахункові опори

Марки сталі, матеріали конструкцій і додаткові вимоги до них, передбачені ГОСТами та ТВ (технічними вказівками), необхідно вказувати на кресленнях КМ і КМД.

Залежно від ступеня відповідальності будівлі, виду інтенсивності силового впливу, а також кліматичного району будівництва всі конструкції розділені на чотири групи (табл. 50* [3]).

Для кожної групи наведений перелік конструкцій і марки сталей. Марку сталі, якщо вона не вказана в завданні, вибирають із табл. 50* [3] для відповідної групи конструкцій. У межах групи марку сталі встановлюють, виходячи з економічних міркувань і її дефіциту. Для вибраної марки сталі розрахункові характеристики обчислюють за формулами табл. 1 [3] або з табл. 51* [3].

R_y – розрахунковий опір розтягу, стиску, згину, встановлений за межею текучості (табл. 51* [3]);

R_u – розрахунковий опір сталі розтягу, стиску, згину, встановлений за межею міцності (табл. 51* [3]);

R_s – розрахунковий опір сталі зсуву:

$$R_s = \frac{0,5 R_{yn}}{\gamma_m},$$

де R_{yn} – нормативний опір сталі (межа текучості) (табл. 51* [3]),

γ_m – коефіцієнт надійності за матеріалом, приймається з табл. 2 [3].

Розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні R_p приймають за табл. 52 [3]. Для зварних з'єднань використовують електроди марки Е, зварювальний дріт Св за ГОСТ 2246-70*, флюси АН за ГОСТ 9087-81, вуглекислий газ за ГОСТ 8050-76. Вид матеріалу для зварювання приймають із табл. 55 [3] залежно від групи конструкцій, кліматичного району та марки сталі.

Розрахункові опори стикових зварювальних з'єднань за фізичного контролю якості швів приймаються рівними розрахунковим опорам сталі (табл. 52 [3]), а в інших випадках:

$$R_{wy} = R_y; R_{wu} = R_u,$$

де R_{wy} , R_{wu} – розрахунковий опір зварних стикових з'єднань стиску, розтягу, згину при автоматичному, напівавтоматичному або ручному зварюванні з фізичним контролем якості шва за межею текучості або тимчасовому опорі відповідно.

$$R_{wy} = 0,8 R_y,$$

де R_{wy} – розрахунковий опір зварних стикових з’єднань розтягу та згину при автоматичному, напівавтоматичному або ручному зварюванні за межею текучості;

$$R_{ws} = R_s,$$

де R_{ws} – розрахунковий опір зварних стикових з’єднань зсуву;

$$R_{wf} = \frac{0,5 R_{wu}}{\gamma_{wm}},$$

де R_{wf} – розрахунковий опір зварних кутових швів зрізу за наплавленим металом або за (табл. 56) [3];

γ_{wm} – коефіцієнт надійності за металом шва, приймається рівним 1,25 при $R_{wun} > 490$ МПа; 1,35 при $R_{wun} \geq 590$ МПа;

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

де R_{wz} – розрахунковий опір за межею сплавлення,

де R_{un} – нормативний опір сталі (тимчасовий опір) – (з табл. 51 [3]).

Для болтових з’єднань приймають болти, які задовольняють технологічні вимоги за ГОСТ 1759-70. Клас міцності болтів і марку їх сталі приймають з табл. 57 [3], залежно від кліматичного району та умов роботи болтів.

Розрахунковий опір зрізу R_{bs} і розтягу R_{bt} обчислюють за формулами табл. 5[3] або приймають з табл. 58[3], а зім’яттю R_{bp} з табл. 59[3]. Високоміцні болти виготовляють із сталі марок за ГОСТ 4643-77 з механічними характеристиками, які задовольняють вимоги ГОСТ 22356-77.

Розрахункові опори розтягу високоміцних болтів визначаються за формулою:

$$R_{bh} = 0,7 R_{bun},$$

де R_{bun} – найменший тимчасовий опір матеріалу болта розриву, приймається з табл. 61* [3].

2. Розрахунок головної балки

2.1. Збір навантаження та визначення розрахункових зусиль

Навантаження на головну балку складається з двох складових: зосереджених сил F , що передаються від балок настилу та рівномірно розподіленого навантаження q_{const} обумовленого вагою головної балки.

Нормативне значення зосередженої сили:

$$F_n = q_{1n} \cdot L_2 = 16,504 \cdot 6 = 99,02 \text{ кН.} \quad (2.1)$$

Розрахункове значення зосередженої сили:

$$F = q_1 \cdot L_2 = 19,8 \cdot 6 = 118,8 \text{ кН,} \quad (2.2)$$

де q_{1n} і q_1 – відповідно нормативне та розрахункове значення навантаження на балку настилу, обчислене в попередньому параграфі.

Нормативне навантаження від ваги балки приймаємо $q_{const} \cdot n = (2...4)$ кН/м (як результат узагальненого накопиченого досвіду проектування таких конструкцій) із коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,05$.

Реальне навантаження на головну балку замінюємо еквівалентним рівномірно розподіленим по прольоту (рис. 2.1).

Нормативне значення еквівалентного навантаження:

$$q_{eq} = \frac{q_{const} \cdot n \cdot l}{n+1} = \frac{2 \cdot 15}{15+1} = 1,52 \text{ кН/м}, \quad (5.3)$$

Розрахункове значення еквівалентного навантаження:

$$q = \gamma_f \cdot q_{eq} = 1,05 \cdot 1,52 = 1,596 \text{ кН/м},$$

де $n = 15$ – число балок настилу, що опираються на головну балку.

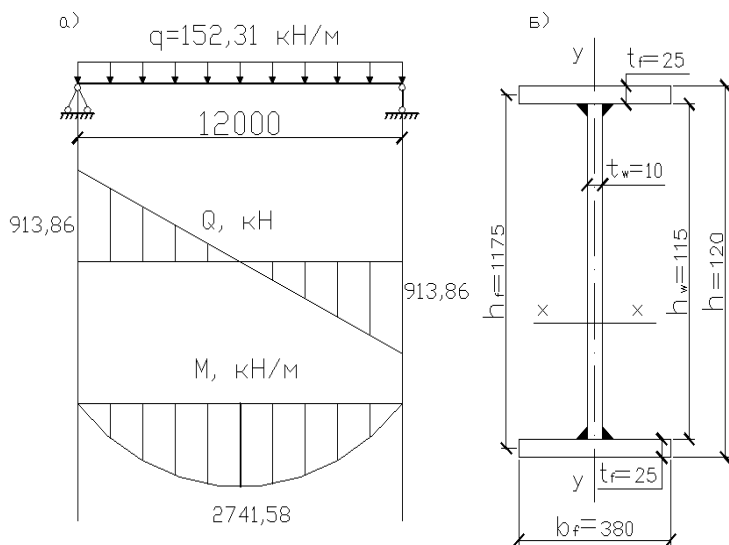


Рис. 5.1. Розрахункова схема головної балки з епіюрами Q і M (а) та поперечний переріз головної балки (б)

Максимальний згинальний момент у балці:

✓ від нормативного навантаження:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1,3 \cdot 2^2}{8} = 0,65 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

✓ від розрахункового навантаження

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1,3 \cdot 2^2}{8} = 0,65 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Розрахункова поперечна сила в опорному перерізі балки

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1,3 \cdot 2}{2} = 1,3 \text{ кН}$$

2.2. Підбір перерізу головної балки

Головну балку проектуємо у вигляді складеного зварного двотавра (рис. 2.1, 6).

Головну балку проектуємо зі сталі С235, для якої розрахункові опори

становлять: $R_y = 220$ МПа, $R_s = 127,6$ МПа, $R_p = 327$ МПа, де $R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m}$,

$\gamma_m = 1,025$ (табл. 2* [3]).

Розрахунок головної балки виконуємо за пружної роботи металу.

Необхідний момент опору:

$$W_{\text{н}} = \frac{M_{\max}}{R_p} = \frac{0,65}{327} = 0,002 \text{ м}^3$$

У зв'язку з тим, що найбільший прокатний двотавр №60 (ГОСТ 8239-89) має $W_x = 2560 \text{ см}^3$, $W_n = 12461,73 \text{ см}^3$, а тому головну балку проектуємо складеного двотаврового перерізу (рис. 2.1, б).

Висота перерізу головної балки у першому наближенні:

$$h = \sqrt[3]{\frac{W_{\text{н}}}{\gamma_m}} = \sqrt[3]{\frac{0,002}{1,025}} = 0,12 \text{ м}$$

Приймаємо $h = 1$ м і на цій основі визначаємо орієнтовне значення товщини стінки $t_w = 7 + 3 \cdot 1 = 10$ мм. Значення t_w не може бути меншим за 8 мм.

Використовуючи відомі значення h та t_w , визначаємо висоту перерізу із умови мінімальної матеріалоемності конструкції.

$$h_{\text{н}} = \sqrt[3]{\frac{W_{\text{н}}}{t_w}} = \sqrt[3]{\frac{0,002}{0,01}} = 0,12 \text{ м}$$

де k – загальний конструктивний коефіцієнт; $k = 1,1$ – за постійного перерізу полочки; $k = 1,0$ – за змінного перерізу полочки.

Переріз балки рекомендується змінювати при прольотах $L_1 = 12$ м, але у навчальною метою рекомендується змінювати переріз балки у всіх варіантах.

Приймаємо $h_{opt} = 120$ см.

Перевіряємо достатність попередньо прийнятої товщини стінки:

а) при роботі на зсув: $t_w \geq t_{w,min}$

$$t_w = \frac{1,1 \cdot 120}{1,1 \cdot 1,1} = 9,4 \text{ мм} > t_{w,min} = 9,4 \text{ мм} \quad \text{см,}$$

де $h_w = 0,95h$.

Для цього прикладу $t_w = 10$ мм $> t_{w,min} = 9,4$ мм – умова виконується;

б) для забезпечення умови, за якої не потрібно стінку балки укріплювати поздовжніми ребрами жорсткості: $t_w \geq t_{w,min}$

$$t_w = \frac{1,1 \cdot 120}{1,1 \cdot 1,1} = 6,2 \text{ мм} > t_{w,min} = 6,2 \text{ мм} \quad \text{см.}$$

Умова виконується, оскільки $t_w = 10$ мм $> t_{w,min} = 6,2$ мм.

З урахуванням сортаменту на універсальну сталь приймаємо $t_w = 10$ мм.

Визначаємо мінімальну висоту балки з умови забезпечення

нормативного прогину:
$$\frac{f_n}{L_1} = \frac{1}{400}$$

$$h = \frac{1,1 \cdot 120}{1,1 \cdot 1,1} = 89,29 \text{ см.}$$

Остаточно висоту балки приймають за більшим із значень h_{opt} і h_{min} .

У нашому прикладі $h_{opt} = 120$ см $> h_{min} = 89,29$ см.

Остаточно висоту балки приймаємо $h = 120$ см.

Обчислюємо необхідний момент інерції перерізу балки:

$$I_n = \frac{1,1 \cdot 120^3}{12} = 174240 \text{ см}^4.$$

Прийнявши орієнтовну висоту стінки:

$h_w = 0,95h = 0,95 \cdot 120 = 114$ см, визначаємо момент інерції стінки:

$$I_w = \frac{1,1 \cdot 114^3}{12} = 123462 \text{ см}^4$$

Необхідний момент інерції поясів головної балки:

$$I_f = I_n - I_w = 747703,8 - 123462 = 624241,8 \text{ см}^4.$$

Прийнявши орієнтовно відстань між центрами ваги поясів: $h_f = 0,97h = 0,97 \cdot 120 = 116,4$ см, обчислюємо необхідну площу перерізу одного пояса:

$$A_f = \frac{24 \cdot 26 \cdot 284}{116,4} = 51 \text{ см}^2.$$

Ширина поясного листа повинна бути у межах:

$$b_f = \frac{11 \cdot 11}{3} = 41 \text{ см}.$$

З урахуванням сортаменту на універсальну сталь приймаємо $b_f = 380$ мм ($b_f \geq 200$ мм).

Необхідна товщина поясного листа:

$$t_f = \frac{A_f}{b_f} = \frac{925}{38} = 24 \text{ см}.$$

Згідно з сортаментом приймаємо $t_f = 25$ мм. Товщину поясів необхідно приймати у межах 12...30 мм. Прийняті розміри поясів повинні задовольняти такі вимоги:

а) умові зварюваності пояса зі стінкою: $t_f = (2...3) \cdot t_w$

$$\frac{t_f}{t_w} = \frac{25}{10} = 2,5 - \text{умова виконується};$$

б) умові забезпечення місцевої стійкості стиснутого пояса:

$$b_f \leq t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$b_f = 38 \text{ см} < t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \frac{25 \cdot \sqrt{2060}}{220} = 77 \text{ см} - \text{умова}$$

виконується.

2.3. Перевірка міцності підбраного перерізу головної балки за нормальними напруженнями та зміна перерізу за довжиною

2.3.1. Перевірка міцності підбраного перерізу за нормальними напруженнями

Нормальні напруження визначаються у перерізі де M_{max} , для чого:

а) визначають момент інерції перерізу відносно осі X:

$$I_x = \frac{1}{12} \cdot 12 \cdot 41^3 + 1 \cdot 12 \cdot 41^2 + \frac{1}{12} \cdot 13 \cdot 24^3 + 1 \cdot 13 \cdot 24^2 = 13717 \text{ см}^4,$$

де $h_w = h - 2 \cdot t_f = 120 - 2 \cdot 2,5 = 115$ см – висота стінки;

$h_f = h - t_f = 120 - 2,5 = 117,5$ см – відстань між центрами ваги поясів;

б) визначають момент опору:

$$W_x = \frac{I_{x1} + I_{x2}}{h} = \frac{2278455}{120} \text{ см}^3;$$

в) визначають нормальні напруження та порівнюють із величиною $R_y \cdot \gamma_c$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{12589}{13074} < R_y \cdot \gamma_c = 220 \text{ МПа.}$$

Перенапруження не допускається, недонапруження повинно бути до 5 %.

$$\frac{220 - \sigma}{220} = \frac{220 - 12589}{220} < 5\%.$$

2.3.2. Зміна перерізу по довжині балки

Зміну перерізу балки здійснюємо за рахунок зменшення ширини поясних листів (рис. 2.2). Зміну перерізів поясів рекомендується розміщувати

на відстані $c = \frac{L_1}{6}$ від опор головної балки: $c = \frac{L_1}{6} = \frac{12}{6} = 2$ м.

У місцях зміни перерізів поясів обчислюємо згинальний момент:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{1312}{2} \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечну силу:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1312}{2} \text{ кН.}$$

З'єднання між собою окремих частин поясного листа у місці зміни перерізу виконують стиковим швом. Як правило, його виконують на заводі з фізичним контролем якості шва при повному проварюванні з'єднувальних елементів. Згідно із п. 11.1 [3], такий стик розрахунку не підлягає, оскільки він рівномірний основному металу. Коли ж якість стикового шва контролюють лише візуально, то для розтягнутої полицки передбачають косий стиковий шов. Найчастіше кут закладення шва приймають 1 : 2. Цим забезпечується рівномірність його основному металу. Для зменшення концентрації напружень перехід від більшої ширини b_f до меншої b_{f1} обов'язково виконують плавним, влаштовуючи технологічні скоси.

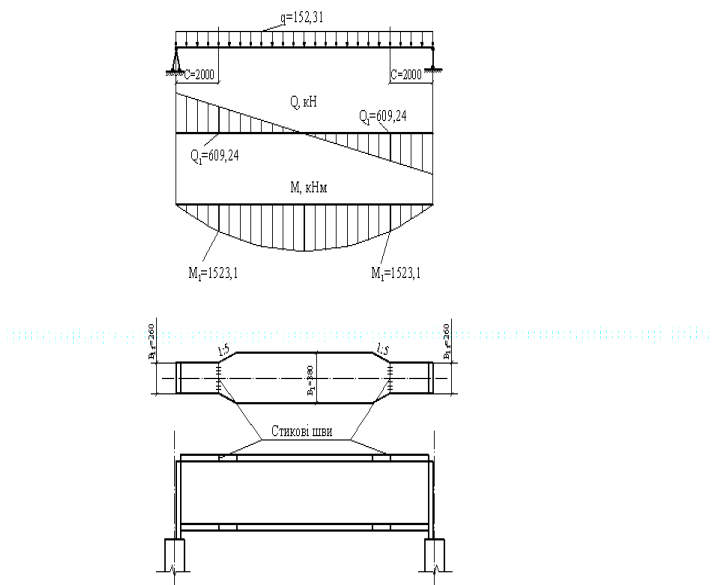


Рис. 5.2. До зміни перерізу головної балки

Рис. 2.2. До зміни перерізу головної балки

Необхідні геометричні характеристики зміненого перерізу балки:

а) момент опору:
$$W_x = \frac{I_x}{h} = \frac{4115390,9}{115} = 35785,14 \text{ см}^3;$$

б) момент інерції:
$$I_x = \frac{W_x h}{2} = \frac{35785,14 \cdot 115}{2} = 2058294,75 \text{ см}^4;$$

в) момент інерції поясів:

$$I_{1,f} = I_{1,n} - I_w = 415390,9 - \frac{1 \cdot 115^3}{12} = 288651,32 \text{ см}^4;$$

г) площа перерізу поясу:

$$A_f = \frac{I_{1,f}}{h} = \frac{288651,32}{115} = 2510,01 \text{ см}^2;$$

д) ширина поясного листа:
$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{2510,01}{2} = 1255,01 \text{ см}.$$

Враховуючи, що ширина поясного листа повинна бути $b_{1,f} \leq 20 \text{ см}$, приймаємо $b_{1,f} = 20 \text{ см}$.

Прийнята ширина зміненого перерізу поясного листа повинна задовольняти такі конструктивні вимоги:

$$\text{а) } b_{1,f} \geq \frac{1}{10} h, \quad b_{1,f} \leq 20 \text{ см} = \frac{1}{10} h = \frac{120}{10} = 12 \text{ см} - \text{ умова}$$

виконується;

$$\text{б) } b_{1,f} \geq 0,5 \cdot b_f, \quad b_{1,f} = 20 \text{ см} = 0,5 \cdot b_f = 0,5 \cdot 38 = 19 \text{ см} - \text{ умова}$$

виконується.

Змінений переріз балки показаний на рис. 2.3.

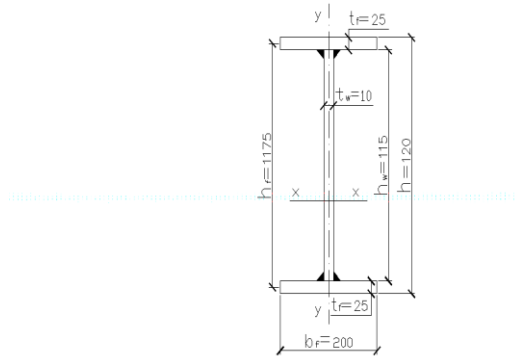


Рис. 2.3. Змінений переріз балки

2.3.3. Перевірка міцності за дотичними напруженнями

Дотичні напруження обчислюються у перерізі з максимальною поперечною силою Q_{max} – на опорі. Опирання головної балки на колону здійснюється за допомогою торцевого опорного ребра і поперечна сила у цьому випадку сприймається тільки стінкою.

Дотичні напруження у небезпечному перерізі:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{max}}}{I_x} \cdot S_x = \frac{127,61}{1115} = 0,114 \text{ МПа}$$

$$R_s \cdot \gamma_c = 127,61 = 127,6 \text{ МПа.}$$

Умова міцності за дотичними напруженнями виконується.

2.3.4. Перевірка міцності стінки за приведеними напруженнями

У небезпечному перерізі – місці зміни ширини поясних листів – діють згинальний момент $M_1 = 1523,1 \text{ кН/м}$ і поперечна сила $Q_1 = 609,24 \text{ кН}$ (визначені в §2.3.2).

Момент інерції зміненого перерізу балки:

Згідно з пунктом 7.10 [3], якщо значення умовної гнучкості $\bar{\lambda}_w > 3,2$ у випадку нерухомого навантаження, то стінку балки необхідно укріплювати поперечними ребрами жорсткості, розміщеними у місцях прикладення зосереджених навантажень, а якщо це необхідно, то і між ними. Відстань між поперечними ребрами при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ приймається $\leq 2 h_{ef}$.

Якщо $\bar{\lambda}_w < 3,2$, то поперечні ребра відіграють лише конструктивну функцію і крок між ними приймається $\leq 2,5 h_{ef}$.

У нашому прикладі $\bar{\lambda}_w = 3,76 > 3,2$, тому стінку необхідно укріплювати поперечними ребрами жорсткості. Стінку укріплюємо парними ребрами жорсткості і розміщуємо їх у місця приєднання балок настилу до головних балок. Балки настилу розміщені з кроком $l = 80$ см, відповідно – відстань між ребрами також приймаємо $a = 80$ см.

Ширина кожного з парних симетричних ребер:

$$h_f = 1.58 \text{ mm.}$$

Ширина несиметричних односторонніх ребер повинна становити, мм:

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{24} + 50.$$

Приймаємо $b_h = 100$ мм, що легко отримати розрізанням листа універсальної сталі шириною 200 мм.

Товщина ребра:

$$\sqrt{\begin{pmatrix} R & E \\ F & E \end{pmatrix}} + \sqrt{\begin{pmatrix} 2 & 2 \\ 0 & 0 \end{pmatrix}} \text{ MM.}$$

Приймаємо $t_s = 8$ мм.

Перевірка стійкості стінки. Якщо $\bar{\lambda}_w > 3,5$, то необхідно перевіряти стійкість стінки, укріпленої поперечними ребрами жорсткості. У випадку, коли $\bar{\lambda}_w \leq 3,5$, перевіряти стійкість стінки, укріпленої поперечними ребрами жорсткості не потрібно. У курсовому проєкті ця перевірка здійснюється тільки з навчальною метою (у всіх варіантах, якщо $\bar{\lambda}_w > 3,2$).

У розглядуваному прикладі $\bar{\lambda}_w = 3,76 > 3,5$, тому стійкість стінки необхідно перевірити.

Стійкість стінки необхідно перевірити у трьох відсіках (ділянках стінки, розділених ребрами жорсткості) поблизу опори, всередині прольоту балки та на ділянці, у межах якої розташовується місце зміни перерізу. З метою зменшення обсягу обчислень під час виконання даного проекту

студент перевіряє стійкість в одному відсіку – у тому, де розміщене місце зміни перерізу.

Розрахунковим у цьому прикладі є третій від опори відсік (рис. 2.4). Розрахунковий відсік має фактичну довжину $a = 800$ мм і висоту $h_{ef} = h = 1150$ мм, тобто $a = 800$ мм $< h_{ef} = 1150$ мм, тому розрахункові перерізи I та II розміщуємо на межі відсіку (рис. 2.4).

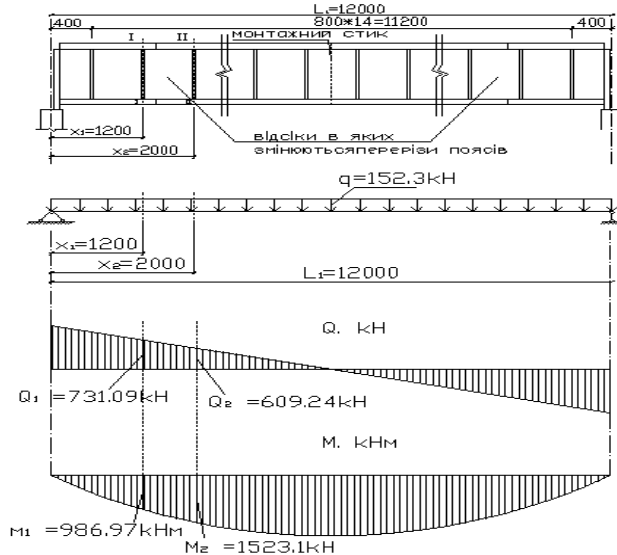


Рис. 2.4. До розміщення поперечних ребер жорсткості та перевірки місцевої стійкості стінки

Якщо $a > h_{ef}$, то у розрахунок вводиться умовний відсік довжиною h_{ef} , рахуючи від перерізу розміщення поперечного ребра жорсткості. Розрахункові перерізи I та II розміщуються на межі умовного відсіку.

У нашому прикладі відстані від лівої опори відповідно до перерізів I та II становлять:

$$x_I = 1,5 \cdot a = 1,5 \cdot 800 = 1200 \text{ мм};$$

$$x_{II} = 2,5 \cdot a = 2,5 \cdot 800 = 2000 \text{ мм}.$$

Згинальні моменти та поперечні сили у перерізах I та II:

✓ згинальні моменти:



✓ середнє значення моментів:

$$M = \frac{14,4 + 22,8 + 21,6}{2} \text{ кН} \cdot \text{м},$$

✓ поперечні сили:

$$Q = \frac{10,8 + 1,2 + 1,2}{2} \text{ кН},$$

$$Q = \frac{10,8 + 1,2 + 1,2}{2} \text{ кН},$$

✓ середнє значення поперечних сил:

$$Q = \frac{10,8 + 1,2 + 1,2}{2} \text{ кН}.$$

У зв'язку з тим, що теоретичне місце зміни перерізу поясу співпадає з розміщенням ребра жорсткості, переносимо стик поясних листів на 100 мм ближче до опори.

Стискаюче нормальне напруження у стінці на рівні поясних швів:

$$\sigma = \frac{M}{I_x} = \frac{14,4}{24} \text{ МПа}.$$

Момент інерції $I_{I,x}$ обчислений у § 5.3.4.

Середнє дотичне напруження:

$$\tau = \frac{Q}{I_x} = \frac{0,6}{11} \text{ МПа}.$$

Обчислюємо критичні нормальні σ_{cr} та дотичні τ_{cr} напруження:

нормальні $\sigma_{cr} = \frac{E R}{3} = \frac{200 \cdot 33}{3} \text{ МПа},$

де $C_{cr} = 35,5$ – коефіцієнт, який приймається за табл. 21 [3] залежно від значення δ , а коефіцієнт δ обчислюється за формулою:

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3,$$

де $\beta = \infty$ – за сполучення балок на одному рівні і $\beta = 0,8$ – за поперхового сполучення балок.

Для нашого прикладу $\beta = \infty$ (табл. 21 [3]), а коефіцієнт

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = \infty \cdot \frac{14}{10} \left(\frac{3}{1} \right)^3 = 36$$

Залежно від коефіцієнта $\delta = \infty$ ($\delta \geq 30$) за табл. 21 [3] приймаємо

$$C_{cr} = 35,5.$$

Із двох розмірів стінки розрахункового відсіку $a = 800$ мм і $h_{ef} = 1150$ мм меншу сторону позначимо $d = a = 800$ мм.

Відношення більшої сторони стінки відсіку до меншої:

$$\mu = \frac{h_{ef}}{d} = \frac{1150}{800} = 1,44$$

Умовна гнучкість стінки:

$$\lambda = \frac{\pi \sqrt{12(1-\mu^2)}}{\sqrt{E}} \sqrt{\frac{d}{t}} = \frac{\pi \sqrt{12(1-1,44^2)}}{\sqrt{210000}} \sqrt{\frac{800}{10}} = 1,07$$

Дотичні напруження:

$$\tau = \frac{Q}{I_x} \int y dA = \frac{10000}{1000000} \cdot \frac{1}{2} \cdot 800 \cdot 10 = 40 \text{ МПа.}$$

Перевіряємо стійкість стінки:

$$\sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{E}} \sqrt{\frac{d}{t}} = 1,07 < 1,4$$

Стійкість стінки, укріпленої поперечними ребрами жорсткості, є забезпеченою.

2.4. Перевірка прогину балки

$$f = \frac{5 q L^4}{384 E I_x} = \frac{5 \cdot 10000 \cdot 4000^4}{384 \cdot 210000 \cdot 100000000} = 0,012 \text{ см} < 0,015 \text{ см}$$

$$< \frac{L}{400} = \frac{1200}{400} = 3 \text{ см,}$$

де $\alpha = 0,9$ – коефіцієнт, який враховує зменшення жорсткості балки за рахунок зменшення (зміни) перерізу.

2.5. Розрахунок з'єднання полиці зі стінкою

Поясні шви виконуються автоматичним зварюванням. Відповідно до марки сталі головної балки С235 за табл. 55* [3] приймаємо зварювальний дріт марки Св-08А, для якого розрахунковий опір $R_{wf} = 180$ МПа (55* [3]), а $R_{wz} = 0,45 \times R_{un} = 0,45 \times 360 = 162$ МПа. За табл. 34* [3] визначаємо коефіцієнт $\beta_f = 0,9$ і $\beta_z = 1,05$ (нижнє положення шва, $k_f = 3 \dots 8$ мм).

Оскільки:

$\beta_f \cdot R_{wf} = 0,9 \times 180 = 162$ МПа $< \beta_z \cdot R_{wz} = 1,05 \times 162 = 170,1$ МПа, а тому шви розраховуємо за металом шва.

Статичний момент зменшеного перерізу поясного листа відносно горизонтальної центральної осі перерізу балки:

$$S_{If} = 0,5 \times b_{If} \times t_f \times h_f = 0,5 \times 20 \times 2,5 \times 117,5 = 2937,5 \text{ см}^3.$$

Момент інерції зміненого перерізу:

$$I_{I,x} = 471895,83 \text{ см}^4.$$

Необхідний катет поясних швів:

$$a = \sqrt{\frac{I_{I,x}}{n}} = \sqrt{\frac{471895,83}{1}} = 686,95 \text{ см},$$

де $n = 1$ – кількість поясних швів.

Згідно з табл. 38* [3] приймаємо $k_f = 8 \text{ мм}$.

2.6. Розрахунок опорного ребра

Головна балка опирається на колонну зверху через торцеве ребро (рис. 5.5, а). Опорна реакція головної балки: $F = Q_{max} = 913,86 \text{ кН}$. Розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні опорного ребра $R_p = 327 \text{ МПа}$.

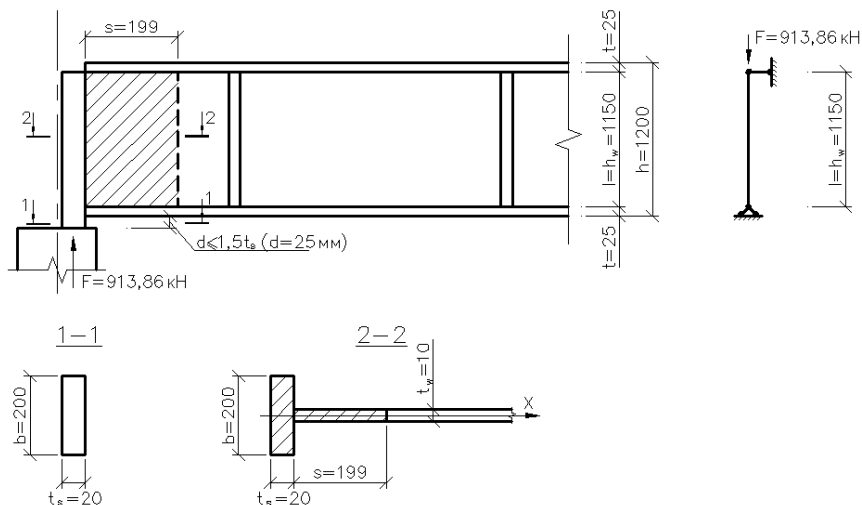


Рис. 2.5. До розрахунку опорної частини головної балки:

а – опорна частина балки; б – розрахункова схема опорної частини

Потрібна площа перерізу опорного ребра:

$$A_s = \frac{F}{R_p} = \frac{913,86}{327} = 2,8 \text{ см}^2.$$

Ширину опорного ребра приймаємо:

$$b_s = b_{If} = 20 \text{ см}.$$

Товщина ребра:

$$t_s = \frac{A}{b} = \frac{295}{20} = 14,75 \text{ см.}$$

З метою уніфікації типорозмірів листової сталі, яка використовується під час виготовлення конструкції, приймаємо $t_s = t_f = 25$ мм (менше 20 мм товщину ребра приймати не рекомендується за конструктивними міркуваннями).

Перевіряємо стійкість опірної частини балки, розглядаючи її, як умовного стояка таврового перерізу довжиною $l = h_w = 1150$ мм і завантаженою опірною реакцією $F = 913,86$ кН (рис. 2.5, 6).

Геометричні характеристики таврового перерізу стояка (рис. 5.5, переріз 2-2):

Площа перерізу: $A = b_s \times t_s + S \times t_w = 20 \times 2,5 + 19,9 \times 1 = 69,9 \text{ см}^2$,

де



$$R = \frac{F}{2} = \frac{913,86}{2} = 456,93 \text{ кН,}$$

момент інерції:

$$I_x = \frac{b_s t_s^3}{12} + b_s t_s \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_s}{2} \right)^2 + \frac{t_w h_w^3}{12} = 1668,3 \text{ см}^4,$$

радіус інерції:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1668,3}{69,9}} = 4,89 \text{ см.}$$

Гнучкість стояка:

$$\lambda = \frac{l}{i_x} = \frac{115}{4,89} = 23,54.$$

За табл. 72 [3] залежно від гнучкості $\lambda = 23,54$ і $R_y = 220$ МПа приймаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,953$ і перевіряємо стійкість стояка:

$$\sigma = \frac{F}{\varphi A} = \frac{913,86}{0,953 \cdot 69,9} = 136,1 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 220 \text{ МПа.}$$

Стійкість опірної частини балки забезпечена.

2.7. Монтажний стик головної балки

Під час виконання цього пункту курсового проекту необхідно вивчити матеріал стор. 37...50, 65...68 та 86...89 [2].

У балках складених перерізів монтажні стики найчастіше виконують за допомогою зварювання та високоміцних болтів.

Під час використання зварювання з'єднання виконують за допомогою стикових швів. Міцність стику перевіряють як суцільний переріз. Напруження у ньому не повинні перевищувати розрахункового опору стикового з'єднання R_{wy} , R_{wu} .

Для зменшення залишкових напружень заводські шви, що з'єднують стінку з полічками, не доводять до місця стику на 500 мм. З цією метою обов'язковим є дотримання порядку зварювання (див. рис. 5.18 [2]).

а) *Розрахунок монтажного стику за допомогою зварювання.*

Перевірки міцності з'єднання під дією осьової сили мають вигляд:

✓ за наплавленим металом:

$$N = N_f = \frac{M}{h_f} \quad (5.4)$$

✓ за межею сплавлення:

$$N = N_w = A_f \times R_y \times \gamma_c, \quad \text{де } A_f - \text{площа перерізу стінки.} \quad (5.5)$$

де n – кількість швів; R_{wf} , R_{wz} – розрахункові опори металу шва відповідно за наплавленим металом та за межею сплавлення; γ_{wf} і γ_{wz} – коефіцієнти умов роботи шва; β_f і β_z – коефіцієнти переходу від катета шва k_f до ширини відповідної площини руйнування (β_f і β_z приймаються за табл.34* [3]; k_f – за табл.38* [3]).

У наведених вище формулах під час розрахунку:

стику полічки: $N = N_f = \frac{M}{h_f}$, де M_1 – момент у місці стику головної

балки; $h_f = h_w + t_f$;

стику стінки:

$N = N_w = A_f \times R_y \times \gamma_c$, де A_f – площа перерізу стінки.

Якщо умови не виконуються, то із (5.4) та (5.5) визначають l_w і стик виконують за допомогою накладок, розміри яких забезпечували б необхідну довжину зварного шва.

б) *Розрахунок монтажного стику за допомогою високоміцних болтів.*

Вважають, що вся перерізувальна сила передається через накладки на стінці. Згинальний момент розподіляють між елементами перерізу пропорційно до їх моментів інерції. Таким чином, згинальний момент, який передається через накладки стінки:

$$M_{ws} = M_s \frac{I_w}{I_x},$$

де M_s – згинальний момент у місці стику; I_w – момент інерції стінки головної балки; I_x – момент інерції головної балки.

Згинальний момент, який припадає на накладки полічок:

$$M_{fs} = M_s - M_{ws}.$$

Таким чином, зусилля, яке діє на накладки полічок:

$$N_{fs} = \frac{M_{fs}}{h_w + t_f}.$$

Кількість болтів для приєднання накладок полицок буде:

$$n \geq \frac{N_{fs}}{Q_{bh}},$$

де  $m_{TP} = 2$ – кількість

поверхонь тертя; $\mu = 0,42$ – коефіцієнт тертя; γ_b – коефіцієнт умов роботи з'єднання (табл. 35* [3]); γ_h – коефіцієнт надійності (табл. 36* [3]); A_{bh} – площа перерізу болта нетто (табл. 10* додатка 6 [2]); $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи.

Проектуючи стики, у першу чергу, задаються типом і діаметром болтів, а також розміщують їх, виходячи з найменших кроків. При цьому кількість вертикальних рядів болтів, які припадають на накладки стінки з одного боку стику доцільно приймати не менше двох і не більше трьох. Для стиків застосовують болти діаметром 20, 22 чи 24 мм.

Накладки на стінці приймають двосторонніми з товщиною, що дорівнює товщині стінки або на 2...4 мм меншою. Крок болтів у рядах приймають $a_b = 3 \dots 6 d$. Крок доріжок (відстань між вертикальними рядами) $a_r = 2,5 \dots 3 d$. Кількість горизонтальних рядів повинна бути такою, щоб відстань від крайнього горизонтального ряду до грані стінки була не меншою, ніж $a_k = 60$ мм. Краще, щоб кількість кроків була парною. У цьому випадку болти середнього ряду не потрапляють на нейтральну вісь балки, де вони не працюють на дію згинального моменту.

Відстань між крайніми болтами: $y_k = h_w - 2 \times a_k$.

Кількість болтів в одному вертикальному ряді: $k = \frac{y_k}{a_b} + 1$.

Максимальне зусилля у крайніх болтах при $Q = 0$:

$$N_{ef} = \frac{M_w}{m \gamma_k \cdot l}.$$

при $Q > 0$ 

де $m = 2$ – кількість вертикальних рядів з одного боку стику; n – кількість болтів з одного боку стику; β – коефіцієнт, який залежить від кількості болтів у вертикальному ряді (див. табл. на стор. 86 [2]).

3. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ

Приступаючи до виконання даного розділу курсової роботи рекомендовано вивчити тему “Центрово-стиснуті колони та стійки” [2] с. 87...97.

Розрахунок центрово-стиснутих колон робочих майданчиків передбачає вибір розрахункової схеми, компонування перерізу, розрахунок стержня, планок і решітки (тільки для наскрізних колон), розрахунок бази та оголовка.

3.1. Вибір розрахункової схеми

Рекомендовано вивчити матеріал на с.188 – 189 [2] та с. 87 – 88 [2].

Вибір розрахункової схеми передбачає визначення діючого на колону навантаження, встановлення геометричних і розрахункових довжин колони, а також вибір способів закріплення її кінців.

Розрахункове навантаження, що діє на колону, складається із суми опорних реакцій головних балок Q_{max} . Під час опирання на колону двох головних балок (рис. 1,а) величина розрахункового навантаження на колону, κH :

$$N = 2 \cdot Q_{max} . \quad (3.1)$$

Геометрична довжина колони l_c (рис.1,б) приймається рівною відстані від верху фундаменту до верху плити оголовка і залежить від наступних параметрів:

H – відмітки верху настилу робочого майданчика, що встановлюється за індивідуальним завданням;

$h_1 = 0,15$ м – заглиблення бази нижче відмітки чистої підлоги;

$a_1 = 0,015 \dots 0,020$ м - виступаючої вниз частини торцевого опорного ребра головної балки (для балок із внутрішнім опорним ребром $a_1 = 0$);

h_0 – будівельної висоти перекриття робочого майданчика, яка залежить від типу сполучення балок настилу з головними балками:

а) $h_0 = h + h_2 + t$, м – при поверховому сполученні балок;

б) $h_0 = h + t$, м – при сполученні балок на одному рівні,

де h – висота головної балки, м; h_2 – висота балки настилу, м ; t – товщина настилу, м.

З урахуванням викладеного, геометрична довжина колони, м:

$$l_c = H + h_1 - (h_0 + a_1). \quad (3.2)$$

Розрахункові довжини колони при шарнірному закріпленні її кінців в двох напрямках:

$$l_{cf} = l_{xl} = l_{yl} = \mu l_c = l_c , \quad (3.3)$$

де l_c – геометрична довжина колони, м;

$\mu = 1$ – коефіцієнт зведення довжини при шарнірному закріпленні кінців стержня.

3.2. Розрахунок стержня наскрізної колони з ґраткою

1. Вибираємо розрахункову схему, komponуємо переріз і виконуємо розрахунок стержня відносно матеріальної осі для наскрізної колони з розкідною ґраткою.

Виконавши перераховані вище розрахунки, переходять до розрахунку стержня наскрізної колони відносно вільної осі $Y_1 - Y_1$.

Б. Розрахунок стержня колони відносно вільної осі $Y_1 - Y_1$.

2. В курсовій роботі розглядаються дві конструктивні схеми ґратки: трикутна і трикутна з додатковими розпірками.

Кут нахилу розкосів до гілок рекомендується приймати в наступних межах:

а) для трикутної ґратки: $\alpha = 50 \dots 60^\circ$;

б) для трикутної з допоміжними розпірками: $\alpha = 45^\circ$

3. Попередньо задаються перерізом розкосу (розпірки приймаються такого ж перерізу) у вигляді рівнополічкового кутника, розміром не менше 50×5 , для якого із сортаменту виписують наступні геометричні характеристики: A_1 – площу поперечного перерізу, см^2 ;

i_{y_0} – мінімальний радіус інерції перерізу відносно центральної осі, що перетинає полочки кутника.

4. Із умови рівності жорсткості обчислюють гнучкість колони відносно вільної осі

$$\lambda_{y_1} = \sqrt{\lambda_{x_1}^2 - \frac{kA}{A_d}}, \quad (3.4)$$

де λ_{x_1} – гнучкість колони відносно матеріальної осі $X_1 - X_1$;

k – коефіцієнт, який залежить від кута нахилу ґратки до гілок колони (на даній стадії розрахунку коефіцієнт k визначають наступним чином: при $\alpha = 30, k = 45$;

при $\alpha = 40^\circ, k = 31$; при $\alpha = 45 \dots 60^\circ, k = 20$;

$A = 2A_b$ – площа перерізу колони, см^2 ;

$A_d = 2A_1$ – площа перерізу розкосів, які лежать у площинах перпендикулярних вільній осі перерізу колони, см^2 ;

A_1 – площа перерізу одного розкосу, см^2 .

5. Радіус інерції перерізу колони відносно вільної осі $Y_1 - Y_1$, см :

$$i_{y_1} = \frac{l_{y_1}}{\lambda_{y_1}}, \quad (3.5)$$

де l_{y_1} – розрахункова довжина колони;

α_{y1} – гнучкість колони відносно вільної осі $Y_1 - Y_1$

6. Необхідна ширина перерізу колони, см:

$$b = \frac{i_{y1}}{\alpha_{y1}}, \quad (3.6)$$

де α_{y1} – коефіцієнт форми перерізу колони; $\alpha_{y1} = 0,44$ для перерізу із двох швелерів; $\alpha_{y1} = 0,6$ для перерізу із двох двотаврів.

7. Відстань між вузлами ґратки, см:

$$l = \frac{2b}{\operatorname{tg} \alpha};$$

а) для трикутної ґратки:

$$l = \frac{b}{\operatorname{tg} \alpha},$$

б) для трикутної з додатковими розпірками

де b – ширина перерізу колони, см;

α – кут нахилу розкосів до гілок.

8. Гнучкість гілки на ділянці між вузлами ґратки

$$\lambda_b = \frac{l}{i_y} \leq 80 \quad \text{і} \quad \lambda_b \leq \lambda_{x1}, \quad (3.7)$$

де i_y – радіус інерції перерізу гілки, см (приймається з сортаменту);

λ_{x1} – гнучкість колони відносно матеріальної осі $X_1 - X_1$.

Якщо для трикутної ґратки умова (3.7) не виконується, то для зменшення гнучкості гілки необхідно прийняти трикутну ґратку з допоміжними розпірками.

3.3. Розрахунок стержня колони суцільного перерізу

Рекомендується вивчити матеріал на с. 189...193 [1], с. 87...89 [2].

Вибір розрахункової схеми для суцільної колони проводиться аналогічно колонам наскрізного перерізу.

Розрахунок стержня колони проводиться в наступному порядку:

1. Задається гнучкість стержня в межах: $\lambda = 60 \dots 80$.

2. За заданою для стержня колони маркою сталі (для товщин листової сталі $t = 20 \dots 30$ мм) з табл. 51*[3] встановлюється величина розрахункового опору сталі розтягу, стиску, згину за межею текучості R_y , МПа.

3. З таблиці 72[3] залежно від прийнятої гнучкості λ та величини розрахункового опору R_y приймають коефіцієнт поздовжнього згину φ .

4. Обчислюють необхідну площу перерізу колони, см²:

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (3.8)$$

де N – розрахункове зусилля в колоні, кН;

φ – прийнятий в п. 3 коефіцієнт поздовжнього згину;

R_y – розрахунковий опію сталі колони, МПа;

$\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи конструкції, який встановлюється за табл. 6* [3].

5. Обчислюють необхідний радіус інерції перерізу (см) що відповідає заданій гнучкості:

$$i = \frac{l_{ef}}{\lambda}, \quad (3.9)$$

де l_{ef} – розрахункова довжина колони, см;

λ – задана гнучкість колони.

6. Обчислюють необхідні габаритні розміри перерізу колони:

$$b = \frac{i_x}{\alpha_{y1}}, \text{ см;}$$

ширина перерізу

висота перерізу $h \geq b$, см,

де $\alpha_{y1} = 0,24$ – коефіцієнт форми перерізу для симетричного двотавра;

i_x – радіус інерції перерізу, см, розрахований за формулою (3.9).

7. Знаючи необхідну площу A і габаритні розміри b і h перерізу колони, з врахуванням сортаменту на листову сталь і умов місцевої стійкості підбирають товщину полиць t_f і стінки t_w .

Для підвищення економічності перерізу колони необхідно прагнути до такого розподілу загальної площі перерізу, щоб приблизно 80% її приходилось на полиці, тобто, $A_f = 0,8A$, а залишок 20% – на стінку, тобто, $A_w = 0,2A$.

Після цього визначають:

товщину полиць t_f , см:

$$t_f = \frac{A_f}{2b} = \frac{0,8A}{2b} = \frac{0,4A}{b},$$

$$t_w = \frac{A_w}{h_w} = \frac{0,2A}{h_w},$$

товщину стінки t_w , см:

де b – ширина перерізу колони, см;

h_w - висота стінки, см; визначається за формулою $h_w = h - 2t_f$ (тут h – висота перерізу колони, см; t_f – товщина полиці, см).

Отримані товщини полиці та стінки необхідно заокруглити до величин, що відповідають стандартним величинам універсальної листової сталі. При цьому товщина полиці повинна знаходитись у межах $t_f = (8...40)$ мм, а стінки – $t_w = (8...14)$ мм.

8. За прийнятими вище розмірами b , h , h_w , t_f і t_w поперечного перерізу колони обчислюють необхідні геометричні характеристики:

- ✓ площа поперечного перерізу, см²: $A = h_f \cdot t_w + 2b_f t_f$,
- ✓ моменти інерції відносно головних центральних осей, см⁴:

$$I_{x1} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{t_f + h_w}{2} \right)^2 \right], \quad (3.10)$$

$$I_{y1} = \frac{h_w t_w^3}{12} + 2 \frac{t_f b^3}{12},$$

$$i_{x1} = \sqrt{\frac{I_{x1}}{A}}; \quad i_{y1} = \sqrt{\frac{I_{y1}}{A}}$$

- ✓ радіуси інерції перерізу, см:

9. Обчислюють гнучкості колони:

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{x1}}{i_{x1}} \leq \lambda_u; \quad \lambda_{y1} = \frac{l_{y1}}{i_{y1}} \leq \lambda_u \quad (3.11)$$

де l_{x1} , l_{y1} – розрахункові довжини колони, см;

i_{x1} , i_{y1} – радіуси інерції перерізу, см;

λ_u – гранична гнучкість колони, яка не повинна перевищувати максимальну величину рівну 120.

Гранична гнучкість λ_u для кожного конкретного випадку визначається наступним чином:

а) за більшою з гнучкостей λ_{x1} чи λ_{y1} та за розрахунковим опором R_y за табл. 72 [3] встановлюють величину поздовжнього згину;

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{\min} A R_y \gamma_c}$$

$\varphi_{\min}$ і обчислюють коефіцієнт, який повинен прийматись не менше 0,5; (тут N – розрахункове зусилля в колоні, кН; A – площа поперечного перерізу колони, см²; R_y – розрахунковий опір стиску матеріалу колони, МПа; $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи конструкції);

б) знаючи коефіцієнт α , розраховують величину граничної гнучкості колони $\lambda_u = 180 - 60 \cdot \alpha$.

Якщо більша з гнучкостей λ_{x1} чи λ_{y1} буде перевищувати граничну, тобто, $\lambda_{max} > \lambda_u$, то слід збільшити розміри перерізу колони і повторити розрахунок, досягаючи виконання умови $\lambda_{max} \leq \lambda_u$.

10. Перевіряємо підібраний переріз колони на стійкість:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{min} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.12)$$

де N – розрахункове зусилля в колоні, кН;

φ_{min} – коефіцієнт поздовжнього згину, взятий за з табл.72 [3];

A – площа поперечного перерізу колони, см²;

$\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи конструкції, приймається за табл. 6 [3].

Перенапруження не допускається, а недонапруження з метою економії сталі повинне бути мінімальним (до 5%).

Перевіряємо місцеву стійкість елементів суцільної колони складеного зварного двотавра.

11. Місцева стійкість стінки буде забезпечена якщо:

$$\text{при } \bar{\lambda} \leq 0,8, \quad \frac{h_w}{t_w} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad (3.13)$$

$$\text{при } \bar{\lambda} > 0,8, \quad (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} \geq \frac{h_w}{t_w} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

де $\bar{\lambda}$ – умовна гнучкість стержня колони, розраховується за

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

формулою

(тут λ_{max} – більша з гнучкостей колони λ_{x1} чи λ_{y1} ; R_y – розрахунковий опір матеріалу колони стиску, МПа; $E = 2,06 \cdot 10^5$ – модуль пружності сталі, табл. 63 [3]); h_w і t_w – відповідно, висота і товщина стінки перерізу колони, см (див. п. 7). Якщо умови (3.13) не виконуються, то стінку укріплюють посередині парними поздовжніми ребрами жорсткості, які включаються в розрахунковий переріз колони.

$$\frac{h_w}{t_w} \geq 2,2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

Якщо $\frac{h_w}{t_w} \geq 2,2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, то для укріплення контуру перерізу колони ставлять ще і поперечні ребра жорсткості на відстані $(2,5 \dots 3)h_w$. Мінімальні

розміри ребер жорсткості приймають як у зварних балках складеного перерізу.

12. Перевіряють місцеву стійкість полиці.

Для забезпечення місцевої стійкості полиці зварного двотавра, відношення розрахункової ширини не підкріпленого звісу b_{ef} до товщини полиці t_f повинне задовільняти умову:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (3.14)$$

де $b_{ef} = \frac{b - t_w}{2}$ – розрахункова ширина звісу полиці (тут b і t_w – ширина полиці та товщина стінки);

$\bar{\lambda}$ – умовна гнучкість стержня колони.

При визначенні b_{ef}/t_f за формулою (3.13) приймають $\bar{\lambda} = 0,8$, у випадку $\bar{\lambda} < 0,8$ і $\bar{\lambda} = 4$ у випадку $\bar{\lambda} \geq 4$.

Якщо умови (3.14) не задовільняються, то необхідно внести відповідні корективи в розміри поперечного перерізу полиці, направлені на зменшення величини відношення b_{ef}/t_f без порушення всіх перерахованих вище вимог.

3.4. Конструювання колони

Виконавши розрахунки оголовка, стержня і бази приступають до компоновання колони, яке здійснюють за результатами розрахунку і полягає воно в уточненні висоти планки, відстані між планками, товщини плити оголовка.

Кількість проміжків між планками в першому наближенні визначають за формулою:

$$n \geq \frac{l_c - (t_{nl} + t_{nll} + h_{TP})}{l_b + d_s},$$

де l_c – геометрична довжина колони;
 t_{nl} – товщина опорної плити бази;
 t_{nll} – товщина плити оголовка;
 h_{TP} – висота траверси;
 l_b – розрахункова довжина гілки;
 d_s – висота планки;

l_b – розрахункова довжина гілки.

Отримане число відстаней необхідно заокруглити в більшу сторону до цілого числа і уточнити відстань в просвіті між планками:

$$l_b = \frac{l_c - (t_{nl} + t_{nл} + nd_s)}{n}$$

Змінювати геометричну довжину колони l_c не дозволяється. На основі цього розрахунку приймають відстань в просвіті між планками l_b і уточнюють товщину плити оголовка.

Проводять остаточну перевірку ув'язування розмірів окремих елементів колони з її геометричною довжиною:

$$l_c = (l_b + d_s)n + (t_{nl} + t_{nл} + h_{TP})$$

Для збереження незмінності контуру поперечного перерізу колони через 3...4 м по її висоті влаштовують жорсткі горизонтальні діафрагми з листа товщиною 8...12 мм, причому, по висоті колони (відправного елемента) повинно бути встановлено не менше двох діафрагм.

4. Графічне оформлення курсового проекту

Проектування будівель і споруд виконується зазвичай у дві стадії – технічний проект і робочі креслення.

Робочі креслення металевих конструкцій виконуються у дві стадії:

- КМ (конструкція металева) і КМД (конструкції металеві, деталіровка). Робочі креслення у стадії КМ містять схеми взаємного розміщення елементів, вузли і їх сполучення, габаритні та прив'язувальні розміри, дані про навантаження, розрахункових зусиль; специфікацію металу на весь об'єкт для замовлення металу. Робочі креслення КМД виконуються за даними стадії КМ. До складу робочих креслень КМД входять монтажні схеми, деталізовані креслення елементів у тому вигляді, в якому вони будуть виготовлені на заводі, зведені відомості відправочних елементів, монтажних ескізів і листи з пояснювальною запискою. Графічна частина виконується на двох аркушах формату А2 у спрощеному варіанті стадії КМ.

Графічна частина повинна містити схему розміщення конструкцій балкової клітки та колони, конструктивні креслення головної балки, колони та основних вузлів.

Схеми розміщення конструкцій викреслюються у вигляді плану, поздовжнього та поперечного розрізів. На плані та розрізах проставляються розміри, що визначають відстань між розбивочними осями, балками настилу та

основні розміри по вертикалі у вигляді відміток низу бази колони, верху колони та верху майданчика.

Всі розміри на кресленнях металевих конструкцій проставляються в мм, а відмітки – в метрах.

На схемах кожний елемент конструкції позначається маркою. Елементи перерізу, якщо вони виконуються з одного прокатного профілю (наприклад, балки настилу) з однаковими перерізами позначаються однаковими марками, навіть при різних довжинах і деяких відмінностях у кінцевих і проміжних кріпленнях. Елементи складеного перерізу (головні балки і колони) позначаються однаковими марками тільки за однакових перерізів, довжин і опорних вузлів. Балка, яка приєднується до колони крайнього поперечного ряду, має інший опорний вузол і тому позначається іншою маркою.

Марки основних елементів конструкцій складаються із заголовних літер назви виду елемента та цифри, яка проставляється справа (наприклад, Б1, Б2, К1 тощо).

Рекомендуються такі буквені позначення марок: колона – К, балки – Б, зв'язки – З і т.п. Для інших видів елементів буквенні позначення вибираються аналогічно.

Нумерацію кожного виду елемента конструкції потрібно починати із більш важких конструкцій (наприклад: з головних балок, а потім переходити до балок настилу). Балки БЗ і Б4 мають перерізи менші, ніж балки Б1 і Б2, оскільки сприймають навантаження, яке збирається з меншої вантажної площі. Із цієї ж причини переріз колони К2 менший, ніж колони К1.

На листі викреслюється конструктивне креслення зварної балки складеного перерізу, яке включає головну проекцію (основний вид), а також плани верхнього і нижнього поясів. На конструктивному кресленні головної балки повинні бути вказані проліт і прив'язки до осей, місця зміни перерізу та схеми вузлів монтажних стиків. На конструктивному кресленні головної балки креслиться її відправний елемент у стадії КМД. На кресленні відправного елемента проставляються номери деталей, розміри опорних ребер, відстань між ребрами жорсткості та їх перерізи, розміри зварних швів, прив'язка отворів у місцях приєднання елементів, а також креслиться ряд необхідних перерізів відправного елемента головної балки.

У правій частині першого листа поміщають конструктивне креслення колони, яке включає головну проекцію (фасад), план оголовка (вид зверху), план бази (горизонтальний розріз) і три розрізи стержня колони в проміжку між планками, в місцях встановлення діафрагм і поперечного ребра оголовка.

Окрім креслень головної балки та колони на листі необхідно накреслити конструктивне креслення вузлів опирання головних балок на колону та сполучення балок настилу із головними балками. На зображенні вузлів повинні бути показані всі елементи із позначенням їх марок (за схемою розміщення конструкції), із усіма необхідними розмірами, прив'язками до основних осей і відмітками, а також зварні шви та їх розміри, болти із

вказаним діаметром та кількістю. Вузли підписуються тільки номерами, відповідними номерам вузлів на схемах. Виконуючи конструктивні креслення конструкцій робочого майданчику, необхідно пам'ятати, що лінії розрізів наносяться відрізками ліній і позначаються арабськими цифрами, а над зображенням розрізів і видів даються відповідні надписи. Стрілки для вертикальних розрізів повинні бути направлені справа наліво, а для горизонтальних – зверху вниз. Не можна проводити лінію розрізу через зображені елементи.

Якість робочих креслень будівельних металевих конструкцій значною мірою визначається грамотною постановкою розмірів. Всі розміри на робочих кресленнях металевих конструкцій проставляються у міліметрах.

Контурні, осьові, центрові та виносні лінії, а також їх продовження не можуть служити розмірними лініями. Всі розміри рекомендується наносити поза контурами зображення. Відстань між паралельними розмірними лініями, а також відстань від розмірної лінії до лінії контуру деталі повинна бути в межах 7...10 мм. Розмірні лінії закінчуються зарубками, які перетинають виносні лінії під кутом 45° . Горизонтальні розміри, в основному, проставляються під проекцією. Необхідно уникати перетину розмірів будь-якими лініями.

Кожний розмір на кресленні має певне призначення. Відсутність необхідних розмірів ускладнює користування кресленням, а в деяких випадках креслення непридатне до отримання певного результату. Зайві розміри, які не мають конкретного призначення, також ускладнюють читання креслення та свідчать про недостатню кваліфікацію конструктора.

Додаток 1

Таблиця 1 (51* [3])

Нормативні та розрахункові опори при розтягу, стиску, згині листового, широкоштабного універсального і фасонного прокату за ГОСТ 27772-88 для сталевих конструкцій будівель і споруд

Сталь	Товщина прокату	Нормативні опори прокату, МПа (кгс/мм ²)				Розрахункові опори прокату, МПа (кгс/см ²)			
		листового, широкоштабного, універсального		фасонного		листового, широкоштабного, універсального		фасонного	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
С235	Від 2 до 20	235(24)	360(37)	235(24)	360(37)	230(2350)	350(3600)	230(2350)	230(2350)
	Понад 20 до 40	225(23)	360(37)	225(23)	360(37)	220(2250)	350(3600)	220(2250)	230(2350)
	Понад 40 до 100	215(22)	360(37)	-	-	210(2150)	350(3600)	-	-
	Понад 100	195(20)	360(37)	-	-	190(1950)	350(3600)	-	-
С245	Від 2 до 20	245(25)	370(38)	245(25)	370(38)	240(2450)	360(3700)	240(2450)	360(3700)
	Понад 20 до 30	-	-	235(24)	370(38)	-	-	230(2350)	360(3700)
С255	Від 2 до 3,9	255(26)	380(39)	-	-	250(2550)	370(3800)	-	-
	Понад 4 до 10	245(25)	380(39)	255(26)	380(39)	240(2450)	370(3800)	250(2550)	370(3800)
	Понад 10 до 20	245(25)	370(38)	245(25)	370(38)	240(2450)	360(3700)	240(2450)	360(3700)
	Понад 20 до 40	235(24)	370(38)	235(24)	370(38)	230(2350)	360(3700)	230(2350)	360(3700)
С275	Від 2 до 10	275(28)	380(39)	275(28)	390(40)	270(2750)	370(3800)	270(2750)	380(3900)
	Понад 10 до 20	265(27)	370(38)	275(28)	380(39)	260(2650)	360(3700)	270(2750)	370(3800)

Таблиця 2 (51* [3])

Матеріали для з'єднань металевих конструкцій і їх розрахункові опори

Групи конструкцій у кліматичних районах	Марка сталі	Матеріали для зварювання, що відповідають маркам сталі			
		під флюсом		у вуглекислому газі або у його суміші з аргоном	покриті електродами
		Марки			тип електрода (ДСТУ EN ISO 3580:2019)
		флюсів (за ДСТУ EN ISO 3580:2019)	зварного дроту (за ДСТУ EN ISO 3580:2019)		
1	2	3	4		5
2, 3 і 4 в усіх районах, окрім І ₁ , І ₂ , І ₂ і І ₃	18сп, 18пс, 18кп, 18Гсп, 18Гпс, ВСт3сп, ВСт3пс, ВСт3кп, ВСт3Гпс, 20, ВСтТпс	АН-348-А АН-60	Св-08А, Св-08ГА	Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ	Э42, Э46
2, 3 і 4 в усіх районах, окрім І ₁ , І ₂ , І ₂ і І ₃	09Г2С, 09Г2, 10Г2С1, 14Г2, 15ХСНД, 10ХНДП, 10ХСНД	АН-47, АН-43, АН-17М, АН-348-А	Св-10НМА, Св-08ХМ, Св-10Г2, Св-08ГА, Св-10ГА	Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ	Э46, Э50
	18Г2АФпс, 16Г2АФ, 15Г2СФ, 15Г2АФДпс, 14Г2АФ		Св-10НМА, Св-08ХМ3	Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, Св-08ХГСМА, Св-10ХГ2СМА	Э50, Э60

Таблиця 3 (55* [3])

Нормативні та розрахункові опори металу з'єднань із кутовими швами

Зварювальні матеріали		R _{wun} , МПа (кгс/см ²)	R _{wf} , МПа (кгс/см ²)
Тип електроду (за ГОСТ 9467-75)	Марка дроту		
Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50, Э50А	Св-08, Св-08А	410 (4200)	180 (1850)
	Св-08ГА	450 (4600)	200 (2050)
	Св-10ГА, Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3	490 (5000)	215 (2200)
Э60	Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, Св-10НМА, Св-10Г2	590 (6000)	240(2450)
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685 (7000)	280 (2850)
Э85	-	835 (8500)	340 (3450)

Таблиця 4 (58* [3])

Розрахункові опори зрізу та розтягу болтів, Мпа (кгс/см²)

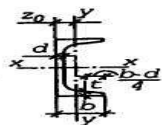
Напруже- ний стан	Умовне позначення	Розрахунковий опір болтів класу						
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
Зріз	R _{bs}	150 (1500)	160 (1600)	190 (1900)	200 (2000)	230 (2300)	320 (3200)	400 (4000)
Розтяг	R _{bt}	170 (1700)	160 (1600)	210 (2100)	200 (2000)	250 (2500)	400 (4000)	500 (5000)

Таблиця 5 (72 [3])

Коефіцієнти φ поздовжнього вигину центрово-стиснених елементів

Гнучкість λ	Коефіцієнти φ для елементів сталі з розрахунковим опором R_y МПа (кгс/см ²)											
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	849	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057

Таблиця 6



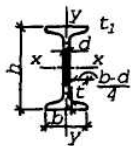
Швелери (вибірка з ДСТУ 3436-96)

Но ме р пр оф іл ю	Л і н і й н а г у	Розміри, мм					Пл ощ а пе рер ізу, А, см ²	Вісь x – x				Вісь y – y				I _k , см ⁴
		Н	В	d	t	R		I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	Z ₀ , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	4,84	50	32	4,4	7	6	6,16	22,8	9,10	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16	1
6,5	5,9	65	36	4,4	7,2	6	7,51	48,6	15	2,54	9	8,7	3,68	4	1,24	1,2
8	7,05	80	40	4,5	7,4	6,5	8,98	69,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,08	1,31	1,52
10	8,59	100	46	4,5	7,6	7	10,9	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,19	1,44	1,96
12	10,4	120	52	4,8	7,8	7,5	13,3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,37	1,54	2,56
14	12,3	140	58	4,9	8,1	8	15,6	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,53	1,67	3,19
16	14,2	160	64	5	8,4	8,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,7	1,8	3,97
18	16,3	180	70	5,1	8,7	9	20,7	1090	121	7,24	69,8	86	17	1,87	1,94	4,87
20	18,4	200	76	5,2	9	9,5	23,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,04	2,07	5,9

Продовження табл. 6 додатка 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
22	21	220	82	5,4	9,5	10	26,7	2110	192	8,89	110	151	125,1	2,37	2,21	7,48
24	24	240	90	5,6	10	10,5	30,6	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42	9,6
27	27,7	270	95	6	10,5	11	35,2	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47	11,98
30	31,8	300	100	6,5	11	12	40,5	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52	14,98
33	36,5	330	105	7	11,7	13	46,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59	19,21
36	41,9	360	110	7,5	12,6	14	53,4	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68	25,1
40	48,3	400	115	8	13,5	15	61,5	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75	32,41

Таблиця 7



Сортамент прокатної сталі. Балки двотаврові (ДСТУ 8768)

Н о м е р п р о	Лі ній на гус ти на, кг/ м	Розміри, мм					Пло ща пере різу A , см^2	Вісь x-x				Вісь y –			I_k , см^4
		h	b (b_f)	d (t_w)	t (t_f)	R		I_x , см^4	W_{x3} , см^3	i_x см	S_{x3} , см^3	I_y , см^4	W_{y3} , см^3	i_y , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10	9,46	100	55	4,5	7,2	7	12	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22	2,28
12	11,5	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,28
14	13,7	140	73	4,9	7,5	8	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55	3,59
16	15,9	160	81	5	7,8	8,5	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7	4,46
18	18,4	180	90	5,1	8,1	9	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88	5,6
20	21	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07	6,92
22	24	220	110	5,4	8,7	10	30,6	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,20	8,6
24	27,3	240	115	5,6	9,5	10,5	34,8	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37	11,1
27	31,5	270	125	6	9,8	11	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54	13,6
30	36,5	300	135	6,5	10,2	12	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69	17,4

Продовження табл. 7 додатка 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
34	42,2	340	140	7	11,2	13	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79	23,8
36	48,6	360	145	7,5	12,3	14	61,9	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89	31,4
40	57	400	155	8,5	13	15	72,6	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03	40,6
45	66,5	450	160	9	14,2	16	84,7	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09	54,7
50	78,5	500	170	10	15,2	17	100	39727	1598	19,9	919	1043	123	3,23	75,4

Таблиця 8

Сталь листова

	Товщина листа, мм																	
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	30	32	36	40	45	50	60
Ва га 1 м ² , кг	4 7 , 1	6 2 , 8	7 8, 5	9 4, 2	1 0 9, 9	1 2 5, 6	1 4 1 , 3	1 5 7 , 0	1 7 2, 7	1 9 6 , 3	2 1 9 , 8	2 3 5 , 5	2 5 1 , 2	2 8 2 , 6	3 1 4 , 0	3 5 3, 3	3 9 2, 5	4 7 1, 0

Таблиця 9 (34* [3])

Вид зварювання при діаметрі зварного дроту d, мм	Положення шва	Коефіцієнт	Значення коефіцієнтів β_f та β_z при катетах швів, мм			
			3...8	9...12	14...16	≥ 18
Автоматичне при d = 3-5	В човник	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнє	B_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	B_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнє, горизонтальне, вертикальне	B_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	B_f	0,7			
		β_z	1,0			

Таблиця 10 (38* [3])

Вид з'єднання	Вид зварювання	Межа текучості сталі, МПа (кгс/см ²)	Мінімальні катети швів k_f , мм при товщині більш товстого із зварювальних елементів t , мм						
			4 - 5	6 - 10	11 - 16	17 - 22	23 - 32	33 - 40	41 - 80
Таврове з двосторонніми кутовими швами; внапуск і кутове	Ручне	До 430 (4400)	4	5	6	7	8	9	10
		>430 (4400) до 530 (5400)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматичне та напівавтоматичне	До 430 (4400)	3	4	5	6	7	8	9
		>430 (4400) до 530 (5400)	4	5	6	7	8	9	10
Таврове з односторонніми кутовими швами	Ручне	До 380 (3900)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматичне та напівавтоматичне		4	5	6	7	8	9	10

Таблиця 11

**Марки сталі, які замінюються сталями за ДСТУ 2651:2005 Сталь вуглецева звичайної якості.
Марки (ГОСТ 380-2005)**

Сталі за ДСТУ 2651:2005	Марка сталі, яку замінюють	ДСТУ чи ТУ
C235	ВСт3кп2 ВСт3кп2-1 18кп	
C245	ВСт3пс6 (листовий прокат товщиною до 20 мм, фасонний – до 30 мм)	
C255	ВСт3пс5, ВСт3Гпс5, ВСт3пс6 (листовий прокат товщиною понад 20 до 40 мм, фасонний – понад 30 мм) ВСт3сп5-1, ВСт3Гпс5-1 18Гпс, 18Гсп, 18сп	
1	2	
C275	ВСт3пс6-2	
C285	ВСтсп5-2, ВСт3Гпс5-2	
C345, C345Т	09Г2	
	09Г2С, 14ГС (листовий прокат товщиною до 20 мм) 15ХСНД (листовий прокат товщиною до 10 мм, фасонний – до 20 мм)	
	12ГС гр. 1	

Список літератури

1. Сталеві конструкції у будівництві: Підручник / Під ред. О.Г.Хоменко.— Глухів, 2018. – 347 с..
- 2 . Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. – Львів: Світ , 2002. – 312 с.: іл.
- 3 ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування".
4. ДБН В.1.2-2:2006. Норми проектування. Навантаження і впливи. – К.: МінБуд України, 2006. – 72 с.

Основи розрахунку будівельних конструкцій: [Текст] методичні вказівки до виконання курсового проекту для здобувачів освіти спеціальності «Будівництво та експлуатація будівель і споруд» напряму підготовки «Будівництво» денної форми навчання / уклад. Н.З.Пігулко. – Любешів: ВСП «Любешівський ТФК ЛНТУ», 2023. – 45 с.

Комп'ютерний набір і верстка : Н.З.Пігулко

Редактор: Н.З.Пігулко

Підп. до друку _____ 2023 р. Формат А4.

Папір офіс. Гарн.Таймс. Умов.друкарк. 2,75

Обл.вид.арк. 2,5. Тираж 15 прим. Зам.78

