



Національний університет
водного господарства та природокористування

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування
Кафедра промислового, цивільного будівництва
та інженерних споруд

03-01-75

**Методичні вказівки
до виконання курсової роботи з навчальної дисципліни
«Будівельні конструкції»**

на тему

**«Одноповерхова виробнича будівля»
для здобувачів вищої освіти першого
(бакалаврського) рівня за спеціальністю
191 «Архітектура та містобудування»
денної форми навчання**

Рекомендовано методичною
комісією за спеціальністю
191 «Архітектура та
містобудування»
Протокол № 4 від 16.04.2019 р.

Рівне – 2019

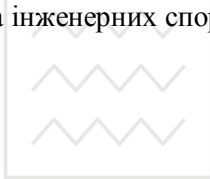


Національний університет

Методичні вказівки до виконання курсової роботи з навчальної дисципліни «Будівельні конструкції» на тему «Одноповерхова виробнича будівля» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 191 «Архітектура та містобудування» денної форми навчання / Чорнолоз В. С., Зінчук М. С. – Рівне : НУВГП, 2019. – 52 с.

Укладачі: Чорнолоз В. С., кандидат технічних наук, професор кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд; Зінчук М. С., кандидат технічних наук, доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Відповідальний за випуск: Бабич Є. М., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.



Національний університет
водного господарства
та природокористування

© Чорнолоз В. С., Зінчук М. С., 2019

© Національний університет
водного господарства та
природокористування, 2019



Зміст

Вступ	4
Вихідні дані для виконання курсової роботи	6
1. Конструкція робочого майданчика та розрахункові характеристики матеріалів	7
1.1. Конструкція робочого майданчика	7
1.2. Розрахункові характеристики матеріалів конструкцій та їх з'єднань	8
2. Розрахунок сталевого настилу	10
3. Розрахунок балки настилу	11
4. Розрахунок складеної зварної головної балки	13
4.1. Збір навантажень та визначення розрахункових зусиль	13
4.2. Підбір поперечного перерізу головної балки	15
4.3. Перевірка міцності перерізу за нормальними та дотичними напруженнями	17
4.4. Перевірка прогину головної балки	17
4.5. Зміна перерізу по довжині головної балки	18
4.6. Перевірка міцності головної балки за приведеними напруженнями	19
4.7. Перевірка загальної стійкості головної балки	20
4.8. Перевірка місцевої стійкості елементів головної балки	20
4.9. Розрахунок з'єднання поясів зі стінкою	24
4.10. Розрахунок опорної частини балки	24
4.11. Проектування монтажного стику	26
4.12. Розрахунок кріплення балки настилу до головної балки	27
5. Розрахунок центрально-стиснутої наскрізної колони	28
5.1. Встановлення розрахункової схеми колони	28
5.2. Розрахунок стержня колони	28
5.2.1. Розрахунок колони відносно матеріальної осі	29
5.2.2. Розрахунок колони відносно вільної осі	30
5.2.3. Розрахунок планок	33
5.3. Розрахунок бази колони	34
5.4. Розрахунок оголовка колони	37
5.5. Конструювання колони	39
Література	41
Додатки	42



Вступ

В курсовій роботі студенти виконують компоновання балкового перекриття та розрахунки сталевого настилу, балки настилу у вигляді прокатного двотавра, головної балки складеного двотаврового перерізу та центрально-стиснутої наскрізної колони, виконаної з двох швелерів або двох двотаврів, з'єднаних між собою планками з широкоштабової сталі, а також виконують розрахунок та конструювання вузлів конструкцій.

Курсова робота складається з розрахунково-пояснювальної записки обсягом 25...30 сторінок друкованого тексту на аркушах формату А4 через 1,5 інтервали, яка містить усі необхідні розрахунки, схеми та рисунки, а також графічної частини, виконаної на одному аркуші формату А1. Скановані рисунки, формули та креслення не допускаються.

Пропонується використовувати текстовий редактор "Word", редактор формул "Microsoft Equation", шрифт "Times New Roman" 14 пт.

Виконана студентом курсова робота представляється до захисту і оцінюється у сумі від 60 до 100 балів, з яких від 30 до 50 балів становить повністю завершена і допущена до захисту викладачем робота і від 30 до 50 балів становить оцінка, отримана студентом під час захисту. Розрахунково-пояснювальна записка і креслення оцінюються по 15...25 балів.

Завдання для виконання курсової роботи студенти денної форми навчання одержують на кафедрі промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд на спеціально розроблених бланках.



Розподілення балів

на виконання розрахунково-пояснювальної записки

Пункт записки	Назва пункту пояснювальної записки	Бали
1.	Конструкція робочого майданчика та розрахункові характеристики матеріалів	1,0
1.1.	Конструкція робочого майданчика	0,5
1.2.	Розрахункові характеристики матеріалів конструкцій та їх з'єднань	0,5
2.	Розрахунок сталюого настилу	0,5
3.	Розрахунок балки настилу	1,0
4.	Розрахунок складеної зварної головної балки	10,5
4.1	Збір навантажень і визначення розрахункових зусиль	0,5
4.2.	Підбір поперечного перерізу головної балки	2,5
4.3	Перевірка міцності підбраного перерізу головної балки за нормальними та дотичними напруженнями	1,0
4.4.	Перевірка прогину головної балки	0,5
4.5.	Зміна перерізу по довжині головної балки	1,0
4.6.	Перевірка міцності головної балки за приведеними напруженнями	0,5
4.7.	Перевірка загальної стійкості головної балки	0,5
4.8.	Перевірка місцевої стійкості елементів головної балки	1,5
4.9.	Розрахунок з'єднання поясів зі стінкою	0,5
4.10.	Розрахунок опорної частини балки	1,0
4.11.	Проектування монтажного стику	0,5
4.12.	Розрахунок кріплення балки настилу до головної балки	0,5
5.	Розрахунок центрально-стиснутої наскрізної колони	12
5.1.	Встановлення розрахункової схеми колони	1,0
5.2.	Компонування перерізу стержня колони	0,5
5.3.	Розрахунок стержня колони	5,5
5.3.1.	Розрахунок колони відносно матеріальної осі	1,5
5.3.2.	Розрахунок колони відносно вільної осі	3,0
5.3.3.	Розрахунок планок	1,0
5.4.	Розрахунок бази колони	3,0
5.5.	Розрахунок оголовка колони	1,5
5.6.	Конструювання колони	0,5
	Разом	25



Вихідні дані для виконання курсової роботи

Відповідно до завдання прийнято такі вихідні дані: для виконання курсової роботи:

- крок колон повздовжній $l_1 = 11,0$ м; поперечний $l_2 = 5,5$ м;
- тип балкової клітки – нормальний;
- відмітка верху настилу – $H_0 = 10,5$ м.
- тип сполучення балок – поверхове;
- тип колони – наскрізна з планками;
- тип бази колони – з траверсами;
- обпирання головних балок на колону – через торцеве опорне ребро;
- тимчасове нормативне навантаження – $p_0 = 40 \text{ кН/м}^2$
- тип настилу – сталевий плоский;
- монтажний стик головної балки – на монтажному зварюванні;
- монтажні з'єднання – на болтах класів точності В;
- матеріал конструкцій – сталь за ГОСТ 27772-88: настилу і балок настилу – С255; головних балок – С235; колон (стержень, база, оголовок) - С245; фундаменти під колону – із бетон класу В15.



1. Конструкція робочого майданчика та розрахункові характеристики матеріалів

1.1. Конструкція робочого майданчика

Відповідно до вихідних даних приймаємо нормальний тип балочної клітки з плоским сталевим настилом (рис.1).

Головні балки складеного двотаврового перерізу розміщуємо вздовж більшої відстані між колонами і проліт їх становить $l_1=11000$ мм (рис.1,а).

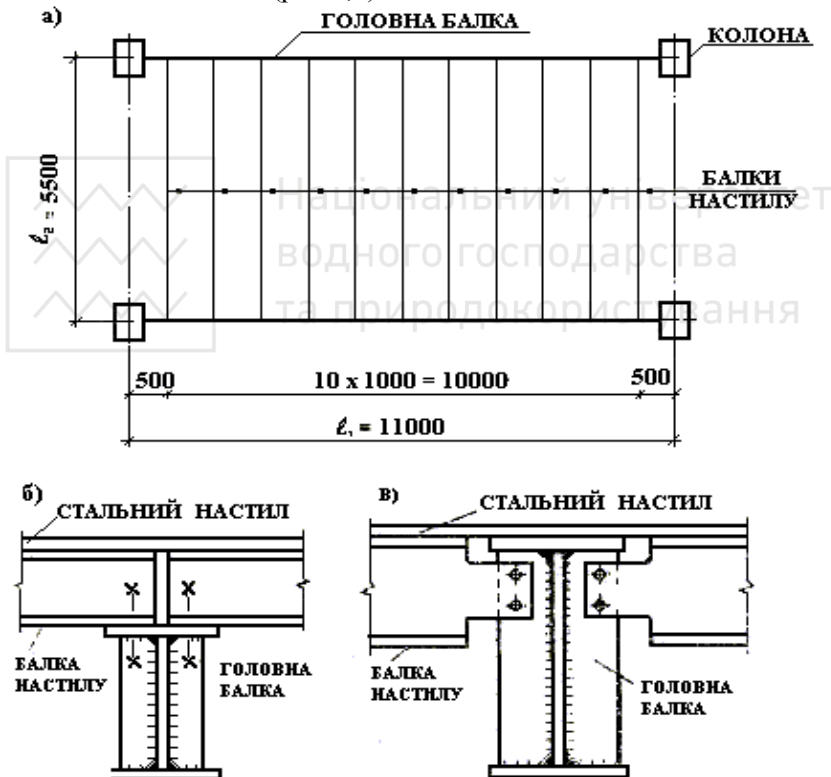


Рис.1. Схема балочної клітки

а – план ділянки балочної клітки; б – поверхове сполучення балок; в – сполучення балок в одному рівні



Балки настилу проектуємо з прокатних двотаврів і розміщуємо їх перпендикулярно до головних балок. Проліт балок настилу становить $l_2 = 5500$ мм. Крок балок настилу рекомендується приймати в межах $a = 0,6...1,6$ м і він повинен вкладатися в розмір l_1 n разів без залишку. У нашому прикладі при $l_1 = 11,0$ м приймаємо $n=11$, тоді $a = l_1/n = 11,0/11 = 1,0$ м (див. рис.1,а).

Відповідно до завдання приймаємо поверхове (рис.1,б) і, як варіант, в одному рівні (рис.1,в) сполучення балок.

Монтажні з'єднання між собою здійснюються за допомогою болтів класів точності В і С.

Перекриття робочої площадки опирається на колони наскрізного типу з двох швелерів або двотаврів, з'єднаних між собою планками.

Геометрична незмінність конструкції робочої площадки забезпечується в'язями між колонами в площині кожного ряду колон у двох взаємо перпендикулярних напрямках.

1.2. Розрахункові характеристики матеріалів конструкцій та їх з'єднань

Балки настилу

Балки настилу проектуємо з прокатних двотаврових балок за ГОСТ 8239-89 або двотаврів з паралельними гранями полиць за ГОСТ 26020-83 зі сталі С255 з розрахунковим опором $R_y = 240$ МПа і нормативним опором $R_{yn} = 245$ МПа і $R_{yn} = 370$ МПа (табл. Г. 2 [6], або додаток 1), фасонний прокат товщиною $10\text{мм} \leq t \leq 20\text{мм}$). Розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2$ МПа.

Головні балки

Головні балки проектуємо з двотаврового складеного перерізу з листової універсальної широкоштабової сталі за ГОСТ 82-70* класу С235 з розрахунковим опором $R_y = 220$ МПа і нормативним опором $R_{yn} = 360$ МПа (табл. Г. 2 [6], або додаток 1), листовий прокат товщиною $20\text{мм} \leq t \leq 40\text{мм}$). Розрахунковий опір сталі зсуву $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 220 = 127,6$ МПа. З табл. Г. 4 [6]



залежно від $R_{un}=360 \text{ МПа}$ приймаємо розрахунковий опір сталі зім'яттю торцевої поверхні $R_p=327 \text{ МПа}$.

Колони

Колони проектуємо наскрізного типу з двох прокатних швелерів (за ДСТУ 3436–96) або двотаврів (за ГОСТ 8239-89) з планками з універсальної широкоштабової сталі класу С245 за ГОСТ 82–70*.

Колона складається з трьох частин : стержня, оголовка та бази.

Стержень колони. Для фасонного прокату товщиною $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ зі сталі С245 приймаємо розрахунковий опір $R_y=240 \text{ МПа}$. (табл. Г. 2 [6], або додаток 1),

Оголовок колони. Розрахунковим елементом оголовка являється вертикальне ребро з листової сталі С245, для якої розрахунковий опір $R_y=240 \text{ МПа}$ і нормативний опір $R_{un}=370 \text{ МПа}$ (табл. Г. 2 [6], або додаток 1), листовий прокат товщиною $20 \text{ мм} \leq t \leq 30 \text{ мм}$), а розрахунковий опір $R_p=366 \text{ МПа}$ приймаємо залежно від $R_{un}=370 \text{ МПа}$.

Розрахунковий опір сталі зсуву $R_s=0,58R_y=0,58 \cdot 240=139,2 \text{ МПа}$.

База колони. Основним розрахунковим елементом бази являється опорна плита, товщина якої повинна бути не менше 20 мм.

Опорну плиту бази проектуємо з листової сталі С245 товщиною $20 \text{ мм} \leq t \leq 30 \text{ мм}$ з розрахунковим опором $R_y=240 \text{ МПа}$ (табл. Г. 2 [6], або додаток 1).

Фундаменти під колони проектуємо з бетону класу класу С12/15 з розрахунковим опором стиск $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$.

Монтажні болти для з'єднання балок настилу з головними балками

Поверхове сполучення балок. За поверхового сполучення балок монтажні болти не розраховують, а приймають конструктивно діаметром 20 мм класу точності В (або С) щонайменше класу міцності 5.6.



Сполучення балок в одному рівні. В даному випадку для менш міцної сталі головної балки С235 (порівняно з С255 балки настилу) нормативні опори становлять $R_{yn} = 230 \text{ МПа}$ і $R_{un} = 360 \text{ МПа}$.

Коефіцієнти для вибору класу міцності болтів:

$$k_1 = R_{un}/100 = 360/100 = 3,6; \quad k_2 = 10 R_{yn}/R_{un} = 10 \cdot 235/360 = 6,53.$$

Згідно з цими коефіцієнтами з табл. Д. 3 [6] прийнято клас міцності болтів 5.6, для яких розрахунковий опір зрізу $R_{bs} = 210 \text{ МПа}$. З табл. Д. 5 [6] для болтів класів точності В і С залежно від характеристичного опору $R_{un} = 360 \text{ МПа}$ прийнято розрахунковий опір зминанню сталі з'єднувальних елементів балок $R_{bp} = 475 \text{ МПа}$.

2. Розрахунок сталюого настилу

В даному прикладі проліт настилу (крок балок настилу) становить $a = 100 \text{ см}$, розрахункове експлуатаційне навантаження на настил $P_e = 40 \text{ кПа} = 40 \text{ кН/м}^2$, відношення прольоту настилу до граничного прогину приймаємо $n_0 = a/f_u = 150$.

Оскільки модуль пружності прокатної сталі $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ і коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,3$, то необхідний для розрахунків сталевих настилів за граничними станами другої групи параметр

$$E_1 = E/(1 - \nu^2) = 2,06 \cdot 10^5 / (1 - 0,3^2) = 2,26 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Розрахункова товщина настилу

$$t \geq \frac{a}{\sqrt{\frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72000E_1}{n_0^4 P_e} \right)}} = \frac{100}{\sqrt{\frac{4 \cdot 150}{15} \left(1 + \frac{72000 \cdot 2,26 \cdot 10^5}{150^4 \cdot 40} \right)}} = 1,386 \text{ см},$$

приймаємо товщину настилу $t = 14 \text{ мм}$.

Товщину сталюого настилу приймають в межах 6...14 мм, заокруглюючи в більшу сторону до цілого значення, що є у сортаменті. Якщо товщина настилу не вписується в означенні межі, то необхідно переглянути крок балок настилу.



3. Розрахунок балки настилу

В прикладі розрахунку прийнята товщина настилу $t=0,014$ м, прискорення вільного падіння $g=9,81\text{ м/с}^2$, густина сталі $\rho=7,85$ т/м³.

Характеристичне навантаження від ваги настилу:

$$S_0 = t \cdot g \cdot \rho = 0,014 \cdot 9,81 \cdot 7,85 = 1,078 \text{ кН/м}^2;$$

Розрахункове експлуатаційне навантаження від ваги настилу:

$$S_e = S_0 \cdot \gamma_{fe} = 1,078 \cdot 1 = 1,078 \text{ кН/м}^2;$$

де $\gamma_{fe} = 1$ – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Розрахункове погонне експлуатаційне навантаження на балку настилу:

$$q_{1e} = (P_e + S_e) \cdot a = (40 + 1,078) \cdot 1,0 = 41,078 \text{ кН/м.}$$

Розрахункове граничне погонне навантаження на балку настилу:

$$q_1 = (P_n \cdot \gamma_{fp} + S_n \cdot \gamma_{fs}) \cdot a = (40 \cdot 1,2 + 1,078 \cdot 1,05) \cdot 1,0 = 49,13 \text{ кН/м.}$$

Розрахункова схема балки настилу з епюрами Q, M показана на рис.2.

Максимальні значення згинаючих моментів і поперечна сила в балці:

- від розрахункового експлуатаційного навантаження:

$$M_e = q_{1e} \cdot l_2^2 / 8 = 41,078 \cdot 5,5^2 / 8 = 155,33 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- від розрахункового граничного навантаження:

$$M = q_1 \cdot l_2^2 / 8 = 49,13 \cdot 5,5^2 / 8 = 185,77 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = q_1 \cdot l_2 / 2 = 49,13 \cdot 5,5 / 2 = 135,1 \text{ кН.}$$

Балку настилу, як правило, розраховують з урахуванням розвитку пружно-пластичних деформацій.

Підбір перерізу прокатної балки полягає у виборі необхідного номеру профілю із сортаменту та виконанні перевірок його міцності, стійкості та жорсткості.

На першому етапі приймають значення $c_x = 1,10$ і $\beta = 1$.



Національний університет
водного господарства
та природокористування $q=49.13 \text{ kN/m}$

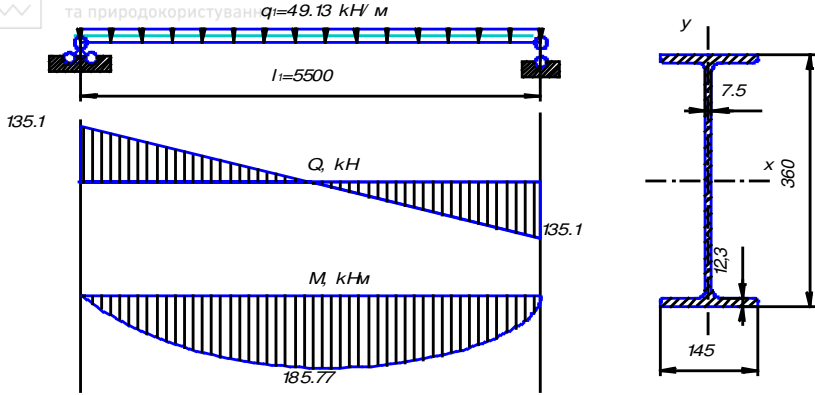


Рис.2. Розрахункова схема балки настилу з епюрами Q і M
Рис. 2 Розрахункова схема балки настилу з епюрами Q, M

Необхідний момент опору

$$W_{nec} = \frac{M_{max}}{c_x \beta R_y \gamma_c / \gamma_n} = \frac{185,77 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 1,0 \cdot 240 \cdot 1,0} = 703,7 \text{ см}^3,$$

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи (оскільки конкретні умови роботи конструкції не обумовлено).

З таблиць сортаменту приймаємо прокатний двотавр І 36 з геометричними характеристиками:

$$W_x = 743 \text{ см}^3, I_x = 13380 \text{ см}^4, S_x = 423 \text{ см}^3, h = 36 \text{ см}, b_f = 14,5 \text{ см}, t_f = 1,23 \text{ см}, t_w = 0,75 \text{ см}, A = 61,9 \text{ см}^2.$$

Оскільки в балці одночасно виникають згинаючий момент і поперечна сила, то дотичні напруження визначають за формулою

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{135,1 \cdot 10}{0,75 \cdot 33,42} = 53,9 \text{ МПа} <$$

$$< 0,5 R_s = 0,5 \cdot 0,58 R_y = 69,6 \text{ МПа},$$

де h_w – висота стінки,

$$h_w = h - 2t_f = 36 - 2 \cdot 1,23 = 33,42 \text{ см}.$$

Оскільки умова виконується, то коефіцієнт $\beta = 1$.

Обчисливши співвідношення



$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{t_w (h - 2t_f)} = \frac{14,5 \cdot 1,23}{0,75 (6,0 - 2 \cdot 1,23)} = \frac{18,7}{24,9} = 0,751,$$

з табл. М. 1 [6] для двотаврового перерізу визначають точне значення коефіцієнта $c_x = 1,0942$.

Перевірка балки прийнятого перерізу:

на міцність за нормальними напруженнями

$$\sigma = M / (C_x \cdot W_x) = 185,77 \cdot 10^2 / (1,0942 \cdot 743) = 22,79 \text{ кН/см}^2 = 227,9 \text{ Мпа} < R_s \gamma_c = 240 \text{ МПа};$$

на міцність за дотичними напруженнями в опорному перерізі:

в опорному перерізі при поперховому сполучені балок:

$$\tau = Q / [t_w (h - 2t_f)] = 135,1 / [0,75 \cdot (36 - 2 \cdot 1,23)] = 5,37 \text{ кН/см}^2 = 53,37 \text{ Мпа} < R_s \gamma_c = 139,2 \text{ МПа};$$

теж саме при сполучені балок в одному рівні (розглядається як варіант):

$$\tau = 1,5 Q / [t_w (h - 2t_f - a_1)] = 1,5 \cdot 135,1 / [0,75 \cdot (36 - 2 \cdot 1,23 - 2)] = 8,57 \text{ кН/см}^2 = 85,7 \text{ МПа} < R_s \gamma_c = 139,2 \text{ МПа};$$

де $a_1 = 2 \text{ см}$ – розмір, який враховує зменшення висоти стінки через вирізи полиць;

на прогин за граничними станами другої групи

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e l_2}{E \cdot I_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{15533 \cdot 550}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 13380} = \frac{1}{310} \leq \frac{f_u}{l_2} = \frac{1}{250}.$$

4. Розрахунок головної балки

Головну балку проектуємо у вигляді двотаврового складеного перерізу з листової універсальної широкоштабової сталі за ГОСТ 82–70* (рис. 3,б).

4.1. Збір навантажень та визначення розрахункових зусиль

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



Розрахункове експлуатаційне значення зосередженої сили:

$$F_e = q_{1e} \cdot l_2 = 41,078 \cdot 5,5 = 225,93 \text{ кН};$$

Розрахункове граничне значення зосередженої сили:

$$F = q_1 \cdot l_2 = 49,13 \cdot 5,5 = 270,22 \text{ кН}.$$

Експлуатаційне навантаження від ваги балки приймаємо $q_{const, n} = 3 \text{ кН/м}$ з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,05$.

Реальне навантаження на балку замінюємо еквівалентним рівномірно розподіленим по прольоту (рис. 3, а):

Розрахункове експлуатаційне значення еквівалентного навантаження:

$$q_e = \frac{n^2 + 1}{n} \cdot \frac{F_e}{l_1} + q_{const, n} = \frac{11^2 + 1}{11} \cdot \frac{225,93}{11} + 3 = 230,8 \text{ кН/м};$$

розрахункове граничне значення еквівалентного навантаження:

$$q = \frac{n^2 + 1}{n} \cdot \frac{F}{l_1} + \gamma_{fm} \cdot q_{const, n} = \frac{11^2 + 1}{11} \cdot \frac{270,22}{11} + 1,05 \cdot 3 = 275,6 \text{ кН/м},$$

де $n=11$ – число балок настилу, що опираються на головну балку (див.рис.1,а).

Розрахункова схема головної балки з епюрами Q і M показана на рис. 3, а.

Максимальний згинальний момент в балці:

від розрахункового експлуатаційного навантаження:

$$M_e = q_e \cdot l_1^2 / 8 = 230,8 \cdot 11^2 / 8 = 3490,85 \text{ кН·м};$$

від розрахункового граничного навантаження:

$$M = q \cdot l_1^2 / 8 = 275,6 \cdot 11^2 / 8 = 4168,45 \text{ кН·м}.$$

Розрахункова поперечна сила в опорному перерізі балки:

$$Q = q \cdot l_1 / 2 = 275,6 \cdot 11 / 2 = 1515,8 \text{ кН}.$$

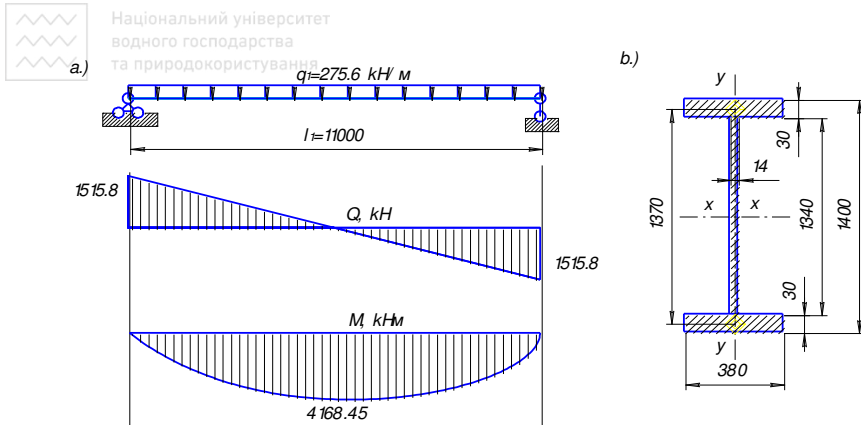


Рис. 3. Розрахункова схема головної балки з епюрами Q і M (а) та поперечний переріз балки (б).

4.2. Підбір поперечного перерізу головної балки

Головну балку проектуємо за пружної роботи металу зі сталі С235, для якої розрахункові опори становлять: $R_y = 220$ МПа, $R_s = 127,6$ МПа, $R_p = 327$ МПа.

Необхідні моменти опору:

$$W_0 = M / (R_y \cdot \gamma_c) = 4168.45 \cdot 10^3 / (220 \cdot 1) = 18947,5 \text{ см}^3.$$

У зв'язку з тим, що найбільший прокатний двотавр І 60 (ГОСТ 8239-89) має $W_x = 2560 \text{ см}^3 < W_0 = 18947,5 \text{ см}^3$, тому головну балку проектуємо з складеного двотаврового перерізу (рис. 3, б).

Висота перерізу головної балки у першому наближенні:

$$h = \frac{1}{10} \cdot l = \frac{1}{10} \cdot 11000 = 1100 \text{ мм};$$

приймаємо $h = 1100$ мм.

Орієнтовне значення товщини стінки:

$$t_{w1} = 7 + 3 \cdot h = 7 + 3 \cdot 1, l = 10,3 \text{ мм}.$$

Розрахункове значення товщини стінки заокруглюють у більшу сторону і приймають стандартним із сортамента. Тому для попередніх розрахунків прийнято $t_w = 11$ мм.

Оптимальна висота балки:



$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{W_0/t_{w1}} = 1 \cdot \sqrt{18947,5/1,1} = 135,6 \text{ см};$$

приймаємо $h_{opt}=140$ см. (Як правило, h_{opt} заокруглюють у більшу сторону до числа кратного 10 см).

Перевіряємо достатність попередньо прийнятої товщини стінки:

при роботі на зсув:

$$t_{w, \min 2} = 1,5 \cdot Q / (h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c) = 1,5 \cdot 1515,8 / (133 \cdot 12,76 \cdot 1) = 1,34 \text{ см},$$

де $h_w = 0,95 \cdot h = 0,95 \cdot 140 = 133$ см.

для забезпечення умови, за якої не потрібно стінку балки укріплювати поздовжніми ребрами жорсткості:

$$t_{w, \min 3} = \frac{h_w}{6} \cdot \sqrt{R_y/E} = \frac{133}{6} \sqrt{220/2,06 \cdot 10^5} = 0,72 \text{ см}.$$

З урахуванням сортаменту на універсальну листову сталь приймаємо стінку товщиною $t_w=14$ мм.

Мінімальна висота балки з умови забезпечення нормативного прогину $f_u/l=1/400$:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{M_e \cdot l_1}{W_0 \cdot E \cdot f_u/l} = \frac{5}{24} \cdot \frac{3490,85 \cdot 1100 \cdot 400 \cdot 10^3}{18947,5 \cdot 2,06 \cdot 10^5} = 82,0 \text{ см}.$$

З урахуванням виконаних розрахунків приймаємо остаточну висоту балки $h=140$ см.

Обчислюємо необхідний момент інерції перерізу балки:

$$I_0 = 0,5 \cdot W_0 \cdot h = 0,5 \cdot 18947,5 \cdot 140 = 1326325 \text{ см}^4.$$

Прийнявши орієнтовно висоту стінки $h_w = 0,95 \cdot h = 0,95 \cdot 140 = 133,5$ см, визначаємо момент інерції стінки:

$$I_w = t_w \cdot h_w^3 / 12 = 1,4 \cdot 133^3 / 12 = 274474 \text{ см}^4.$$

Необхідний момент інерції поясних листів:

$$I_f = I_0 - I_w = 1326325 - 274474 = 1051851 \text{ см}^4.$$

Прийнявши орієнтовно відстань між центрами ваги поясів $h_f = 0,97 \cdot h = 0,97 \cdot 140 = 135,8$ см, обчислюємо необхідну площу перерізу одного пояса:

$$A_f = 2 \cdot I_f / h_f^2 = 2 \cdot 1051851 / 135,8^2 = 114,0 \text{ см}^2.$$

Ширина поясного листа повинна бути в межах $b_f = (1/3 \dots 1/5) \cdot h = (1/3 \dots 1/5) \cdot 140 = 46,7 \dots 28$ см.



З урахуванням сортаменту на універсальну сталь приймаємо $b_f=380$ мм. Необхідна товщина поясного листа:

$$t_f = A_f/b_f = 114,0/38 = 3,0 \text{ см.}$$

Згідно сортаменту приймаємо $t_f = 30$ мм.

Із умови зварюваності пояса зі стінкою повинна виконуватися умова: $t_f/t_w = 30/14 = 2,14 < 3,0$.

Перевірка умови забезпечення місцевої стійкості стиснутого пояса:

$$b_f = 38 \text{ см} < t_f \cdot \sqrt{E/R_y} = 3 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 220} = 91,8 \text{ см.}$$

4.3. Перевірка міцності перерізу за нормальними та дотичними напруженнями

Геометричні характеристики перерізу балки (рис. 3, б):

момент інерції:

$$I_x = t_w \cdot h_w^3 / 12 + 2 \cdot b_f \cdot t_f^3 / 12 + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot h_f^2 / 4 = 1,4 \cdot 134^3 / 12 + 2 \cdot 38 \cdot 3^3 / 12 + 2 \cdot 38 \cdot 3 \cdot 137,2^2 / 4 = 1350716 \text{ см}^4,$$

де $h_w = h - 2 \cdot t_f = 140 - 2 \cdot 3 = 134$ см – висота стінки;

$h_f = h - t_f = 140 - 3 = 137$ см – відстань між центрами ваги поясів.

Момент опору

$$W_x = 2 \cdot I_x / h = 2 \cdot 1350716 / 140 = 119296 \text{ см}^3 > W_0 = 11199,8 \text{ см}^3.$$

Нормальні напруження в перерізі балки з максимальним моментом

$$\sigma = M / W_x = 4168,45 \cdot 10^2 / 119296 = 21,6 \text{ кН/см}^2 = 216$$

$$\text{Мпа} < R_{y,c} = 220 \text{ МПа.}$$

Максимальна поперечна сила $Q=1515,8$ кН. Обпирання головної балки на колону здійснюється за допомогою торцевого ребра і поперечна сила у цьому випадку сприймається тільки стінкою:

$$\tau = 1,5Q / (t_w \cdot h_w) = 1,5 \cdot 1515,8 / (1,4 \cdot 134) = 12,12 \text{ кН/см}^2 = 121,2 \text{ МПа} < R_{s,c} = 127,6 \text{ МПа.}$$

4.4. Перевірка прогину балки

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l_1}{\alpha \cdot E \cdot I_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{3490,85 \cdot 10^3 \cdot 1100}{0,9 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 1350716} = \frac{1}{626} < \frac{f_u}{l} = \frac{1}{400},$$

де $\alpha=0,9$ – коефіцієнт, що враховує зменшення перерізу балки.



4.5. Зміна перерізу по довжині балки

Зміну перерізу балки здійснюємо за рахунок зменшення ширини поясних листів (рис.4). Зміну перерізів поясів рекомендується розміщувати на відстані $c=l_1/6=11000/6=1833,3$ мм від опор головної балки приймаємо $c=1800$ мм.

У місцях зміни перерізів поясів обчислюємо:

згинальний момент:

$$M_1 = q \cdot c \cdot (l_1 - c) / 2 = 275,6 \cdot 1,8 \cdot (11 - 1,8) / 2 = 2282,0 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

поперечна сила:

$$Q_1 = q \cdot (0,5 \cdot l_1 - c) = 275,6 \cdot (0,5 \cdot 11 - 1,8) = 1019,72 \text{ кН}.$$

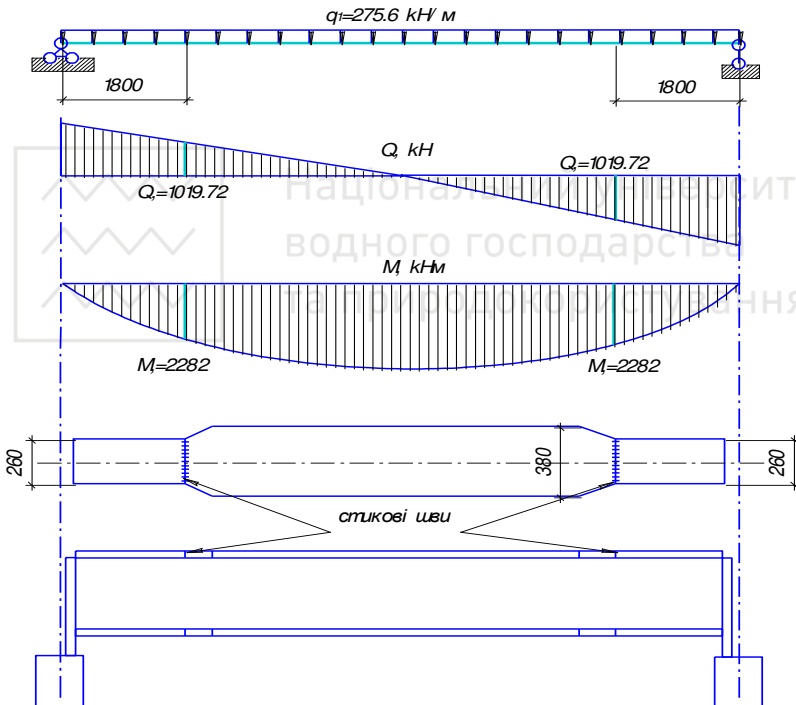


Рис.4. Зміна перерізу головної балки.

Необхідні геометричні характеристики зміненого перерізу балки:

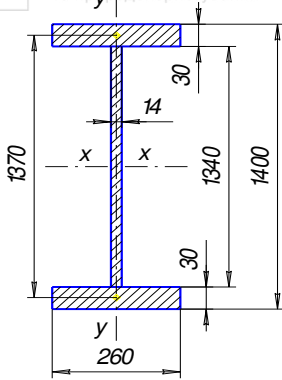


Рис.5. Зменшений переріз
головної балки.

момент опору:

$$W_I = M_I / (R_y \cdot \gamma_c) = 228200 / (22 \cdot 1) = 10372,7 \text{ см}^3;$$

момент інерції:

$$I_I = 0,5 \cdot W_I \cdot h = 0,5 \cdot 10372,7 \cdot 140 = 726091 \text{ см}^4;$$

площа зменшеного поясного листа:

$$A_{fl} = 2 \cdot (I_I - t_w \cdot h_w^3 / 12) / h_f^2 = 2 \cdot (726091 - 1,4 \cdot 134^3 / 12) / 137^2 = 77,4 \text{ см}^2;$$

ширина зменшеного поясного листа:

$$b_{fl} = A_{fl} / t_f = 77,4 / 3 = 25,8 \text{ см.}$$

Враховуючи, що ширина зменшеного
поясного листа повинна бути:

$b_{fl} > 20$, $b_{fl} > h / 10 = 140 / 10 = 14 \text{ см}$ і
 $b_{fl} > 0,5 \cdot b_f = 0,5 \cdot 38 = 19 \text{ см}$, з урахуванням
сортаменту приймаємо $b_{fl} = 260 \text{ мм}$.

Зменшений переріз балки показаний на рис. 5.

4.6. Перевірка міцності балки за приведеними напруженнями

У небезпечному перерізі, зміни ширини поясних листів,
діють згинальний момент $M_I = 2282,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$ і поперечна сила
 $Q_I = 1019,72 \text{ кН}$.

Момент інерції зміненого перерізу балки:

$$I_{xI} = t_w \cdot h_w^3 / 12 + b_{fl} \cdot t_f^3 / 6 + b_{fl} \cdot t_f \cdot h_f^2 / 2 = 1,4 \cdot 134^3 / 12 + 26 \cdot 3^3 / 6 + 26 \cdot 3 \cdot 17^2 / 2 = 1012820 \text{ см}^4.$$

Середнє дотичне напруження:

$$\tau = Q_I / (t_w \cdot h_w) = 1019,72 / (1,4 \cdot 134) = 5,44 \text{ кН/см}^2 = 54,4 \text{ МПа.}$$

МПа.

Нормальне напруження на рівні поясних швів балки:

$$\sigma = M_I \cdot h_w / (2 \cdot I_{xI}) = 228200 \cdot 134 / (2 \cdot 1012820) = 15,1 \text{ кН/см}^2 = 151 \text{ МПа.}$$

Умова міцності перерізу балки за приведеними
напруженням

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{151^2 + 3 \cdot 54,4^2} = 178 \text{ МПа} < 1,15 \cdot 220 \cdot 1 = 253 \text{ МПа.}$$



4.7. Загальна стійкість балки

Згідно з пунктом 9.4.4 [6] загальна стійкість балки буде забезпечена, якщо за поверхового сполучення балок виконується умова:

$$a = 100 < b_f \left[0,41 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= 38 \cdot \left[0,41 + 0,0032 \cdot \frac{38}{3} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{38}{3} \right) \cdot \frac{38}{140} \right] \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{220}} = 690,3 \text{ см.}$$

За сполучення балок в одному рівні на всі балки зверху безперервно опирається жорсткий металевий настил, тому згідно з пунктом 9.4.4 [6] балка явно стійка і не потребує перевірки.

4.8. Місцева стійкість елементів балки

Стиснутий пояс є стійким, так як розміри його перерізу прийняті з урахуванням умови стійкості (див. п. 4.2). Поперечні ребра розміщуємо під кожною балкою настилу (рис.6). Таким чином, крок поперечних ребер і балок настилу співпадає і становить $a = 1000 \text{ мм}$. У курсовому проекті $h_{ef} = h_w = 1340 \text{ мм}$.

Ширина виступаючої частини ребра згідно з п. 9.5.9 [6]

$$b_h = h_{ef}/30 + 40 = 1340/30 + 40 = 84,7 \text{ мм.}$$

Враховуючи залежність між шириною ребра b_h і шириною зменшеного перерізу поясного листа $b_{fl} = 2 b_h + t_w$ (в даному прикладі $b_{fl} = 260 \text{ мм}$), приймаємо $b_h = 100 \text{ мм}$.

Товщина ребра:

$$t_s \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 100 \cdot \sqrt{220/2,06 \cdot 10^5} = 6,54 \text{ мм;}$$

приймаємо $t_s = 8 \text{ мм}$.

Умовна гнучкість стінки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{R_y/E} = \frac{1340}{14} \cdot \sqrt{220/2,06 \cdot 10^5} = 3,1.$$



У зв'язку з тим, що $\bar{\lambda}_w = 3,1 < 3,2$, то поперечні ребра відіграють тільки конструктивну функцію і крок між ними не нормується. З урахуванням розміщення балок настилу приймаємо $a = 100\text{см}$ (рис.6).

Якщо $\bar{\lambda}_w > 3,2$, то поперечні ребра являються конструктивними елементами, що підвищують стійкість стінки. Відстань між поперечними ребрами в цьому випадку повинна погоджуватися з кроком балок настилу і не перевищувати максимального значення $a_{max} = 2 \cdot h_{ef}$ (для зварних балок $h_{ef} = h_w$).

Перевірка стійкості стінки. Якщо $\bar{\lambda}_w > 3,5$, то необхідно перевіряти стійкість стінки, укріпленої поперечними ребрами жорсткості.

В курсовому проєкті ця перевірка здійснюється тільки в учбових цілях.

Перевірку стійкості виконуємо лише для одного відсіку, де розташоване місце зміни перерізу поясів. Розрахунковий відсік має $a = 1000\text{мм}$ і висоту $h_{ef} = h_w = 1340\text{мм}$, тобто $a = 1000 < h_{ef} = h_w = 1340$, тому розрахункові перерізи I та II розміщуємо на границях відсіку (рис 6).

Якщо $a > h_{ef}$, то в розрахунок вводиться умовний відсік довжиною h_{ef} .

У нашому прикладі відстані від лівої опори відповідно до перерізів I та II $x_1 = 1500$ мм та $x_2 = 2500$ мм.

Згинальні моменти та поперечні сили в перерізах I та II:

$$M_I = \frac{q_{екв} \cdot x_1 \cdot (l - x_1)}{2} = \frac{275,6 \cdot 1,5 \cdot (1 - 1,5)}{2} = 1963,65 \text{ кНм};$$

$$M_{II} = \frac{q_{екв} \cdot x_2 \cdot (l - x_2)}{2} = \frac{275,6 \cdot 2,5 \cdot (1 - 2,5)}{2} = 2928,25 \text{ кНм};$$

середнє значення моментів:

$$M = 0,5 \cdot (M_I + M_{II}) = 0,5 \cdot (1963,65 + 2928,25) = 2445,95 \text{ кНм.}$$

$$Q_I = q_{екв} \cdot (0,5l_1 - x_1) = 275,6 \cdot (0,5 \cdot 11 - 1,5) = 1102,4 \text{ кН};$$

$$Q_{II} = q_{екв} \cdot (0,5l_1 - x_2) = 275,6 \cdot (0,5 \cdot 11 - 2,5) = 826,8 \text{ кН};$$



середнє значення поперечних сил:

$$Q = 0,5 \cdot (Q_I + Q_{II}) = 0,5 (102,4 + 826,8) = 964,6 \text{ кН.}$$

Стискаюче нормальне напруження в стінці на рівні поясних

швів

$$\sigma = \frac{M \cdot h_w}{2 \cdot I_{x1}} = \frac{244595 \cdot 134}{2 \cdot 1012820} = 16,18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 161,8 \text{ ММПа};$$

$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w} = \frac{964,6}{1,4 \cdot 134} = 5,14 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 51,4 \text{ ММПа.}$$

При поверховому сполучені $\beta = 0,8$ (табл. 9.3 [6]).

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_r}{t_w} \right)^3 = 0,8 \frac{38}{134} \left(\frac{3}{1,4} \right)^3 = 2,23$$

Залежно від коефіцієнта $\delta = 2,23$ з табл. 9.2 [6] визначаємо коефіцієнт $c_{cr} = 33,45$.

За сполучення балок в одному рівні, як варіант, коефіцієнт $\beta = \infty$ (табл.9.3 [6]), а коефіцієнт δ обчислюється за формулою

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_r}{t_w} \right)^3 = \infty \cdot \frac{30}{134} \left(\frac{3}{1,4} \right)^3 = \infty.$$

Залежно від коефіцієнта $\delta = \infty (\delta > 30)$ з табл. 9.3 [6] визначаємо коефіцієнт $c_{cr} = 35,5$.

Із двох розмірів розрахункового відсіку меншу сторону позначаємо $d = a = 1000$ мм. Гнучкість стінки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1000}{14} \sqrt{\frac{220}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,3.$$

Відношення більшої сторони стінки до меншої

$$\mu = \frac{h_{ef}}{d} = \frac{1340}{1000} = 1,34.$$

Критичні напруження:
нормальні



Національний університет
водного господарства
та природокористування

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w} = \frac{33,45 \cdot 220}{2,3^2} = 1391,1 \text{ МПа};$$

дотичні

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda_w^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,34^2} \right) \frac{127,6}{2,3^2} = 353,6 \text{ МПа}.$$

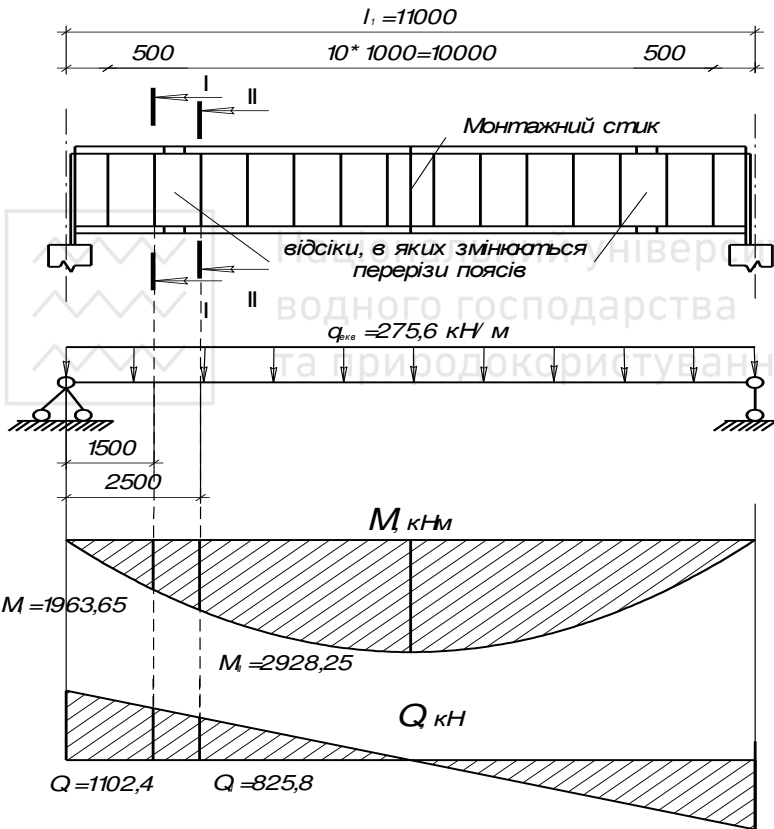


Рис.6. Розміщення поперечних ребер жорсткості та перевірка місцевої стійкості стінки



$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{161,8}{1391,1}\right)^2 + \left(\frac{51,4}{353,6}\right)^2} = 0,186 < \gamma_c = 1$$

4.9. Розрахунок з'єднання полиці зі стінкою

Поясні шви виконуються автоматичним зварюванням. Відповідно до марки сталі головної балки С235 з табл. Д. 1 [6] (додаток 8) приймаємо зварювальний дріт марки Св-08А, для якого розрахунковий опір $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$, а

$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}$. З табл. 16.2 [6] для нижнього положення шва, виконаного автоматичним зварюванням з використанням дроту діаметром $d = 1,4 \dots 2 \text{ мм}$, для катету шва $k_f = 3 \dots 8 \text{ мм}$ визначають коефіцієнти $\beta_f = 0,9$ і $\beta_z = 1,05$ (додаток 7).

Оскільки

$$\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 180 = 162 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 166,5 = 174,83 \text{ МПа},$$

то шви розраховують лише в перерізі по металу шва.

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

$$S_{f1} = 0,5 \cdot b_{f1} \cdot t_f \cdot h_f = 0,5 \cdot 26 \cdot 3 \cdot 137 = 5343 \text{ см}^3.$$

Момент інерції зміненого перерізу балки $I_{x1} = 1012820 \text{ см}^4$.

Необхідний катет поясних швів:

$$k_f = Q \cdot S_{f1} / (2 \cdot I_{x1} \cdot \beta_f \cdot R_{wf}) = 1515,8 \cdot 5343 / (2 \cdot 1012820 \cdot 18 \cdot 0,9) = 0,25 \text{ см}.$$

Згідно з табл. 16.1 [6] (додаток 9) приймаємо $k_f = 8,0 \text{ мм}$.

4.10. Розрахунок опорного ребра

Головна балка опирається на колону зверху через торцеве опорне ребро (рис. 7.). Опорна реакція головної балки $F = Q = 1515,8 \text{ кН}$. Розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні опорного ребра $R_p = 327 \text{ МПа}$.

Необхідна площа перерізу опорного ребра :



$$A_s = F / (R_p \cdot \gamma_c) = 1515,8 / (32,7 \cdot 1) = 46,4 \text{ см}^2.$$

Ширину опорного ребра приймаємо рівною ширині поясного листа в опорній частині балки $b_s = b_{fl} = 260 \text{ мм}$.

$$\text{Товщина ребра } t_s = A_s / b_s = 46,4 / 26 = 1,78 \text{ см};$$

приймаємо $t_s = 20 \text{ мм}$.

(Товщину ребра приймають не менше за розрахункове значення з урахуванням розмірів, наведених у сортаменті, і не менше за товщину $t = 20 \text{ мм}$).

Перевіряємо стійкість опорної частини балки як умовного стояка таврового перерізу довжиною $l = h_w = 1340 \text{ мм}$ і завантаженого опорною реакцією $F = 1515,8 \text{ кН}$ (рис. 7).

Геометричні характеристики таврового перерізу стояка (рис. 7, а переріз 2-2):

площа перерізу:

$$A = b_s \cdot t_s + s \cdot t_w = 26 \cdot 2 + 27,8 \cdot 1,4 = 90,92 \text{ см}^2;$$

момент інерції:

$$I_x = t_s \cdot b_s^3 / 12 + s \cdot t_w^3 / 12 = 2 \cdot 26^3 / 12 + 27,8 \cdot 1,4^3 / 12 = 2935,7 \text{ см}^4;$$

радіус інерції:

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{2935,7 / 90,92} = 5,68 \text{ см},$$

$$\text{де } S = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E / R_y} = 0,65 \cdot 1,4 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 220} = 27,8 \text{ см};$$

приймаємо $S = 240 \text{ мм}$.

Коефіцієнт стійкості φ залежить від умовної гнучкості стержня $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ та типу кривої стійкості, яка, у свою чергу, залежить від типу перерізу і визначається з табл. Ж. 1 [6] (додаток 3,4).

Гнучкість стояка

$$\lambda_x = l_e / i_x = h_w / i_x = 1340 / 5,68 = 23,6.$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 23,6 \sqrt{\frac{220}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,770.$$

Для типу кривої стійкості c коефіцієнт стійкості $\varphi = 0,953$ і перевіряємо стійкість стояка:

$$\sigma = F / (\varphi \cdot A) = 1515,8 / (0,953 \cdot 90,92) = 17,49 \text{ кН/см}^2 = 174,9 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 220 \text{ МПа}.$$



Виступаюча донизу частина опорного ребра приймається висотою $d \leq 1,5 t_r$ і зазвичай становить $15...30$ мм. У даному випадку; прийнято $d = 26$ мм (див. рис. 7).

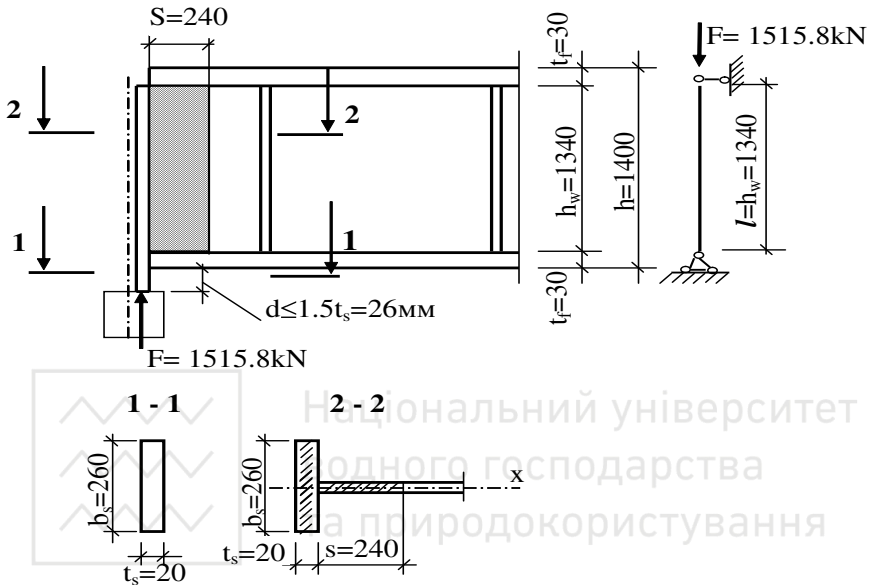


Рис.7. Опорна частина головної балки.

4.11. Монтажный стик

Монтажный стик влаштовують з урахуванням розміщення поперечних ребер жорсткості. Якщо балка розділена поперечними ребрами на непарне число відсіків, то монтажний стик передбачається посередині прольоту головної балки. Якщо число відсіків парне, то монтажний стик проектують у першому від середини прольоту відсіці лівої чи правої частини балки.

У нашому прикладі з парним числом відсіків монтажний стик розміщуємо в лівому від середини прольоту відсіці балки (див. рис. 6).



Стики виконуємо зварним прямим швом з повною проварюванням з'єднувальних елементів із застосуванням фізичних методів контролю якості шва. Такий шов являється рівномічним з основним металом і може не розраховуватися.

4.12. Розрахунок прикріплення балок настилу до головних балок

При поверховому сполученні балки настилу опирається на головні балки зверху і прикріплюється до них за допомогою двох болтів діаметром $d=20$ мм класів точності В і С без розрахунку (див. рис. 1,б).

Розглянемо як варіант сполучення балок в одному рівні за допомогою болтів класу міцності міцності 5.6 з розрахунковими опорами $R_{bs} = 160$ МПа і $R_{bp} = 475$ МПа. Коефіцієнт роботи з'єднання $\gamma_b=0,9$ (табл. 35* [1], кількість болтів з'єднання $n \geq 2$).

Товщина стінки балки настилу із двотавра І 36 $t_w=7,5$ мм, товщина поперечного ребра головної балки $t_s=8,0$ мм, тобто менша із двох товщин $\Sigma t=7,5$ мм. Число зрізів одного болта $n_s=1$.

Приймаємо діаметр болтів $d=20$ мм з площею перерізу $A=3,14$ см² (табл. Д.8 [6]), (додаток 8).

Несуча здатність болта при дії зсувного зусилля:

$$\text{на зріз: } N_{bs} = R_{bs} \cdot A \cdot n_s \cdot \gamma_b = 16 \cdot 3,14 \cdot 1 \cdot 0,9 = 45,22 \text{ кН};$$

$$\text{на зім'яття: } N_{bp} = R_{bs} \cdot d \cdot \Sigma t \cdot \gamma_b = 45 \cdot 2 \cdot 0,75 \cdot 0,9 = 60,75 \text{ кН}.$$

Таким чином менша із несучих здатностей болта становить $N_{b,min} = 45,22$ кН.

Розрахункове зусилля, яке передається від балки настилу на болтове з'єднання, становить $F = Q = 135,1$ кН.

Необхідна кількість болтів у з'єднанні

$$n \geq F / N_{b,min} = 135,1 / 45,22 = 2,99.$$

приймаємо $n = 3$ болти.

Конструювання з'єднання, тобто призначення відстані між центрами болтів, а також від центрів болтів до краю елементів у напрямку та поперек дії зусилля виконується згідно з табл. 16.3 [6]. Оскільки у з'єднанні застосовано болти діаметром $d_b = 20$ мм, то для класу точності болтів С згідно з вимогами табл. 16.3 [6] діаметр отвору прийнято $d = 23$ мм. (додаток 15).



5. Розрахунок колони

Колони проектується наскрізного типу з двох прокатних швелерів за ДСТУ 3436–96 або двотаврів за ГОСТ 8239-89 та листових елементів з універсальної широкоштабової сталі за ГОСТ 82–70*.

5.1. Встановлення розрахункової схеми колони

Вибір розрахункової схеми передбачає визначення осьового зусилля, геометричної довжини колони та способу закріплення її кінців.

Розрахункове зусилля в колоні: $N=2 \cdot Q=2 \cdot 1515,8=3031,6 \text{ кН}$.

Геометрична довжина колони:

за *поверхового сполучення балок*:

$$l_c = H + d_1 - (h_0 + d) = 10500 + 150 - (1774 + 26) = 8850 \text{ мм},$$

за *сполучення балок в одному рівні*:

$$l_c = H + d_1 - (h_0 + d) = 10500 + 150 - (1414 + 26) = 9210 \text{ мм},$$

де $H=10500$ мм – відмітка підлоги робочої площадки;

$d_1=150$ мм – заглиблення бази нижче відмітки чистої підлоги;

h_0 – будівельна висота перекриття робочої площадки, залежить від способу сполучення балок:

за *поверхового сполучення балок*:

$$h_0 = h + h_1 + t = 1400 + 360 + 14 = 1774 \text{ мм},$$

за *сполучення балок в одному рівні*:

$$h_0 = h + t = 1400 + 14 = 1414 \text{ мм},$$

де $h=1400$ мм – висота головної балки; $h_1=360$ мм – висота балки настилу; $t=14$ мм – товщина настилу.

Враховуючи конструкцію обпирання балок на колони та колон на фундаменти, приймаємо шарнірне закріплення кінців колони. Розрахункова схема колони показана на рис. 8.

Розрахункові довжини колони:

$$l_{ef} = l_{x1} = l_{y1} = \mu \cdot l_c = 1 \cdot 8850 = 8850 \text{ мм}.$$

5.2. Розрахунок стержня колони

Стержень наскрізної колони компонуємо із двох прокатних швелерів або двотаврів з'єднаних між собою планками (рис. 9).



В даному прикладі розрахована колона із двох двотаврів (рис. 9,б).

Стержень колони проектуємо зі сталі С245 з розрахунковим опором $R_y=240$ МПа.

5.2.1. Розрахунок колони відносно матеріальної осі X_1-X_1

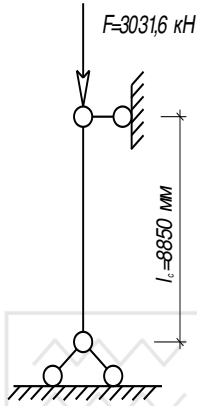


Рис. 8. Розрахункова схема колони.

Прийнявши попередньо коефіцієнт стійкості з табл. Ж. 1 [6], (додаток 3,4) для типу кривої стійкості b для значення $\bar{\lambda} = 2,5$, що відповідає гнучкості $\lambda \approx 50$ $\varphi=0,852$, визначаємо необхідну площу перерізу вітки колони:

$$A_1 = N / (2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c) = 3031,6 \cdot 10 / (2 \cdot 0,852 \cdot 240 \cdot 1) = 74,1 \text{ см}^2.$$

Необхідний радіус інерції перерізу колони згідно з прийнятою гнучкістю:

$$i_{x1} = l_{x1} / \lambda = 8850 / 50 = 17,7 \text{ см.}$$

За необхідними площею перерізу вітки $A_1=74,1 \text{ см}^2$ і радіусом інерції $i_{x1}=17,7 \text{ см}$ з таблиць сортаменту приймаємо прокатний двотавр I № 45 з геометричними

характеристиками:

$$A_b=84,7 \text{ см}^2, I_x=27696 \text{ см}^4, I_y=808 \text{ см}^4, i_x=18,1 \text{ см}, i_y=3,09 \text{ см}, b_f=160 \text{ мм}, t_f=14,2 \text{ мм}, t_w=9,0 \text{ мм}.$$

Перевірка стійкості підбраного перерізу колони відносно матеріальної осі X_1-X_1 , для чого:

обчислюємо гнучкість колони:

$$\lambda_{x1} = l_{x1} / i_{x1} = 8850 / 18,1 = 48,9 < \lambda_u = 127,8;$$

Умовна гнучкість

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 48,9 \cdot \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 1,60$$

Точне значення гнучкості стержня колони

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,870 = 127,8,$$

де
$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c / \gamma_n} = \frac{3031,6 \cdot 10}{0,881 \cdot 164,9 \cdot 240} = 0,870,$$



$A = 2 A_1 = 2 \cdot 84,7 = 169,4 \text{ см}^2$ – площа перерізу стержня колони.

Залежно від $\bar{\lambda}_x = 1,60$ з табл. Ж. 1 [6], (додаток 3,4) приймається коефіцієнт $\varphi = 0,881$ і перевіряємо стійкість колони:

$$\sigma = N / (2 \cdot \varphi \cdot A_b) = 3031,6 / (2 \cdot 0,881 \cdot 84,7) = 20,88 \text{ кН/см}^2 = 208,8 \text{ МПа} < R_{\gamma_c} = 240 \text{ МПа}.$$

5.2.2. Розрахунок стержня колони відносно вільної осі

Для попередніх розрахунків приймаємо гнучкість окремої вітки колони на відстані між планками у проясненні $\lambda_b = 30$.

Виходячи з умови рівності стійкості $\lambda_{x1} = \lambda_{ef}$, визначаємо гнучкість стержня колони відносно вільної осі перерізу:

$$\lambda_{y1} = \sqrt{\lambda_{x1}^2 - \lambda_b^2} = \sqrt{48,9^2 - 30^2} = 38,6.$$

Необхідний радіус інерції перерізу колони відносно вільної осі:

$$i_{y1} = I_{y1} / \lambda_{y1} = 885 / 38,6 = 22,93 \text{ см}.$$

Необхідна ширина перерізу колони: $b = i_{y1} / \alpha_{y1}$ де α_{y1} – коефіцієнт форми перерізу, приймається $\alpha_{y1} = 0,44$ – для перерізу із двох швелерів і $\alpha_{y1} = 0,6$ – для перерізу із двох двотаврів. Потрібну ширину перерізу заокруглюють в більший бік на 10 мм з таким розрахунком, щоб зазор між внутрішніми кромками полиць віток колони був не менше $a_2 = b - 2b_f \geq 100 \dots 150$ мм; для колони із двох двотаврів $a_2 = b - 2b_f \geq 100 \dots 150$ мм; тут b_f – ширина полиці швелера чи двотавра.

У нашому прикладі (переріз із двох двотаврів)

$$b = i_{y1} / \alpha_{y1} = 22,93 / 0,6 = 38,2 \text{ см}.$$

Приймаємо $b = 400$ мм, що забезпечує необхідний зазор між внутрішніми кромками полиць віток колони: $a = b - 2 \cdot b_f = 400 - 160 = 240$ мм > 150 мм.

Призначаємо розміри планок (рис.9): ширина планки

$$d_s = (0,5 \dots 0,8) b = (0,5 \dots 0,8) \cdot 400 = 200 \dots 320 \text{ мм},$$

приймаємо $d_s = 280$ мм;

довжина планок $b_s = a_2 + 2 \cdot 50 = 240 + 2 \cdot 50 = 340$ мм;

товщину планок приймаємо $t_s = (1/30 \dots 1/50) \cdot d_s = (1/30 \dots 1/50) \cdot 280 = 9,3 \dots 5,6$ мм,



Національний університет
водного господарства
та природокористування

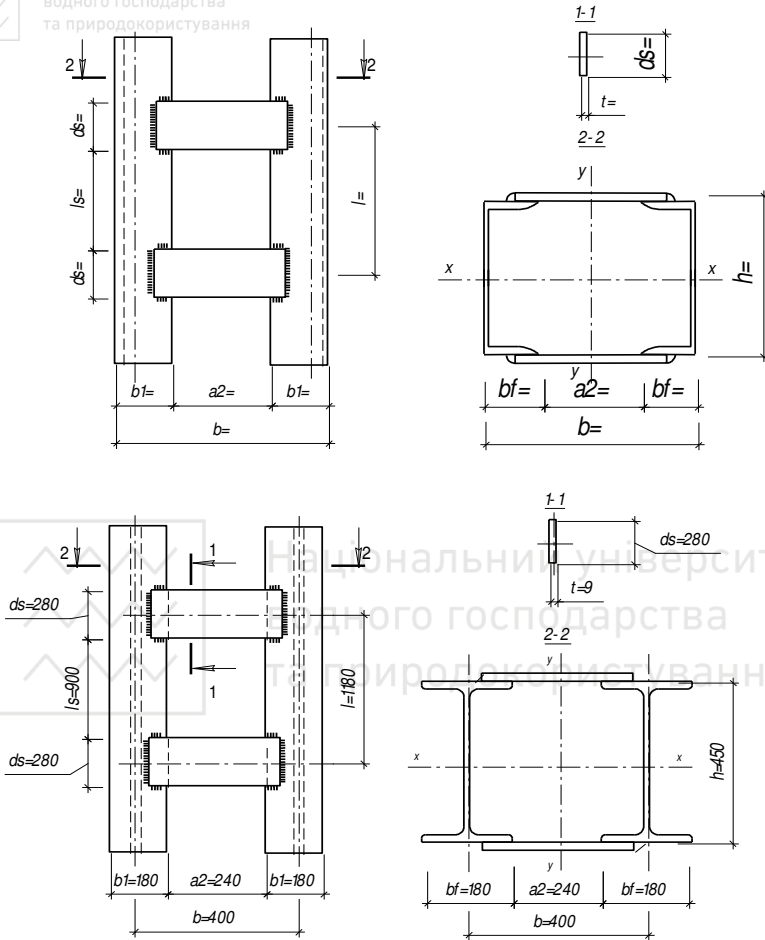


Рис.9. Фрагмент конструктивної схеми стержня колони.

приймаємо $t_s = 9 \text{ мм} > 6 \text{ мм}$.

Геометричні характеристики поперечного перерізу планки:

$$I_s = I_x = t_s \cdot d_s^3 / 12 = 0,8 \cdot 28^3 / 12 = 1646,4 \text{ см}^4;$$

$$W_s = W_x = t_s \cdot d_s^2 / 6 = 0,9 \cdot 28^2 / 6 = 117,6 \text{ см}^3.$$



Відстань між планками у просвіті:
 $l_b \leq \lambda \cdot i_y = 30 \cdot 3,09 = 92,7$ см, приймаємо для попередніх
 розрахунків $l_b = 90$ см.

Обчислюємо відстані:

між осями планок: $l = l_b + d_s = 90 + 28 = 118$ см;

між осями віток:

для колон із двох швелерів: $c = b - 2 \cdot z_0$;

для колон із двох двотаврів згідно з прикладом розрахунку $c = b = 40$ см.

Величина відношення погонних жорсткостей вітки колони і планки:

$$n = I_s \cdot l / (I_b \cdot c) = 1646,4 \cdot 118 / (808 \cdot 40) = 6,0 > 5, \text{ де } I_b = I_y = 808 \text{ см}^4.$$

Момент інерції та радіус інерції перерізу колони відносно вільної осі Y_1-Y_1 :

$$I_{y1} = 2 \cdot [I_y + A_b \cdot (c/2)^2] = 2 \cdot [808 + 84,7 \cdot (40/2)^2] = 69376 \text{ см}^4;$$

$$i_{y1} = \sqrt{I_{y1} / (2 \cdot A_b)} = \sqrt{69376 / (2 \cdot 84,7)} = 20,24 \text{ см.}$$

Гнучкість колони відносно вільно осі Y_1-Y_1 :

$$\lambda_{y1} = l_{y1} / i_{y1} = 885 / 20,24 = 43,7.$$

Гнучкість вітки колони на відстані між планками у просвіті:

$$\lambda_b = l_b / i_y = 90 / 3,09 = 29,1.$$

Приведену гнучкість колони відносно вільної осі Y_1-Y_1 обчислюють залежно від величини відношення погонних жорсткостей якщо: при $n < 5$, то:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{y1}^2 + 0,82 \lambda_b^2 (1 + n)};$$

якщо: при $n > 5$, що має місце у нашому прикладі ($n = 6,0 > 5$), то:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{y1}^2 + \lambda_b^2} = \sqrt{43,7^2 + 29,1^2} = 52,5.$$

Умовна гнучкість

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 52,5 \cdot \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 1,712$$

Залежно від $\bar{\lambda}_x = 1,712$ з табл. Ж. 1 [6], (додаток 3,4) приймається коефіцієнт $\varphi = 0,840$

Точне значення гнучкості стержня колони



$$\lambda_{cr} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,870 = 127,8,$$

де
$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c / \gamma_n} = \frac{3031,6 \cdot 10}{0,881 \cdot 164,9 \cdot 240} = 0,870,$$

$A = 2 A_1 = 2 \cdot 84,7 = 169,4 \text{ см}^2$ – площа перерізу стержня колони.

Стійкість колони відносно вільної осі:

$$\sigma = N / (2 \cdot \varphi \cdot A_b) = 3031,6 / (2 \cdot 0,84 \cdot 84,7) = 21,3 \text{ кН/см}^2 = 213 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \text{ МПа}.$$

5.2.3. Розрахунок планок

Обчислюємо умовну поперечну силу:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} \right) \frac{3031,6}{0,84} = 38,0 \text{ кН}.$$

Умовна поперечна сила, що передається на систему планок, розміщених в одній площині:

$$Q_s = Q_{fic} / 2 = 38 / 2 = 19,0 \text{ кН}.$$

Розрахункове зусилля в планці:

$$\text{перерізна сила: } F_s = Q_s \cdot l / c = 19 \cdot 118 / 40 = 56,0 \text{ кН};$$

$$\text{згинальний момент: } M_s = Q_s \cdot l / 2 = 19 \cdot 118 / 2 = 1121 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Перевірка міцності планок на згин за нормальними напруженнями:

$$\sigma = M_s / W_s = 1121 \cdot 10^2 / 117,6 = 9,53 \text{ кН/см}^2 = 95,3 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \text{ МПа},$$

де R_y – приймаємо з табл. (додаток 1) для листового прокату товщиною, рівною товщині планок з тієї ж сталі, що і колона.

Розрахунок кутових швів, які прикріплюють планки до віток колони (див. рис.9).

Відповідно до марки сталі колони С245 шви виконуємо ручним зварюванням за допомогою електродів типу Э42 (табл. 55* [1]).

Розрахунок кутових швів виконуємо за металом шва в такій послідовності:

а) з табл. (додаток 7) приймаємо коефіцієнт $\beta = 0,7$, а з табл. (додаток 8) – розрахунковий опір шва $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$;



б) приймаємо катет кутового шва $k_f=8$ мм і довжину шва $l_w=d_s=280$ мм;

в) обчислюємо геометричні характеристики шва:

площа перерізу: $A_w = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 28 = 15,68 \text{ см}^2$;

момент опору: $W_w = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2 / 6 = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 28^2 / 6 = 73,17 \text{ см}^3$.

г) нормальні та дотичні напруження в перерізі кутового шва:

$$\sigma_w = M_s / W_w = 1121 / 73,17 = 15,3 \text{ кН/см}^2 = 153 \text{ МПа};$$

$$\tau_w = F_s / A_w = 56 / 15,68 = 3,57 \text{ кН/см}^2 = 35,7 \text{ МПа}.$$

д) перевіряємо міцність кутового шва планки на дію рівнодіючого напруження:

$$\tau_f = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} = \sqrt{153^2 + 35,7^2} = 157,1 \text{ МПа} < R_{wf} / \gamma_{wf} \gamma_c = 180 \text{ МПа}.$$

5.3. Розрахунок бази колони

Розрахунок бази здійснюється згідно з вихідними даними до прийнятого прикладу.

Проектуємо базу з траверсою (рис. 10) зі сталі С245 з розрахунковим опором для опорної плити $R_y=240$ МПа (листовий прокат товщиною $t > 20$ мм).

Розрахункове навантаження на базу становить $N=3031,6$ кН.

Фундаменти під колони проектуються з бетону класу С12/15 з розрахунковим опором на стиск $f_{cd} = 8,5$ МПа..

Послідовність розрахунку бази.

Обчислюємо ширину опорної плити (рис. 10)

$$B_{nl} = h + 2 \cdot (t_{mp} + c_1) = 450 + 2 \cdot (10 + 65) = 600 \text{ мм},$$

де h – висота двотавра вітки колони; t_{mp} – товщина листів траверси, у першому наближенні приймається 8 ... 16 мм; c_1 – звис опорної плити, приймається в межах 50 ... 120 мм. Остаточну ширину плити B_{nl} приймаємо кратною 50 мм.

Оскільки площа опорної плити бази колони менша за площу верхнього обрізу фундаменту, то розрахунковий опір значно збільшується і становить

$$\gamma f_{cd} = 1,2 \cdot 8,5 = 10,2 \text{ МПа} = 1,02 \text{ кН/см}^2,$$

де $\gamma = 1,2$ – коефіцієнт, що враховує збільшення міцності бетону за місцевого зім'яття (загалом приймають $\gamma = 1,2 \dots 1,5$).



Необхідна площа опорної плити бази:

$$A_{nl} = N / f_{cd} = 3031,6 / 1,02 = 2972,2 \text{ см}^2.$$

Розрахункова довжина плити:

$$L_{nl} = A_{nl} / B_{nl} = 2972,2 / 60 = 49,54 \text{ см.}$$

З конструктивних міркувань довжина опорної плити повинна бути (див. рис. 10) $L_{nl} \geq b + 2C_2$,

де b – ширина перерізу колони; C_2 – розмір, який забезпечує зручність розміщення отворів для анкерних болтів, приймається для колон із двох швелерів $C_2 = 70 \dots 80$ мм, а для колон із двох двотаврів – $C_2 = b_f / 2 + (30 \dots 50)$ мм (тут b_f – ширина полиці двотавра).

З урахуванням наведених рекомендацій розмір L_{nl} також заокруглюють, приймаючи кратним 50 мм. У нашому прикладі приймаємо $L_{nl} = 650$ мм.

Напруження в бетоні під опорною плитою:

$$\sigma_f = N / (B_{nl} \cdot L_{nl}) = 3031,6 / (60 \cdot 65) = 0,78 \text{ кН/см}^2 = 7,8 \text{ МПа} < R_{b,loc} = 10,2 \text{ МПа.}$$

Визначаємо величину розрахункового моменту в опорній плиті бази, для чого в межах опорної плити виділяємо три розрахункові ділянки (див. рис. 10):

1 – консольні, 2 – оперті на три сторони, 3 – оперті на чотири сторони.

Для кожної із виділених ділянок опорної плити визначаємо максимальний згинальний момент:

$$\text{для 1 - ділянки: } M_1 = \sigma_f \cdot l \cdot c_1^2 / 2 = 0,78 \cdot 1 \cdot 6,5^2 / 2 = 16,48 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

для 2 – ділянки - визначаємо довжину вільного краю плити, яка приймається рівною висоті вітки колони $d_2 = h = 45$ см; довжину закріпленої сторони плити визначаємо залежно від типу перерізу колони:

$$\text{для колони із двох швелерів: } b_2 = (L_{nl} - b) / 2;$$

для колони із двох двотаврів (приклад розрахунку):

$$b_2 = [L_{nl} - (b + t_w)] / 2 = [650 - (400 + 9)] / 2 = 120,5 \text{ мм};$$

де L_{nl} – довжина опорної плити, b – ширина перерізу колони, t_w – товщина стінки двотавра (див. рис. 10).

Обчислюємо величину відношення довжини закріпленої сторони плити до вільної: $b_2 / a_2 = 120,5 / 450 = 0,268$. У зв'язку з тим, що $b_2 / a_2 = 0,268 < 0,5$, то $M_2 = \sigma_f \cdot l \cdot b_2^2 / 2 = 0,78 \cdot 1 \cdot 12,05^2 / 2 = 56,63 \text{ кН} \cdot \text{см.}$

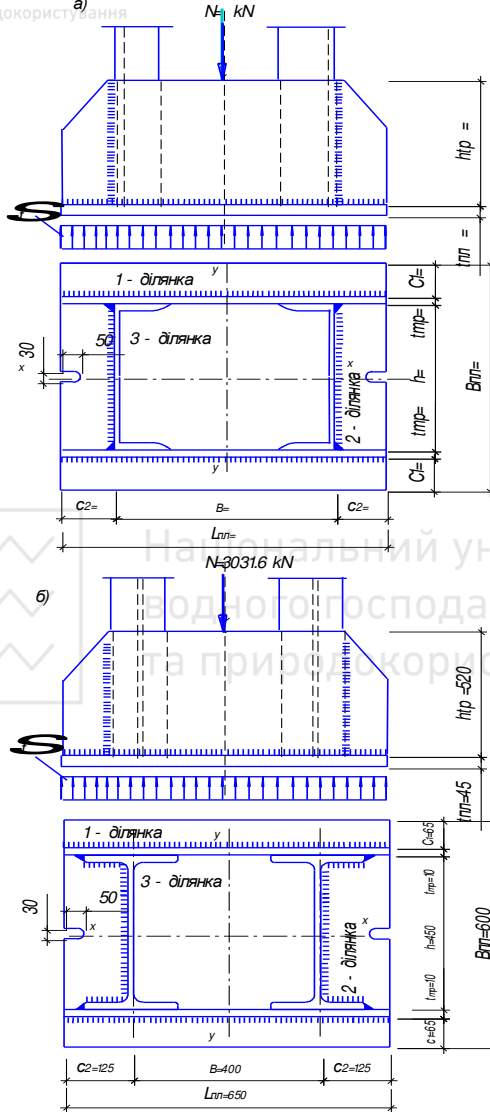


Рис. 10. Бази колони.

для 3 – ділянки - визначасмо довжину короткої сторони плити, яка в нашому прикладі $d_3 = b - t_w = 400 - 9 = 391$ мм; довжину



більшої сторони плити $b_3=h=450$ мм визначаємо залежно від конструкції стержня колони:

Обчислюємо величину відношення більшої сторони плити до меншої $b_3/a_3 = 450/391 = 1,15$. За табл. М.2 [6] залежно від величини відношення сторін $b_3/a_3 = 1,15$ приймаємо коефіцієнт $\alpha=0,059$ і обчислюємо згинальний момент:

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_f \cdot l \cdot a_3^2 = 0,059 \cdot 0,78 \cdot 1 \cdot 39,1^2 = 72,4 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

$$\text{Розрахунковим являється } M_{max} = M_3 = 72,4 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Величину згинаючого моменту визначають для смуги шириною $l_{см}$, лінійним рівномірно розподіленим навантаженням.

Необхідна товщина опорної плити:

$$t_{пл} = \sqrt{6 \cdot M_{max} / R_y} = \sqrt{6 \cdot 72,4 / 26} = 4,25 \text{ см}.$$

У відповідності із сортаментом на листову сталь приймаємо $t_{пл}=45$ мм.

Визначаємо висоту траверси: передача зусилля від стержня колони на траверсу здійснюється за допомогою чотирьох вертикальних кутових швів, довжина яких і визначає висоту траверси (див. рис. 10). Залежно від товщини листів траверси $t_{mp} = 10$ мм приймаємо катет кутових швів $k_f=12$ мм і обчислюємо необхідну їх довжину:

$$l_w = N / (4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf}) = 3031,6 / (4 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 18) = 50,1 \text{ см}.$$

Приймаємо $l_w=51$ см, що відповідає конструктивним вимогам:

$$l_w = 51 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 = 71,4 \text{ см}.$$

Висота траверси з умови розміщення зварних швів:

$$h_{mp} = l_w + 10 \text{ мм} = 510 + 10 = 520 \text{ мм}.$$

З міркувань забезпечення необхідної жорсткості вузла висоту траверси приймають: $h_{mp} = (0,5 \dots 0,7) \cdot b = (0,5 \dots 0,7) \cdot 400 = 200 \dots 280$ мм.

Остаточно приймаємо висоту траверси $h_{mp}=520$ мм.

5.4. Розрахунок оголовка колони

Конструкція оголовка показана на рис. 11.

Розрахункове навантаження на оголовок становить $N=3031,6$ кН.



Вертикальне ребро оголовка проектуємо з листової сталі С245 з розрахунковим опором $R_p=366$ МПа і $R_s=139,2$ МПа.

1. Розміри плити оголовка. Товщину плити оголовка приймаємо із конструктивних міркувань $t_{nл}=25$ мм (приймаємо не менше 20 мм).

Розміри плити в плані:

для колони із двох швелерів (рис. 11,а): $L_{nл}=b+40$ мм,
 $B_{nл}=h+40$ мм,

для колони із двох двотаврів згідно з прикладом розрахунку (рис. 11,б):

$$L_{nл}=b+b_f+40 \text{ мм} = 400+160+40 = 600 \text{ мм},$$

$$B_{nл}=h+40 \text{ мм} = 450+40 = 490 \text{ мм},$$

де b – ширина перерізу колони, h – висота вітки колони, b_f – ширина полиці двотавра.

Проектне положення головних балок на колонах фіксується за допомогою монтажних болтів діаметром $d=20$ мм, для чого в плиті оголовка передбачаємо необхідні отвори діаметром $d_o=23$ мм (рис. 11).

2. Розміри вертикального ребра.

Товщину вертикального ребра оголовка обчислюємо з умови роботи його на зім'яття по контакту з опорною плитою:

$$t_{s1} = N/(l_{ef} \cdot R_p) = 3031,6/(31 \cdot 33,6) = 2,9 \text{ см},$$

де $l_{ef} = b_s + t_w = 260 + 2 \cdot 25 = 310$ мм (тут b_s – ширина опорного ребра головної балки, $t_{nл}$ – товщина плити оголовка).

З урахуванням сортаменту на листову сталь приймаємо товщину вертикального ребра оголовка $t_s=30$ мм.

Визначаємо висоту ребра оголовка.

Зварні шви оголовка, як і бази, виконуємо ручним зварюванням електродами з використанням електродів типу Э42 з $R_{wf}=180$ МПа і $\beta_f=0,7$.

Ребро оголовка приварюється до стінок віток колони за допомогою чотирьох вертикальних швів, довжина яких і визначає висоту ребра (рис. 11).

Прийнявши катет кутових швів $k_f=11$ мм, ($k_f=1,2 t_w$ – товщина стінки вітки колони) обчислюємо необхідну їх довжину:

$$l_w = N/(4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf}) = 3031,6/(4 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 18) = 54,7 \text{ см}.$$

Приймаємо $l_w=55$ см, що відповідає конструктивним вимогам:



$$l_w = 55 \text{ см} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,1 = 65,5 \text{ см.}$$

Тоді висота вертикального ребра:

$$h_{s1} = l_w + 10 \text{ мм} = 550 + 10 = 560 \text{ мм.}$$

Перевірка міцності вертикального ребра зрізу:

$$\tau = N / (2 \cdot h_{s1} \cdot t_{s1}) = 3031,6 / (2 \cdot 56 \cdot 3) = 9,02 \text{ кН/см}^2 = 90,2 \text{ МПа} < R_{syc} = 139,2 \text{ МПа.}$$

Розрахунок горизонтальних зварних швів, що прикріплюють вітки колони до плити оголовка.

Плита оголовка опирається на фрезеровані торці віток колони, тому горизонтальні шви відіграють тільки конструктивну функцію і не розраховуються, а катет їх приймається мінімальним у відповідності з табл. додаток 9.

У нашому прикладі розрахунку $k_{f \min} = 8 \text{ мм}$.

Якщо ж торці віток колони не фрезеруються, то горизонтальні шви сприймають діюче на колону навантаження N і потрібний катет їх визначають за формулою:

$k_f = N / (\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \Sigma l_w)$,
де β_f і R_{wf} - характеристики шва, приймається такими ж, як і для вертикальних швів ребра оголовка; Σl_w - сумарна розрахункова довжина горизонтальних швів по периметру плити оголовка, яка приймається для

колони із двох швелерів $\Sigma l_w = 2(b+h)$, а для колон із двох двотаврів - $\Sigma l_w = 2(b+2b_f+h)$; (тут b - ширина перерізу колони, h - висота перерізу вітки, b_f - ширина полиці двотавра).

5.5. Конструювання колони

Після розрахунку оголовка, стержня та бази виконуємо конструювання колони, яке здійснюється за результатами розрахунків.

Геометрична довжина колони $l_c = 8350 \text{ мм}$ повинна дорівнювати сумі розмірів усіх елементів вздовж висоти колони.

Розрахункова кількість планок

$$n = \frac{l_c - h_{mp} - t_{nл} - t_{nл1}}{h_s + l_b} = \frac{8350 - 520 - 45 - 25}{280 + 900} = 6,58.$$

Прийнято $n=7$. Відстань між планками



Рис. 1.1. Оголовка колони



$$l_b = \frac{l_c - h_{mp} - t_{nl} - t_{nl1} - n h_s}{n} =$$
$$= \frac{8350 - 520 - 45 - 25}{7} - 280 = 828,57 \text{ мм.}$$

Прийнято $l_b = 830 \text{ мм}$. Відстань між траверсою і першою
знизу планкою

$$l_{b1} = l_c - (n-1)l_b - h_{mp} - t_{nl} - t_{nl1} - n h_s =$$
$$= 8350 - (7-1) \cdot 830 - 520 - 45 - 25 - 7 \cdot 280 = 820 \text{ мм.}$$

Геометрична довжина колони

$$l_c = (n-1) \cdot (d_s + l_b) + h_{mp} + t_{nl} + t_{nl1} + l_{b1} =$$
$$= (7-1) \cdot (280 + 830) + 520 + 45 + 25 + 820 + 280 = 8350 \text{ мм,}$$

що відповідає обчисленій раніше у п. 5.1.

Література

1. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2009. офіц. вид. К. : Мінрегіонбуд України, 2009. 37 с. (Нормативний документ Мінрегіонбуду України. Норми проектування).
2. Навантаження і впливи : ДБН В.1.2 – 2:2006. офіц. вид. К. : Сталь, 2006. 59 с. (Нормативний документ Мінбуду України. Норми проектування).
3. Прогини і переміщення. Вимоги проектування : ДСТУ Б В.1.2 – 3:2006. офіц. вид. К. : Сталь, 2006. 10 с. (Норм. документ Мінбудархітектури України. Нац.стандарт України).
4. Романюк В. В. Металеві конструкції. Розрахунок елементів і з'єднань : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2014. 449 с.
5. Романюк В. В. Робочі майданчики виробничих будівель : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2007. 281 с.
6. Сталеві конструкції : ДБН В.2.6 – 198:2014. офіц. вид. К. : ДП «Укрархбудінформ», 2014. 199 с. (Нормат. документ Мінрегіонбуду України. Норми проектування).



ДОДАТОК 1

Таблиця Е.2 – Характеристичні і розрахункові опори при розтягу, стиску та згині для листового, широкоштабового універсального і фасонного прокату згідно з ГОСТ 27772

Сталь	Товщина прокату ¹⁾ , мм	Характеристичний опір ²⁾ , Н/мм ² , прокату				Розрахунковий опір ³⁾ , Н/мм ² , прокату			
		листового, широкоштабового, універсального		фасонного		листового, широкоштабового, універсального		фасонного	
		R_{yw}	R_{sh}	R_{yw}	R_{sh}	R_y	R_w	R_y	R_w
С235	від 2 до 20	235	360	235	360	230	350	230	350
	понад 20 до 40	225	360	225	360	220	350	220	350
	понад 40 до 100	215	360	–	–	210	350	–	–
	понад 100	195	360	–	–	190	350	–	–
С245	від 2 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 30	–	–	235	370	–	–	230	360
С255	від 2 до 3,9	255	380	–	–	250	370	–	–
	від 4 до 10	245	380	255	380	240	370	250	370
	понад 10 до 20	245	370	245	370	240	360	240	360
	понад 20 до 40	235	370	235	370	230	360	230	360
С275	від 2 до 10	275	380	275	390	270	370	270	380
	понад 10 до 20	265	370	275	380	260	360	270	370
С285	від 2 до 3,9	285	390	–	–	280	380	–	–
	від 4 до 10	275	390	285	400	270	380	280	390
	понад 10 до 20	265	380	275	390	260	370	270	380
С345	від 2 до 10	345	490	345	490	335	480	335	480
	понад 10 до 20	325	470	325	470	315	460	315	460
	понад 20 до 40	305	460	305	460	300	450	300	450
	понад 40 до 60	285	450	–	–	280	440	–	–
	понад 60 до 80	275	440	–	–	270	430	–	–
	понад 80 до 100	265	430	–	–	260	420	–	–
С345К	від 4 до 10	345	470	345	470	335	460	335	460
С355	від 8 до 50	355	450	–	–	340	430	–	–
С375	від 2 до 10	375	510	375	510	365	500	365	500
	понад 10 до 20	355	490	355	490	345	480	345	480
	понад 20 до 40	335	480	335	480	325	470	325	470
С390	від 4 до 50	390	540	–	–	380	530	–	–
С390К	від 4 до 30	390	540	–	–	380	530	–	–
С440	від 4 до 30	440	590	–	–	430	575	–	–
	понад 30 до 50	410	570	–	–	400	555	–	–
С590	від 8 до 50	590	700	–	–	540	630	–	–
С590К	від 16 до 40	540	635	–	–	515	605	–	–

1) За товщину фасонного прокату слід приймати товщину полиці.

2) За характеристичні опори прийняті гарантовані значення границі текучості і тимчасового опору.

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

Примітка. Розрахункові опори R_{yw} стінок гарячекатаних двотаврів і швелерів допускається збільшувати на 10% порівняно з R_y .



ДОДАТОК 2

Таблиця 1.9.10 – Граничні гнучкості при розтягу

Елементи конструкцій	Гранична гнучкість розтягнутих елементів $\lambda_{ч}$ при дії на конструкцію навантажень		
	динамічних, прикладених безпосередньо до конструкції	статичних	від кранів (див. прим. 5) і залізничних поїздів
1 Пояси і опорні розкоси плоских ферм (включаючи гальмові ферми) і структурних конструкцій	250	400	250
2 Елементи ферм і структурних конструкцій, окрім зазначених у поз. 1	350	400	300
3 Нижні пояси балок і ферм кранових колій	–	–	150
4 Елементи вертикальних в'язей між колонами (нижче кранової колії)	300	300	200
5 Інші елементи в'язей	400	400	300
6 Пояси і опорні розкоси стояків і траверс, тяги траверс опор ліній електропередачі, відкритих розподільних пристроїв і контактних мереж транспорту	250	–	–
7 Елементи опор ліній електропередачі, відкритих розподільних пристроїв і контактних мереж транспорту, окрім зазначених у поз. 6 і 8	350	–	–
8 Елементи просторових конструкцій таврового і хрестового перерізів (а в тягах траверс опор ліній електропередачі – з одиночних кутиків), що підлягають впливу вітрових навантажень, при перевірці гнучкості у вертикальній площині	150	–	–
Примітка 1. У конструкціях, що не підлягають динамічним впливам, гнучкість розтягнутих елементів слід перевіряти лише у вертикальних площинах.			
Примітка 2. Для елементів в'язей, у яких прогин під дією власної ваги не перевищує $l / 150$, при дії на конструкцію статичних навантажень допускається приймати $\lambda_{ч} = 500$.			
Примітка 3. Гнучкість розтягнутих поперечно напружених елементів не обмежується.			
Примітка 4. Для розтягнутих елементів, в яких може змінюватись знак зусилля, граничну гнучкість слід приймати як для стиснутих елементів, при цьому з'єднувальні прокладки в елементах складеного перерізу необхідно встановлювати з кроком, що не перевищує 40і.			
Примітка 5. За наявності мостових опорних кранів груп режимів роботи 7К (у цехах металургійних виробництв) і 8К значення граничної гнучкості слід приймати відповідно до ГОСТ 25546.			
Примітка 6. Для нижніх поясів балок ферм кранових колій при кранах груп режимів роботи 1К – 6К допускається приймати $\lambda_{ч} = 200$.			
Примітка 7. До динамічних навантажень, прикладених безпосередньо до конструкції, належать навантаження, які приймаються в розрахунках на витривалість або з урахуванням коефіцієнтів динамічності.			



ДОДАТОК 3

Таблиця К.1 – Коефіцієнти стійкості при центральному стиску

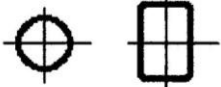
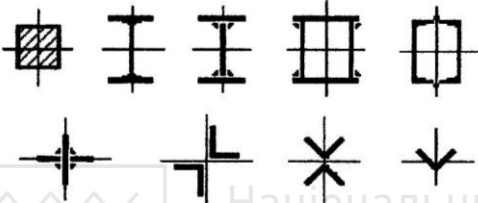
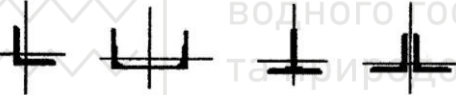
Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$	Коефіцієнт ϕ для типів кривих стійкості			Умовна гнучкість $\bar{\lambda}$	Коефіцієнт ϕ для типів кривих стійкості		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
0,4	999	998	992	5,4	261	261	255
0,6	994	986	950	5,6	242	242	240
0,8	981	967	929	5,8	226	226	226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

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



ДОДАТОК 4

Типи поперечного перерізу стержнів та
відповідні типи кривої стійкості

Тип поперечного перерізу	Тип кривої стійкості
	<i>a</i>
	<i>b</i>
	<i>c</i>



Таблиця 1.9.9 – Граничні гнучкості при стиску

Елементи конструкцій	Гранична гнучкість стиснутих елементів λ_n
1 Пояси, опорні розкоси і стояки, що передають опорні реакції: а) плоских ферм, структурних конструкцій і просторових конструкцій із труб або парних кутиків заввишки до 50 м б) просторових конструкцій з одиночних кутиків, а також просторових конструкцій із труб і парних кутиків заввишки понад 50 м	180 – 60 α 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 б) просторових і структурних конструкцій із одиночних кутиків з болтовими з'єднаннями	210 – 60 α 220 – 40 α
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 α
5 Другорядні колони (стояки фахверка, ліхтарів тощо), елементи ґратки колон, елементи вертикальних в'язей між колонами (нижче балок кранових колій)	210 – 60 α
6 Елементи в'язей, окрім зазначених у поз. 5, а також стрижні, 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
$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_{\gamma} \gamma_c}$ – коефіцієнт, який приймається не меншим ніж 0,5 (у необхідних випадках замість φ слід застосувати φ_n).	



ДОДАТОК 6

Таблиця Н.1 – Коефіцієнти для розрахунку елементів з урахуванням розвитку пластичних деформацій

Тип перерізу	Схема перерізу	A_f/A_w	Найбільше значення коефіцієнтів		
			c_x	c_y	n при $M_y = 0^{1)}$
1		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,50			
		1,00			
		2,00			
2		0,5	1,40	1,47	2,0
		1,0	1,28		
		2,0	1,18		
3		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,50	1,12	1,12	
		1,00	1,07	1,20	
		2,00	1,04	1,26	
4		0,50	1,40	1,12	2,0
		1,00	1,28	1,20	
		2,00	1,18	1,31	
5		—	1,47	1,47	а) 2,0 б) 3,0
6		0,25	1,47	1,04	3,0
		0,50		1,07	
		1,00		1,12	
		2,00		1,19	
7		—	1,26	1,26	1,5
8		—	1,60	1,47	а) 3,0 б) 1,0
9		0,5	1,6	1,07	а) 3,0 б) 1,0
		1,0		1,12	
		2,0		1,19	

¹⁾ При $M_y \neq 0$ приймається $n = 1,5$, за винятком перерізів типу 5 а, для якого $n = 2$, і типу 5 б, для якого $n = 3$.

Примітка 1. При визначенні коефіцієнтів для проміжних значень A_f/A_w допускається лінійна інтерполяція.

Примітка 2. Значення коефіцієнтів c_x і c_y слід приймати не більшими 1,15 γ_f , де γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, обчислений як відношення розрахункового значення еквівалентного (за значенням згинального моменту) навантаження до характеристичного.



ДОДАТОК 7

Таблиця 1.12.2 – 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			



Національний університет
водного господарства
та природокористування

ДОДАТОК 8

Таблиця Ж.2 – Характеристичні та розрахункові опори металу кутових швів

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



ДОДАТОК 9

Таблиця 1.12.1 – Мінімальні катети зварних швів

Вид з'єднання	Вид зварювання	Границя 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 кутковими 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 одностороннім і кутковими швами	Ручне	До 390	5	6	7	8	9	10	12	
	Автоматичне і механізоване	До 390	4	5	6	7	8	9	10	

Примітка 1. У конструкціях із сталі з границею текучості понад 590 Н/мм², а також з усіх сталей при товщині елементів у з'єднанні понад 80 мм мінімальний катет куткових швів слід приймати за спеціальними технічними умовами.

Примітка 2. У конструкціях 4-ї групи мінімальний катет односторонніх куткових швів слід зменшувати на 1 мм – при товщині товстішого елемента у з'єднанні до 40 мм і на 2 мм – при товщині товстішого елемента у з'єднанні понад 40 мм.



ДОДАТОК 10

Таблиця Ж.3 – Вимоги до болтів за різних умов їх застосування

Клас міцності болтів і вимоги до них згідно з ГОСТ 1759.4 у конструкціях, які			
не розраховуються на витривалість		розраховуються на витривалість	
при роботі болтів на			
розтяг або зріз	зріз	розтяг або зріз	зріз
5.6	5.6	5.6	5.6
–	5.8	–	–
8.8	8.8	8.8	8.8
10.9	10.9	10.9	10.9
–	12.9	–	12.9

Примітка 1. Високоміцні болти згідно з ГОСТ 22356 із сталі марки 40X "селект" застосовуються у тих самих конструкціях, що й болти класів міцності 10.9 і 12.9.

Примітка 2. У з'єднаннях, які не розраховуються на витривалість, допускається застосовувати болти з підголовком класу точності В і С згідно з ГОСТ 7795, ГОСТ 15590.



ДОДАТОК 11

Таблиця Ж.4 – Характеристичні опори сталі болтів і розрахункові опори одноболтових з'єднань зрізу і розтягу, Н/мм²

Клас міцності болтів	$R_{\text{вн}}$	$R_{\text{гн}}$	$R_{\text{в}}$	$R_{\text{г}}$
5.6	500	300	210	225
5.8	500	400	210	235
8.8	800	640	320	435
10.9	1000	900	400	540
12.9	1200	1080	420	600
40X "селект"	1100	990	405	550

Примітка. У таблиці вказані значення розрахункових опорів, обчислені із округленням до 5 Н/мм².

ДОДАТОК 12

Таблиця Ж.5 – Розрахункові опори одноболтових з'єднань змінанню $R_{\text{пр}}$ елементів, що з'єднуються болтами

Тимчасовий опір сталі з'єднуваних елементів $R_{\text{вн}}$, Н/мм ²	$R_{\text{пр}}$, 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.



ДОДАТОК 13

Таблиця Ж.8 – Площі перерізів болтів, см², згідно з 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

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

ДОДАТОК 14

Таблиця 1.12.4 – Коефіцієнти умов роботи болтового з'єднання

Характеристики		Границя текучості сталі з'єднуваних елементів, Н/мм ²	Значення $\frac{a}{d} \cdot \frac{s}{d}$	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	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5a/d$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$a/d - 0,25$
	Понад 390	$a/d \geq 2,5$	1,0	
Багатоболтове, болти класу точності А	Зріз			1,0
	Змінання	До 290	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$a/d + 0,2$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,4s/d$
		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		

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.

Примітка 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 границі текучості $R_{уп}$ сталі з'єднуваних елементів значення коефіцієнта γ_b слід множити на 0,9.
Примітка 2. Для розрахунку багатоболтового з'єднання на змінання значення коефіцієнта γ_b слід приймати як менше з обчислених при прийнятих значеннях *a*, *d*, *s*.



Таблиця 1.12.3 – Вимоги до розміщення болтів

Характеристика відстані та границя 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	$u + 1,5d$
d – діаметр отвору для болта; t – товщина найтоншого зовнішнього елемента; u – відстань між рядами отворів впоперек лінії дії зусилля.	
Примітка 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 розподільних пристроїв (ВРП) та контактних мереж (КМ) – $d = d_b + 1 \text{ мм}$, у решті випадків – $d = d_b + 3 \text{ мм}$.	
Примітка 2. В одноболтових з'єднаннях елементів ґратки (розкосів, стояків і розпірок, окрім тих, що постійно працюють на розтяг, при товщині елемента до 6 мм із сталі з границею 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.	
Примітка 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.	