

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ДЕРЖАВНИЙ ВИЩИЙ НАВЧАЛЬНИЙ ЗАКЛАД
«НАЦІОНАЛЬНИЙ ГІРНИЧИЙ УНІВЕРСИТЕТ»



ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА
Кафедра будівництва і геомеханіки

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ
МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО
ПРОЕКТУ «МЕТАЛЕВА БАЛКОВА КЛІТКА»

для студентів напрямку підготовки 6.060101 Будівництво

Дніпропетровськ
НГУ
2013

Металеві конструкції. Методичні рекомендації до виконання курсового проекту «Металева балкова клітка» для студентів напряму підготовки 6.060101 Будівництво / В.Є. Волкова. – Д. : Національний гірничий університет, 2013. – 56 с.

Автор:

В.Є. Волкова, д-р техн. наук, проф.

Рекомендовано до видання редакційною радою НГУ (протокол № 5 від 24.12.2012) за поданням методичної комісії напряму підготовки 6.060101 Будівництво (протокол № 1 від 22.03.2012).

Методичні матеріали призначено для самостійної роботи студентів напряму 6.060101 Будівництво під час підготовки курсового проекту з нормативної дисципліни «Металеві конструкції».

Розглянуто теоретичні відомості про ключові питання розрахунків елементів балкової клітки та забезпечення просторової жорсткості будівлі. Наведено приклади розрахунків настилу, допоміжної та головної балок, стійки, а також їх з'єднань. Запропоновано декілька конструктивних рішень несучих конструкцій і надано оцінку ефективності використання матеріалу. Подано конструктивні вимоги до конструкцій і їх з'єднань для безпечного виготовлення, транспортування й монтажу.

Рекомендації орієнтовано на активізацію виконавчого етапу навчальної діяльності студентів.

Відповідальний за випуск завідувач кафедри будівництва і геомеханіки,
д-р техн. наук, проф. О.М. Шашенко.

ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

Студентам будівельних спеціальностей (“Промислове та цивільне будівництво” 8.092101) у курсі металевих конструкцій необхідно навчитись самостійно застосовувати теоретичні знання до рішення комплексних практичних інженерних задач.

Вихідні дані до курсового проекту всіх задач запрограмовані за шифром, яким є прізвище студента.

Вихідні дані задач узгоджуються з керівником курсового проекту. Якщо вихідні дані вибрані невірно, завдання вважається недійсним і потребує перерахування за шифром, який відповідає прізвищу студента. Курсовий проект складається з розрахункової та графічної частин. Розв’язані завдання оформлюються у вигляді пояснювальної записки на окремих листах формату А4, згідно з вимогами чинних стандартів.

1. Компоновка та розрахунок елемента панелі настилу

Найбільш економічне і технологічне рішення – застосування металевого настилу з холодногнутих С-подібних панелей, компоновка перерізу яких визначається за розрахунковою та конструктивною доцільністю. Послідовність розрахунку розглянемо на прикладі.

Дані за завданням: характеристичне навантаження $V_1^n = 23 \text{ кН/м}^2$; коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,4$; товщина настилу $t = 5 \text{ мм}$; сталь марки Ст3псб, клас сталі С245; розрахунковий опір $R_\delta = 240 \text{ МПа}$ для товщини 2...20 мм, проліт допоміжної балки $\ell = 5,5 \text{ м}$; проліт головної балки $Z = 13 \text{ м}$.

Коефіцієнт умов роботи всіх елементів балочної клітки $\gamma_c = 1,0$ (за відсутності рухомого навантаження) і тому в правій частині усіх формул замість $\gamma_c R_y$ проставлено R_y .

Характеристичне навантаження на 1см поперечного перерізу панелі при розрахунковій ширині смуги вздовж панелі $b = 100 \text{ см}$ (рис. 1, а) без врахування власної маси складає:

$$V^n = V_1^n \cdot b = 23 \cdot 1 = 0,23 \text{ кН/см.}$$

Розрахункове навантаження

$$V = \gamma_f \cdot V^n = 1,4 \cdot 0,23 = 0,32 \text{ кН/см.}$$

Гранична розрахункова довжина панелі визначається:

а) з умови міцності

$$a_{1,\max} \leq 3,63 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{R_y}{V}} = 3,63 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{\frac{240}{0,32}} = 49,71 \text{ см;}$$

б) з умови жорсткості

$$a_{2,\max} \leq \frac{47,5 \cdot t}{\sqrt[3]{V^H}} = \frac{47,5 \cdot 0,5}{\sqrt[3]{0,23}} = 38,76 \text{ см.}$$

З двох значень $a_{1,\max}$ і $a_{2,\max}$ обираємо менше та обчислюємо ширину панелі в осях:

$$n_{кр,1} = \frac{\ell}{a_{\max}^{\min}} = \frac{5,5}{0,3876} = 14,19 \text{ округлюємо отримане значення до найближчого}$$

більшого цілого. Приймаємо $n_{кр,1} = 15$.

$$a_0 = \frac{\ell}{n_{кр,1}} = \frac{550}{15} = 36,67 \text{ см} < 38,76 \text{ см (з умови жорсткості).}$$

Приймаємо зазор між панелями $\Delta_1 = 0,67 \text{ см}$ (бажано в межах 3-5мм).

Конструктивна ширина панелі (кратна 0,5см)

$$a = a_0 - \Delta_1 = 36,67 - 0,67 = 36 \text{ см;}$$

висота ребра всередині панелі $h_0 = 20t = 20 \cdot 0,5 = 10 \text{ см;}$

ширина нижніх полок панелі конструктивно приймається рівною $b = 8t = 8 \cdot 0,5 = 4 \text{ см.}$

Розрахункова площа перерізу панелі

$$A = a \cdot t + 2(b \cdot t + h_0 \cdot t) = 36 \cdot 0,5 + 2(4 \cdot 0,5 + 10 \cdot 0,5) = 32 \text{ см}^2.$$

Визначаємо центр ваги перерізу:

Статичний момент відносно осі X_0-X_0 (верх настилу)

$$\begin{aligned} S_{x_0} &= a \cdot t \cdot \frac{t}{2} + 2h_0t \left(\frac{h_0}{2} + t \right) + 2bt \left(h_0 + \frac{t}{2} + t \right) = \\ &= 36 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,5}{2} + 2 \cdot 10 \cdot 0,5 \left(\frac{10}{2} + 0,5 \right) + 2 \cdot 4 \cdot 0,5 \left(10 + \frac{0,5}{2} + 0,5 \right) = 102,5 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

Відстань до нейтральної осі:

$$\text{від осі } X_0 - X_0: y_b = \frac{S_{x_0}}{A} = \frac{102,5}{32} = 3,2 \text{ см;}$$

$$\text{від осі до низу ребра } y_H = 10 + 0,5 + 0,5 - 3,2 = 7,8 \text{ см.}$$

за умови оптимального підбору перерізу відношення складає $\frac{y_H}{y_b} \approx 2,5$

$$\text{Відношення } \frac{y_H}{y_b} = \frac{7,8}{3,2} \approx 2,44.$$

Скомпонований переріз показано на рис. 1, б.

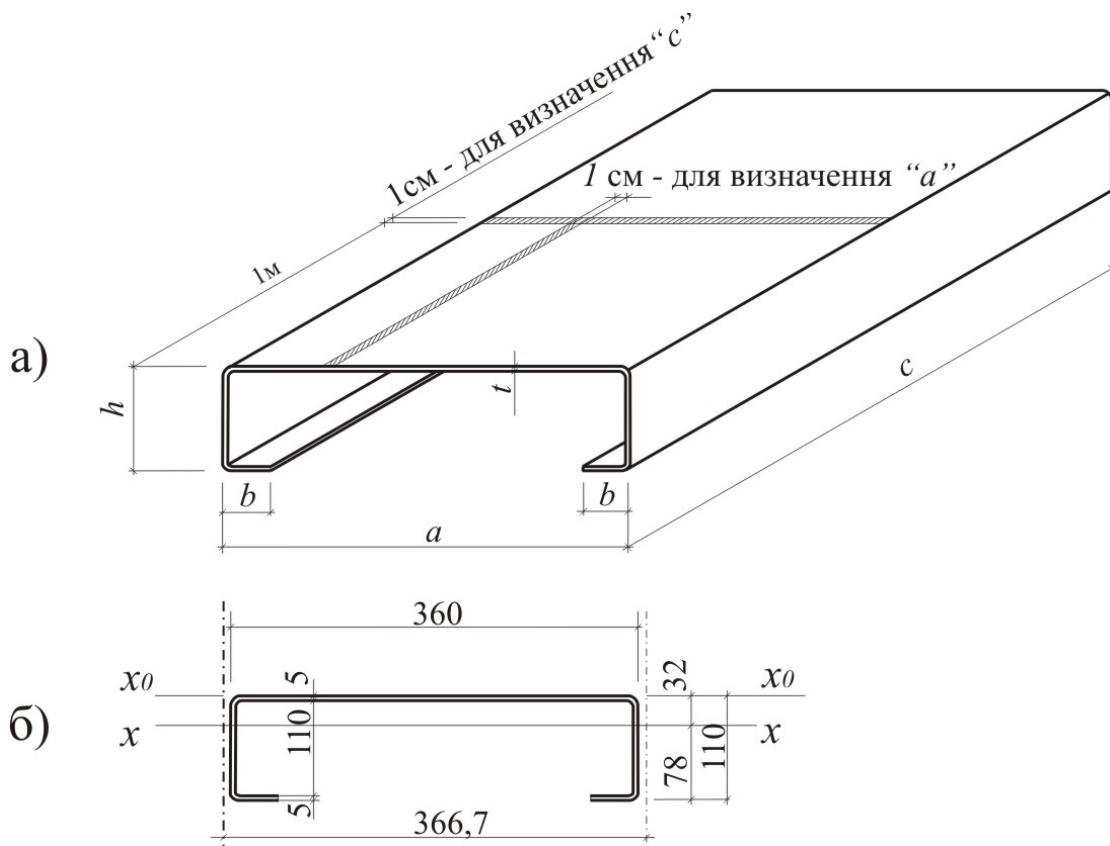


Рис. 1. Панельний настил: а – геометричні розміри; б – скомпонований переріз

Момент інерції перерізу панелі

$$\begin{aligned}
 I_x &= \frac{at^3}{12} + at\left(y_b - \frac{t}{2}\right)^2 + 2\left[\frac{th_0^3}{12} + h_0t\left(\frac{h_0}{2} + t - y_b\right)^2 + \frac{bt^3}{12} + bt\left(y_i - \frac{t}{2}\right)^2\right] = \\
 &= \frac{36 \cdot 0,5^3}{12} + 36 \cdot 0,5\left(3,2 - \frac{0,5}{2}\right)^2 + \\
 &+ 2\left[\frac{0,5 \cdot 10^3}{12} + 10 \cdot 0,5\left(\frac{10}{2} + 0,5 - 3,2\right)^2 + \frac{4 \cdot 0,5^3}{12} + 4 \cdot 0,5\left(7,8 - \frac{0,5}{2}\right)^2\right] = 521,35 \text{ см}^4.
 \end{aligned}$$

В практичних розрахунках власними моментами інерції настилу і полок нехтують у зв'язку з малістю цих моментів інерції, наприклад:

$$I_n = \frac{36 \cdot 0,5^3}{12} = 0,375 \text{ см}^4;$$

$$I_n = 2 \frac{4 \cdot 0,5^3}{12} = 0,083 \text{ см}^4,$$

що складає менш ніж 0,1% від $I_x = 521,35 \text{ см}^4$.

Моменти опору перерізу настилу:

$$W_b = \frac{I_x}{y_b} = \frac{521,35}{3,2} = 162,92 \text{ см}^3;$$

$$W_n = \frac{I_x}{y_n} = \frac{521,35}{7,8} = 66,84 \text{ см}^3 .$$

Визначення довжини панелі.

Розрахункове погонне навантаження вздовж панелі в кН/м при $a_0 = 36,7$ см складе

$$V = V_1^H \cdot a_0 \cdot \gamma_f = 0,23 \cdot 36,7 \cdot 1,4 = 11,82 \text{ кН/м} = 0,118 \text{ кН/см.}$$

Максимальний крок допоміжних балок (довжина панелі) з умови міцності

$$c_{\max} = \sqrt{\frac{8 \cdot W_H \cdot R_y}{V \cdot 10}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 66,84 \cdot 240}{0,118 \cdot 10}} = 329,78 \text{ см.}$$

Визначаємо кількість панелей:

$$n_{кр,2} = \frac{Z}{c_{\max}} = \frac{1300}{329,78} = 3,94 \text{ округлюємо отримане значення до найближчого}$$

більшого цілого, приймаємо $n_{кр,2} = 4$, тоді крок допоміжних балок:

$$c = \frac{Z}{n_{кр,2}} = \frac{1300}{4} = 325 \text{ см}$$

$$c = 325 \text{ см} < c_{\max} = 329,78 \text{ см.}$$

Перевіримо прогин панелі при нормативному навантаженні

$$V^H = V_1^H \cdot a_0 = 23 \cdot 0,36 = 8,28 \text{ кН/м} = 0,0828 \text{ кН/см.}$$

Розрахунковий прогин настилу між ребрами при $E = 210000$ МПа

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{V^H \cdot c^4 \cdot 10}{E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 0,0828 \cdot 325^4 \cdot 10}{384 \cdot 210000 \cdot 521,35} = 1,099 \text{ см} < f_H = \frac{c}{250} = \frac{325}{250} = 1,3 \text{ см.}$$

Зведена товщина панелі настилу

$$t_{np} = \frac{A}{a_0} = \frac{32}{36,67} = 0,87 \text{ см.}$$

Маса 1 м^2 настилу

$$g_{1m}^n = t_{np} \cdot \gamma_{ст} = 0,87 \cdot 78,5 = 68,3 \text{ кг/м}^2, \text{ де } \gamma_{ст} = 78,5 \text{ кг/м}^2 \text{ — об'ємна маса сталі для товщини листа } \delta = 10 \text{ мм.}$$

2. Розрахунок допоміжної балки

Дано за завданням: проліт допоміжної балки $\ell = 5,5$ м, характеристичне тимчасове навантаження $V_1^i = 23$ кН/м². Крок допоміжних балок прийнято по розрахунку панелей настилу $c = 3,25$ м.

Власна вага допоміжної балки приймається в межах:

$$g_o^n = 0,2 \dots 0,4 \text{ кН/м}^2 = 20 \dots 40 \text{ кг/м}^2$$

Характеристичне постійне навантаження від власної ваги настилу і допоміжної балки на 1 м^2 площі

$$g_1^n = \left(g_{1m}^n + g_o^n \right) \cdot c \cdot \frac{1}{100} = (68,3 + 31,7) \cdot 325 \cdot \frac{1}{100} = 325 \text{ кН/см} = 3,25 \text{ кН/м}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги

$g_1 = (g_{1m}^n \cdot \gamma_{f0} + g_0^n \cdot \gamma_{f0}) \cdot c \cdot \frac{1}{100} = (68,3 \cdot 1,05 + 31,7 \cdot 1,05) \cdot 325 \cdot \frac{1}{100} =$
 $= 341,25 \text{ кН/м} = 3,41 \text{ кН/см}$, де $\gamma_{f0} = 1,05$ коефіцієнт надійності за навантаженням для власної ваги.

$$g_1 = g_1^n \cdot \gamma_{f0} = 325 \cdot 1,05 = 341,25 \text{ кН/м} = 3,4125 \text{ кН/см}$$

Характеристичне навантаження на 1 м допоміжної балки

$$V^n = c \cdot V_1^n = 3,25 \cdot 23 = 74,75 \text{ кН/м}$$

$$V = \gamma_f \cdot V^n = 1,4 \cdot 74,75 = 104,65 \text{ кН/м}$$

Розрахункове навантаження на 1 м допоміжної балки

$$q^n = g_1^n + V^n = 3,25 + 74,75 = 78 \text{ кН/м.}$$

$$q = g_1 + V = 3,41 + 104,65 = 108,06 \text{ кН/м.}$$

Розрахунковий згинаючий момент

$$M_{\max} = \frac{q \ell^2}{8} = \frac{108,06 \cdot 5,5^2}{8} = 408,60 \text{ кН}\cdot\text{м} = 40860 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Реакція опори

$$F = \frac{q \ell}{2} = \frac{108,06 \cdot 5,5}{2} = 297,17 \text{ кН.}$$

Необхідний момент опору балки

$$W_{\text{нотр}} = \frac{M_{\max} \cdot 10 \cdot 100}{R_y} = \frac{40860 \cdot 10}{240} = 1702,5 \text{ см}^3.$$

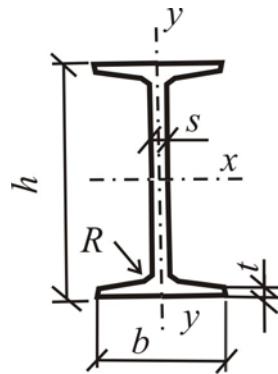


Рис. 2. До розрахунку допоміжної балки

Приймаємо допоміжну балку з найближчого до $W_{\text{нотр}}$ ГОСТ 8239-72 (табл. 4 додатку III) , І55Б2 у якого $W_x = 2296 \text{ см}^3$, $I_x = 62790 \text{ см}^4$, $s = 10 \text{ мм}$, $R = 24 \text{ мм}$, $b = 220 \text{ мм}$, $t = 15,5 \text{ мм}$, маса $g_1 = 97,9 \text{ кг/м}$ для 1 м^2 площі.

Перевірка:

$$\frac{g_1}{c} = \frac{97,9}{3,25} = 30,12 \text{ кг/м}^2 < g_0^n = 31,7 \text{ кг/м}^2.$$

Напруження в балці не перевіряємо, так як $W_x > W_{норм}$ та $\frac{g_1}{c} < g_1^n$

Перевіряємо прогин від характеристичного навантаження

$$V^n = c \cdot V_1^n = 3,25 \cdot 23 = 74,8 \text{ кН/м} = 0,748 \text{ кН/см}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^n l^4}{EI_x} = \frac{5 \cdot 78 \cdot 550^4 \cdot 10}{384 \cdot 210000 \cdot 62790 \cdot 100} = 0,705 \text{ см} < f_n = \frac{l}{250} = \frac{550}{250} = 2,2 \text{ см.}$$

3. Розрахунок головної балки

Дано за завданням: проліт головної балки $Z=13\text{м}$, нормативний прогин

$$f^n = \frac{Z}{400} = \frac{1300}{400} = 3,25 \text{ см (немає навантажень від рухомого складу).}$$

Навантаженнями на головну балку є реакції допоміжних балок і власна вага головної балки.

В розглянутому прикладі для головної балки середнього ряду "Б" розрахункові навантаження складають:

$$F_1 = 2F = 2 \cdot 297,17 = 594,34 \text{ кН.}$$

Характеристичне рівномірно розподілене навантаження від власної ваги головної балки приймають конструктивно в залежності від прольоту:

$$\text{при } Z = 8 \dots 11 \text{ м} - q_1^n = 2,5 \text{ кН/м.}$$

$$\text{при } Z = 12 \dots 15 \text{ м} - q_1^n = 3,5 \text{ кН/м.}$$

$$\text{при } Z = 16 \dots 18 \text{ м} - q_1^n = 5,0 \text{ кН/м.}$$

Розрахункове навантаження:

$$q_1 = \gamma_{f_0} \cdot q_1^n = 1,05 \cdot 3,5 = 3,675 \text{ кН/м.}$$

Розрахункова схема головної балки наведена на рис. 3.

Реакція опори балки (без реакції допоміжної балки, що спирається на стійку)

$$F_6 = \frac{F_1 \cdot n}{2} + \frac{q_1 \cdot Z}{2} = \frac{594,34 \cdot 3}{2} + \frac{3,675 \cdot 13}{2} = 915,40 \text{ кН, де}$$

n – кількість сил (реакцій допоміжної балки, розміщених на головній балці);

Z – проліт головної балки;

g_1 – розрахункова вага 1м головної балки.

Розрахункові згинаючі моменти:

$$M_1 = F_6 \cdot c - \frac{q_1 \cdot c^2}{2} = 915,4 \cdot 3,25 - \frac{3,675 \cdot 3,25^2}{2} = 2956 \text{ кН·м;}$$

$$M_2 = F_6 \cdot 2c - \frac{q_1 \cdot (2c)^2}{2} - F_1 \cdot c =$$

$$= 915,40 \cdot 6,5 - \frac{3,675 \cdot 6,5^2}{2} - 594,34 \cdot 3,25 = 3941 \text{ кН·м;}$$

$$M_2 = M_{\max}$$

Розрахункові перерізувальні сили:

$$Q_1 = F_0 = 915,40 \text{ кН};$$

$$Q_2^n = F_0 - q_1 \cdot c = 915,4 - 3,675 \cdot 3,25 = 903,46 \text{ кН};$$

$$Q_2^l = Q_2^n - F_1 = 903,46 - 594,34 = 309,12 \text{ кН};$$

$$Q_3^n = F_0 - F_1 - q_1 \cdot \frac{z}{2} = 915,40 - 594,34 - 3,675 \cdot 6,5 = 297,17 \text{ кН};$$

$$Q_3^l = Q_3^n - F_1 = 297,17 - 594,34 = -297,17 \text{ кН}.$$

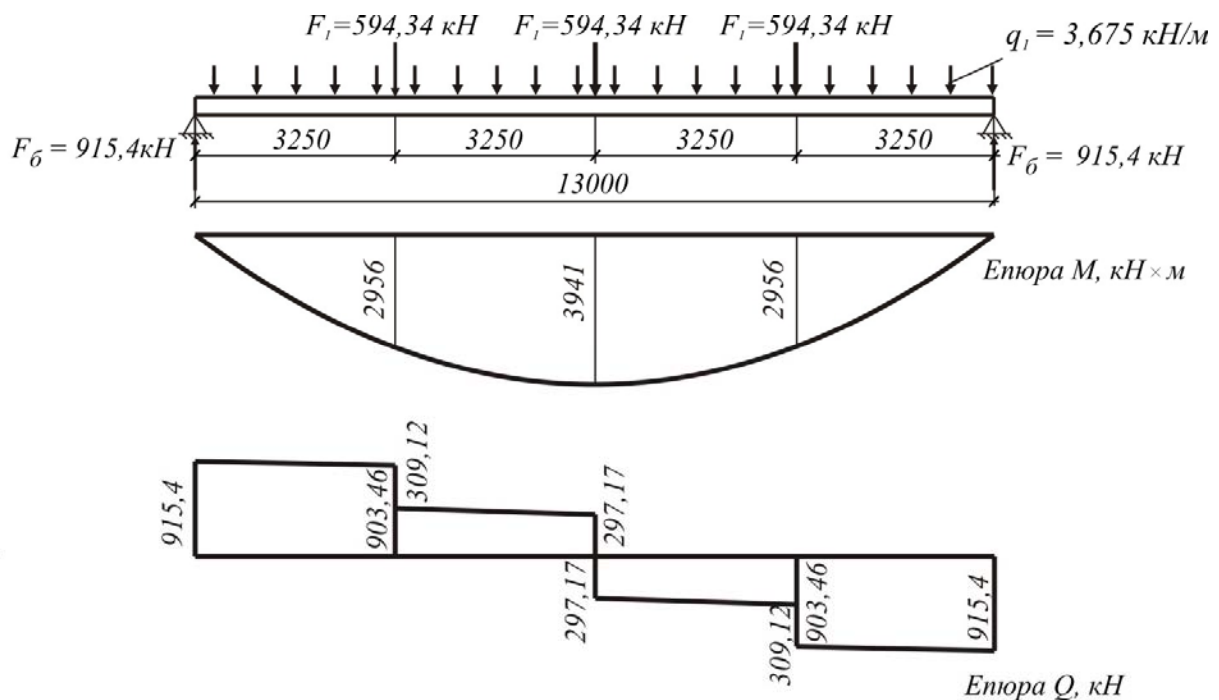


Рис. 3. Розрахункова схема та епюри зусиль, що діють в перерізах головної балки

Перерізи головної балки підбираються для двох варіантів: зі сталі однієї марки (монометалевої) і зі сталі двох марок (біметалевої).

I-й варіант – головна балка зі сталі однієї марки Ст3псб, для листа $t = 4 \dots 20$ мм, $R_y = 240$ МПа

Потрібний момент опору головної балки:

$$W_{mp} = \frac{M_{\max} \cdot 10}{R_y} = \frac{394100 \cdot 10}{240} = 16420 \text{ см}^3.$$

Задаємось κ_{cm} – коефіцієнт стінки.

$$\kappa_{cm} = \frac{z}{10} + (10 \dots 20) = \frac{1300}{10} + 10 = 140$$

Визначаємо оптимальну та мінімальну висоту головної балки.

Оптимальна висота з умови мінімальної ваги:

$$h_{onm} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \kappa_{cm} \cdot W_{mp}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 140 \cdot 16420} = 151,1 \text{ см.}$$

Мінімальна висота з умови прогину визначається за однією з формул:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot z}{E} \cdot \frac{z}{f_n} \cdot \left(\frac{g_1^n + V_1^n \cdot l}{\gamma_{f_0} \cdot g_1^n + \gamma_f \cdot V_1^{nn} \cdot l} \right) =$$

$$= \frac{5}{24} \cdot \frac{240 \cdot 1300}{210000} \cdot \frac{1300}{3,25} \cdot \left(\frac{3,5 + 23 \cdot 5,5}{1,05 \cdot 3,5 + 1,4 \cdot 23 \cdot 5,5} \right) = 89,02 \text{ см, де } \gamma_{f_0} = 1,05$$

- коефіцієнт надійності для власної ваги металевих конструкцій; γ_f - коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження наведений у бланку завдання до курсового проекту; нормативний прогин для балок виконаних з вуглецевих сталей дорівнює $f^n = \frac{z}{400} = \frac{1300}{400} = 3,25$.

Приймаємо висоту стінки у межах оптимальної та більшої ніж h_{\min} враховуючи стандартну ширину рулонної сталі по табл. 1 дод. III – 1500мм. При товщині полок 20мм орієнтовна повна висота балки $h = 150 + 2 \cdot 2 = 154$ см (див. рис. 4, а).

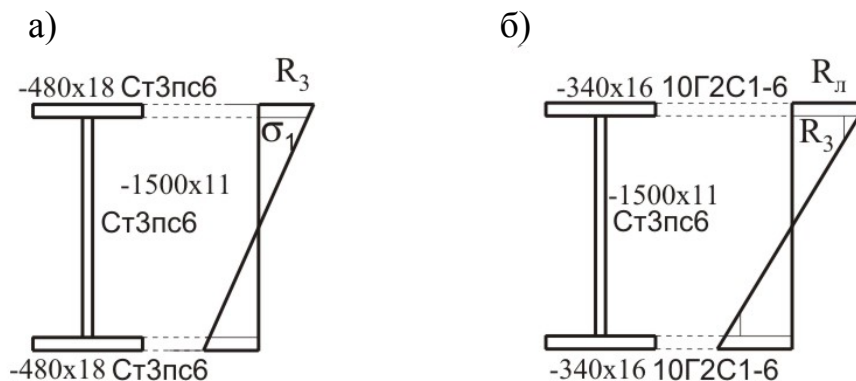


Рис. 4. До розрахунку головної балки: а) монометалева, б) біметалева

Приймаємо висоту балки $h_w = 1500$ мм (за табл. 1 додатка III).

Товщина стінки дорівнює:

а) за умови міцності на зріз при $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2$ МПа

$$t = \frac{1,2 \cdot Q_{\max} \cdot 10}{h_w \cdot R_s} = \frac{1,2 \cdot 915,4 \cdot 10}{150 \cdot 139,2} = 0,52 \text{ см;}$$

б) за умови місцевої стійкості

$$t = \frac{h_w}{k_{cm}} = \frac{150}{140} = 1,07 \text{ см.}$$

Приймаємо стінку стандартною товщиною $t_w = 11$ мм (по табл. 1 додатку III).

Приймаємо стінку -1500×11

Потрібний момент інерції перерізу:

$$I_{номр} = W_{номр} \cdot \frac{h_w + 4}{2} = 16420 \cdot \left(\frac{150 + 4}{2} \right) = 1264340 \text{ см}^4.$$

Потрібний момент інерції поясів

$$I_n = I_{номр} - I_{см} = 1264340 - \frac{1,1 \cdot 150^3}{12} = 954965 \text{ см}^4.$$

Потрібна площа перерізу поясів

$$A_f = \frac{2I_n}{(h_w + 2)^2} = \frac{2 \cdot 954965}{(150 + 2)^2} = 82,66 \text{ см}^2.$$

$$A_f = b_f \cdot t_f; b_f = 25 \cdot t_f^2; t_f = \sqrt{\frac{A_f}{25}} = \sqrt{\frac{82,66}{25}} = 1,82 \text{ см}.$$

Приймаємо пояси з універсальної сталі стандартних розмірів (по табл. 1 додатку III) – 480 18мм, тобто $A_f = 86,4 \text{ см}^2$.

Раціональність підбору і компоновання перерізу головної балки характеризується для маловуглецевих сталей параметром $\alpha = 0,5 \pm 0,05$.

Для балок з низьколегованих сталей $\alpha = 0,6 \pm 0,05$.

В розглянутому прикладі

$$\alpha = \frac{A_{см}}{A_{см} + 2A_f} = \frac{h_w \cdot t_w}{h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f} = \frac{150 \cdot 1,1}{150 \cdot 1,1 + 2 \cdot 48 \cdot 1,8} = 0,49$$

тобто у межах оптимальної.

Момент інерції скомпонованого перерізу

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2bt_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,1 \cdot 150^3}{12} + 2 \cdot 48 \cdot 1,8 \left(\frac{150 + 1,8}{2} \right)^2 = 1304843 \text{ см}^4.$$

Примітка: "Власним" моментом інерції полук нехтуємо у зв'язку з малістю його величини,

наприклад, в розглянутому прикладі: $I_n = \frac{48 \cdot 1,8^3}{12} = 23,33 \text{ см}^4 < I_x$ і складає

$$\frac{23,33}{1304843} \cdot 100\% = 0,0018\%.$$

Перевірка нормальних напружень:

$$\sigma = \frac{M_{\max} \cdot 10y}{I_x} = \frac{394100 \cdot 10 \left(\frac{150 + 2 \cdot 1,8}{2} \right)}{1304843} = 231,96 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа},$$

$$\text{де } y = (h_w + 2t_f) / 2$$

Перевірка сколюючих напружень: статичний момент половини перерізу зварного двотавра.

$$S_T = b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right) + \frac{h_w t_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} = 48 \cdot 1,8 \left(\frac{150 + 1,8}{2} \right) + \frac{150 \cdot 1,1}{2} \cdot \frac{150}{4} = 9651,51 \text{ см}^4;$$

$$\tau = \frac{Q_{\max} 10 S_T}{I_x t_w} = \frac{91540 \cdot 10 \cdot 9729,27}{1304843 \cdot 1,1} = 61,55 \text{ МПа} < R_s = 0,58 R_y = 139,2 \text{ МПа}.$$

Перевірка прогину проводиться від характеристичного навантаження, утворюючого згинаючий момент:

$$M^n = M_{\max} \frac{g_1^n + V_1^n \cdot l}{\gamma_{f_0} \cdot g_1^n + \gamma_f \cdot V_1^n \cdot l} = 3941 \frac{3,5 + 23 \cdot 5,5}{1,05 \cdot 3,5 + 1,4 \cdot 23 \cdot 5,5} = 2834 \text{ кНм} =$$

= 283400 кНсм.

Розрахунковий прогин (для випадку складного навантаження), може бути визначений за наближеною формулою

$$f = \frac{M^n \cdot Z^2}{E \cdot I_x} = \frac{283400 \cdot 1300^2}{210000 \cdot 1304843} = 1,75 \text{ см} < \frac{1300}{400} = 3,25 \text{ см}.$$

Зміну перерізу поясів приймаємо на відстані $\frac{Z}{6}$ від опори, тобто $\frac{13}{6} = 2,17 \text{ м}$:

$$M_{z/6} = 915,39 \cdot 2,17 - \frac{3,675 \cdot 2,17^2}{2} = 1977,74 \text{ кНм} = 197774 \text{ кНсм};$$

$$Q_{z/6} = 915,39 - 3,675 \cdot 2,17 = 907,4 \text{ кН};$$

$$W_{mp}^n = \frac{M_{z/6} \cdot 10}{R_y} = \frac{197774 \cdot 10}{240} = 8240,58 \text{ см}^3;$$

$$I_{mp}^n = W_{mp}^n \cdot \frac{h}{2} = 8240,58 \cdot \frac{150 + 2 \cdot 1,8}{2} = 632876,54 \text{ см}^4;$$

$$I_n^n = I_{mp}^n - I_{cm} = 632876,5 - \frac{1,1 \cdot 150^3}{12} = 323502 \text{ см}^4;$$

$$A_f^n = \frac{2I_n^n}{(h_w + t_f)^2} = \frac{2 \cdot 323502}{(150 + 1,8)^2} = 28,07 \text{ см}^2.$$

Найменша ширина поясу балки з умови обпирання настилу складає 180 мм, тобто $b_f^n = 18 \text{ см}$.

Зберігаючи висоту пояса, приймаємо змінений переріз поясів – 180x18, тобто $A_f^n = 32,4 \text{ см}^2$.

Момент інерції зміненого перерізу

$$I_x^n = \frac{t_w h_w}{12} + 2 A_f^n \left(\frac{h_w + t_w}{2} \right)^2 = \frac{1,1 \cdot 150^3}{12} + 2 \cdot 18 \cdot 1,8 \left(\frac{150 + 1,8}{2} \right)^2 = 682675 \text{ см}^4.$$

Найбільші напруження стінки в місці зміни перерізу поясів:

$$\sigma_1^n = \frac{M_{z/6} 10 y}{I_x^n} = \frac{197774 \cdot 10 \left(\frac{150}{2}\right)}{682675} = 217,3 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}; \text{ де } y = \frac{h_w}{2}.$$

$$\tau_1 = \frac{Q_{z/6} 10}{h_w t_w} = \frac{907,4 \cdot 10}{150 \cdot 1,1} = 54,99 \text{ МПа} < R_s = 139,2 \text{ МПа}.$$

Перевірка зведених напружень

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{217,3^2 + 3 \cdot 54,99^2} = 237,25 < 1,15 R_y = 1,15 \cdot 240 = 276 \text{ МПа}.$$

Розрахунок поясних швів при Э42 з $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ по перерізу в $\frac{Z}{6}$

Мінімальні катети шва k_f вказані в таблиці 1, де

$$\Delta A_f = t_f (b_f - b_f^n) = 1,8 \cdot (48 - 18) = 54 \text{ см}.$$

$$k_f = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q_{z/6} 10 A_f \left(\frac{h_w + t_f}{2}\right)}{I_x^n \beta_f R_{wf}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{907,4 \cdot 10 \cdot 32,4 \left(\frac{150 + 1,8}{2}\right)}{682675 \cdot 1 \cdot 180} = 0,18 \text{ см},$$

де β_f – коефіцієнт “провару” для автоматичної зварки $\beta_f = 1$.

Катет зварного шва приймаємо відповідно до таблиці 1. Так для поясних листів товщиною $t_f = 18 \text{ мм}$ зі сталі марки СтЗпсб, рекомендований катет шва $k_f = 7$, що більше ніж за розрахунками ($k_f = 0,18 \text{ мм}$).

Місце фактичної зміни перерізу поясів відносимо до опори на відстань від теоретичного місця зміни (2,16м) на величину:

$$a_1 = \frac{0,5 \cdot \Delta A_f \cdot R_y}{2 \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf}} = \frac{0,5 \cdot 54 \cdot 240}{2 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 180} = 25,71 \text{ см};$$

Приймаємо $a_1 = 26 \text{ см}$.

Перевірка загальної стійкості монометалевої головної балки.

Визначається згідно з вимогами для симетричного двотавра з параметрами:

$$\frac{h}{b_f} = \frac{h_w + 2t_f}{b_f} = \frac{150 + 2 \cdot 1,8}{48} = 3,2, \text{ тобто у межах } 1 \leq \frac{h}{b} < 6;$$

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{48}{1,8} = 26,7, \text{ тобто у межах } \frac{b_f}{t_f} < 35,$$

де h – висота балки в см; b_f – ширина поясу в см; t_f – товщина поясу.

Приймаємо $l_{ef} = c$ – відстань між кріпленнями балки, яка перешкоджає повороту перерізу, рівною кроку допоміжних балок 3,25м, а гранично допустима відстань, при якій загальна стійкість забезпечена і перевірка її не потрібна, складає:

$$\left| \frac{l_{ef}}{b_f} \right| = \left[0,35 + 0,0032 \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b_f}{t_f} \right) \cdot \frac{b_f}{h_w + 2t_f} \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= \left[0,35 + 0,0032 \cdot \frac{48}{1,8} + \left(0,76 - 0,02 \cdot \frac{48}{1,8} \right) \frac{48}{150 + 2 \cdot 1,8} \right] \cdot \sqrt{\frac{210000}{240}} = 14,97.$$

Фактично при $l_{ef} = 325$ см $b_f = 48$ см;

$$\frac{l_{ef}}{b} = \frac{325}{48} = 6,77 < \left| \frac{l_{ef}}{b_f} \right| = 14,97, \text{ тобто загальна стійкість забезпечена і}$$

потреби в перевірці немає.

Таблиця 1

Обмеження мінімального катета k_f кутових швів по ДБН В 2.6 - 163:2010

Товщина пояса балки, мм	Ручна зварка		Автоматична зварка	
	Мінімальний катет шва k_f , мм при границі текучості σ_D сталі (МПа)			
	до 430	431-580	до 430	431-580
4-5	4	5	3	4
6-10	5	6	4	5
11-16	6	7	5	6
17-22	7	8	6	7
23-32	8	9	7	8
33-40	9	10	8	9
41-80	10	12	9	10

Перевірка місцевої стійкості стінки балки складеного перерізу.

Для забезпечення місцевої стійкості стінки і конструктивного оформлення спряжень допоміжних балок з головними передбачають конструктивно поперечні ребра по кроку допоміжних балок $s = 3,25$ м (так як це перевищує $2h_w = 300$ см, то необхідно постановка проміжних ребер). Перевірку місцевої стійкості проводимо в опорній (I) і середній (II) ділянках стінки в точках, розташованих на відстанях $\frac{h_w}{2} = \frac{150}{2} = 0,75$ м від найближчого до опори ребра, показано на рис. 5

Фактично при $l_{ef} = 325$ см $b_f = 48$ см;

$$\frac{l_{ef}}{b} = \frac{325}{48} = 6,77 < \left| \frac{l_{ef}}{b_f} \right| = 14,97, \text{ тобто загальна стійкість забезпечена і}$$

потреби в перевірці немає.

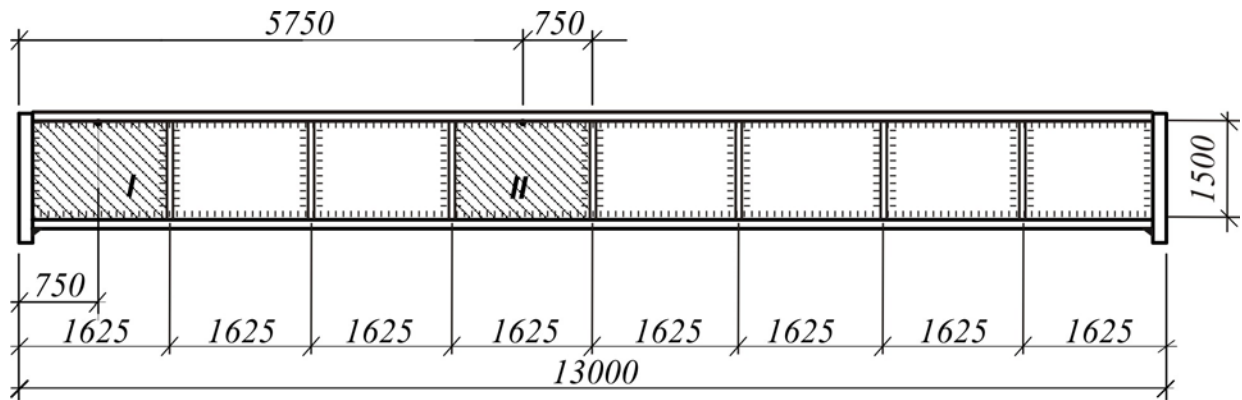


Рис. 5 Ділянки I та II перевіряємо на місцеву стійкість стінки балки

У випадку, коли крок ребер $a < h_w$, положення контрольних точок приймають посередині відсіку між ребрами, а якщо $a > h_w$ - то на відстані $0,5h_w$ від лівого ребра (до опори). В нашому випадку $a = c = 3,25\text{ м} > h_w = 1,5\text{ м}$. Визначимо розрахункові зусилля в точках, що перевіряються на місцеву стійкість точках.

Ділянка I

$$M_{0,75} = 915,4 \cdot 0,75 - \frac{3,675 \cdot 0,75^2}{2} = 685,52 \text{ кН}\cdot\text{м} = 68552 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$Q_{0,75} = 915,4 - 3,675 \cdot 0,75 = 912,64 \text{ кН};$$

$$I_x^n = 682675 \text{ см}^4 \text{ (див. стор. 12).}$$

Розрахункові напруження:

$$\sigma_1 = \frac{M_{0,75} \cdot 10 \cdot y_1}{I_x^n} = \frac{68552 \cdot 10 \cdot 75}{682675} = 75,31 \text{ МПа, де } y_1 = \frac{h_w}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ см.}$$

$$\tau_1 = \frac{Q_{0,75} \cdot 10}{h_w \cdot t_w} = \frac{912,64 \cdot 10}{150 \cdot 1,1} = 55,31 \text{ МПа.}$$

Для розрахунку критичних нормальних напружень визначаємо параметр δ .

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \cdot \frac{48}{150} \left(\frac{1,8}{1,1} \right)^3 = 1,12;$$

де коефіцієнт $\beta = 2$ – для підкранових балок з незвареною рейкою; $\beta = \infty$ для балок з прикріпленим до верхнього поясу настилом; $\beta = 0,8$ – для інших балок.

З таблиці 2 по лінійній інтерполяції визначаємо параметр $c_{cr} = 31,704$ відповідно до значення δ .

Умовна гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{150}{1,1} \sqrt{\frac{240}{210000}} = 4,6.$$

Критичне нормальне напруження

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{31,704 \cdot 240}{4,6^2} = 359,6 \text{ МПа.}$$

Для розрахунку критичних дотичних напружень визначимо відношення більшої сторони відсіку d до меншої h_w (крок ребер 1,625м, висота стінки 150см),

$$\mu = \frac{162,5}{150} = 1,08 \text{ і } \bar{\lambda}_{ef} = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{150}{1,1} \sqrt{\frac{240}{210000}} = 4,6, \text{ тобто } \bar{\lambda}_{ef} = \bar{\lambda}_w, \text{ так як}$$

менша сторона відсіку $d \leq h_w$.

Таблиця 2

Коефіцієнт c_{cr} для зварних балок

δ	До 0,8	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	Більше 30
c_{cr}	30	31,5	33,2	34,6	34,8	35,1	35,5

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

Критичне дотичне напруження:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,08^2} \right) \cdot \frac{139,2}{4,6^2} = 111,9 \text{ МПа.}$$

Перевірку місцевої стійкості відсіку I при спиранні другорядних балок на ребра жорсткості, тобто при відсутності в розрахунковій балці зосереджених сил на верхньому поясі і місцевому напруженні $\sigma_{loc} = 0$, проводимо за формулою:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{cr}} \right)^2} = \sqrt{\left(\frac{75,31}{359,6} \right)^2 + \left(\frac{55,31}{111,9} \right)^2} = 0,537 < 1,0.$$

Таким чином, місцева стійкість відсіку I забезпечена.

Ділянка 2

При спиранні другорядних балок на ребра жорсткості, тобто $\sigma_{loc} = 0$, розрахункові зусилля в перерізі:

$$M_{5,625} = 915,40 \cdot 5,625 - 594,34(5,625 - 3,25) - \frac{3,675 \cdot 5,625^2}{2} = 3679,42 \text{ кНм} = 367942 \text{ кНсм;}$$

$$Q_{5,625} = 915,40 - 594,34 - 3,675 \cdot 5,625 = 300,39 \text{ кН;}$$

$$I_x = 1304843 \text{ см}^4.$$

Розрахункові напруження точки, що перевіряється:

$$\sigma_2 = \frac{M_{5,625} \cdot 10 \cdot y_1}{I_x} = \frac{367942 \cdot 10 \cdot 75}{1304843} = 211,5 \text{ МПа;}$$

$$\tau_2 = \frac{Q_{5,625} \cdot 10}{h_w \cdot t_w} = \frac{300,39 \cdot 10}{150 \cdot 1,1} = 18,20 \text{ МПа.}$$

Критичні напруження втрати стійкості σ_{cr} і τ_{cr} приймаємо за даними перевірки ділянки 1, оскільки за всіма параметрами відсіки однакові.

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{211,5}{359,6}\right)^2 + \left(\frac{18,20}{111,9}\right)^2} = 0,61 < 1,0.$$

Таким чином, прийняте конструктивно розташування ребер жорсткості забезпечує місцеву стійкість стінки балки і на 2 ділянці.

При висоті головних балок, що мають $\bar{\lambda}_w \geq 5,5$, крім поперечних ребер, передбачають також повздовжнє ребро жорсткості. Перевірку місцевої стійкості в цьому випадку слід проводити за відповідними формулами п.7.7 ДБН В 2.6 - 163:2010. При спиранні допоміжних балок на верхній пояс головних балок (поверхове спряження) в цих місцях встановлюють поперечні ребра жорсткості, місцеві напруження не виникають і перевірка місцевої стійкості проводиться, як приведено вище.

II-й варіант – головна балка біметалева. Стінка зі сталі СтЗпсб з $R_y = 240$ МПа (товщина 4-20мм); пояси зі сталі 10Г2С1-6 товщиною 10-20 мм з $R_y = 345$ МПа.

Визначення висоти головної балки і перерізу стінки аналогічно першому варіанту, тобто приймаємо $h_w = 150$ см, $t_w = 1,1$ см.

Частина згинаючого моменту, який сприймається стінкою балки:

$$M_{cm} = R_3 \cdot \frac{t_w \cdot h_w^2}{4 \cdot 10} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_3}{R_l} \right)^2 \right],$$

де $R_3 = R_y = 240$ МПа (для СтЗпсб) – розрахунковий опір вуглецевої сталі, а $R_l = R_{y1} = 345$ МПа (для 10Г2С1-6) – розрахунковий опір легованої сталі.

$$M_{cm} = 240 \frac{1,1 \cdot 150^2}{4 \cdot 10} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{240}{345} \right)^2 \right] = 124545 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Частка згинаючого моменту, який сприймається поясами балки:

$$M_n = M_{\max} - M_{cm} = 394100 - 124545 = 269555 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Потрібна площа перерізу поясів зі сталі 10Г2С1-6

$$A_f = \frac{M_n \cdot 10}{R_l (h_w + t_f)} = \frac{269555 \cdot 10}{345(150 + 1,8)} = 51,47 \text{ см}^2.$$

$$t_f = \sqrt{\frac{A_f}{25}} = \sqrt{\frac{51,47}{25}} = 1,43 \text{ см.}$$

Приймаємо $t_f = 16$ мм (по табл. 1 додатку III).

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{51,47}{1,6} = 32,16 \text{ см.}$$

Приймаємо стандартні листи – 340x16 мм, (по табл. 1 додатку III);
 $A_f = 54,4 \text{ см}^2$, при цьому коефіцієнт раціональності підбраного перерізу:

$$\alpha = \frac{A_{cm}}{A_{cm} + 2A_n} = \frac{1,1 \cdot 150}{1,1 \cdot 150 + 2 \cdot 34 \cdot 1,6} = 0,602 = 0,6 \pm 0,05, \text{ тобто прийнято для}$$

легованої сталі оптимальним.

Момент інерції підбраного перерізу біметалевої балки

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,1 \cdot 150^3}{12} + 2 \cdot 34 \cdot 1,6 \left(\frac{150 + 1,6}{2} \right)^2 = 934500,6 \text{ см}^4$$

Несуча здатність скомпонованого перерізу по згинаючому моменту

$$M_{i\tilde{n}} = R_{\tilde{\epsilon}} \cdot A_f (h_w + t_f) \frac{1}{10} + R_3 \cdot \frac{t_w \cdot h_w^2}{4 \cdot 10} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_3}{R_{\tilde{\epsilon}}} \right)^2 \right] =$$
$$= 345 \cdot 54,4 \cdot (150 + 1,6) \frac{1}{10} + 240 \frac{1,1 \cdot 150^2}{4 \cdot 10} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{240}{345} \right)^2 \right] = 409068,3 \text{ кН·см} >$$

>394100 кН·см.

Зміна перерізу поясів і розрахунок поясних швів аналогічні першому варіанту.

Обов'язковим варіантом (після розрахунку зварного двотавра) для головної балки слід розглянути підбір перерізу з двотаврів з паралельними гранями полиць за ГОСТ 26020-83.

$W_{номр} = 16400 \text{ см}^3$ (в нашому випадку прийняти прокатну балку неможливо зі сталі класу міцності С245).

Тому обираємо прокатну балку з легованої сталі класу С345.

$$W_{номр} = \frac{M_{\max} \cdot 10}{R_{\lambda}} = \frac{394100 \cdot 10}{335} = 11764 \text{ см}^3.$$

За сортаментом приймаємо І 100Б4 ГОСТ 8239-72 (табл. 3, додатку III), у якого $W_x = 12940 \text{ см}^3$, $I_x = 655400 \text{ см}^4$, маса $g^m = 314,5 \text{ кг/м}$.

Вага прокатної балки

$$g = g \cdot Z \cdot k = 314,5 \cdot 13 \cdot 1,05 = 4293 \text{ кг};$$

де k_k - конструктивний коефіцієнт, в зварній балці $k_k = 1,25$ (на ребра жорсткості, зварні шви); в прокатній балці $k_k = 1,05$ (тільки для опорних ребер, оскільки проміжні відсутні).

Перевіряємо прогин прокатної балки за формулою:

$$f = \frac{M^n \cdot Z^2}{E \cdot I_x} = \frac{283400 \cdot 1300^2}{200000 \cdot 655400} = 3,65 > f^n = 3,25 \text{ см};$$

де $E = 2 \cdot 10^5$ МПа для легованих сталей класу С345, тобто умова жорсткості не виконується.

В розрахунках приймають об'ємну масу сталі $\gamma = 7,85 \text{ г/см}^3 = 0,00785 \text{ кг/см}^3$. Вага монометалевої балки

$$g_1 = (2b_f t_w + h_w t_f) z \rho k_k = \\ = (2 \cdot 48 \cdot 1,8 + 150 \cdot 1,1) \cdot 1300 \cdot 0,00785 \cdot 1,25 = 4309 \text{ кг}.$$

4. Розрахунок з'єднання допоміжної балки до головної

З'єднання допоміжної балки до головної здійснюємо за допомогою болтового з'єднання на болтах звичайної точності. Приймаємо попередньо болти М22 ($d_b = 22$ мм) класу міцності 4,6 в отворах $d_o = 24$ мм.

Розрахункові опір на зріз $R_{bs} = \gamma_b \cdot R_{bs}^T = 0,9 \cdot 150 = 135$ МПа,

де γ_b - коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання, що дорівнює $\gamma_b = 0,9$ при кількості болтів в пакеті менше 10

R_{bs}^T - опір болта за табл. 3 додатка II

$R_{bp} = \gamma_b \cdot R_{bp}^T = 0,9 \cdot 360 = 324$ МПа,

де R_{bp}^T - опір зминання відповідно до табл. 4 додатка II.

Визначаємо несучу спроможність 1-го болта:

а) по зрізу

$$N_1 = \frac{\pi d_b^2}{4} \cdot n_s \cdot R_{bs} \cdot \frac{1}{10} = \frac{3,14 \cdot 2,2^2}{4} \cdot 1 \cdot 135 \cdot \frac{1}{10} = 51,3 \text{ кН};$$

б) по зминанню

$$N_1 = s \cdot d_b \cdot R_{bp} = 1 \cdot 2,2 \cdot \frac{324}{10} = 71,28 \text{ кН}.$$

Потрібна кількість болтів

$$n_b = \frac{F}{N_{1\min}} = \frac{297,17}{51,3} = 5,79, \text{ приймаємо } 6 \text{ болтів}.$$

В цьому варіанті необхідно провести додаткову перевірку стінки балки, послабленої на опорі отворами $d_o = 24$ мм для болтів $d_b = 22$ мм та вирізами полк з ділянками стінки.

Розрахункова висота для прийнятого двотавра І 55Б2:

$$h_1 = h_d - 2(t + R + \Delta) = 54,7 - 2(1,55 + 2,4 + 0,5) = 50,25 \text{ см}$$

де t_f – товщина полки, R – радіус закруглення, Δ – стовщення полки.

Вага 1 м балки 97,9 кг, тоді розподілене навантаження від власної ваги

$$\text{дорівнює маса } \frac{97,9}{3,25} = 30,12 \text{ кг/м}^2 = 0,301 \text{ кН/м}^2.$$

Приймаємо округлено $h_1 = 50$ см і перевіряємо опорний переріз балки по стінці в перерізі, де розміщені кріплячі болти

$$\tau = \frac{F \cdot 10}{(h_1 - n_b \cdot d_o) \cdot s} = \frac{297,17 \cdot 10}{(50,25 - 6 \cdot 2,4) \cdot 1} = 83,47 \text{ МПа} < R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}$$

$$a = \frac{b_f}{2} + 1,5 = \frac{48}{2} + 1,5 = 25,5 \text{ см};$$

де 1,5 см – зазор між поясами головної та допоміжної балки.

Згинальний момент в перерізі II

$$M_{II} = F \cdot a = 297,17 \cdot 25,5 = 7577,8 \text{ кН/см};$$

$$W_{II} = \frac{s \cdot h_1^2}{6} = \frac{1 \cdot 50,25^2}{6} = 420,84 \text{ см}^3;$$

$$\sigma_{II} = \frac{M_{II} \cdot 10}{W_{II}} = \frac{7577,8 \cdot 10}{420,84} = 180,06 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа};$$

$$\tau_{II} = \frac{F \cdot 10}{h_1 \cdot s} = \frac{297,17 \cdot 10}{50,25 \cdot 1} = 59,14 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_{II}^2 + 3\tau_{II}^2} = \sqrt{180,06^2 + 3 \cdot 59,14^2} = 207,15 \text{ МПа} < 1,15 R_y = 1,15 \cdot 240 = 276 \text{ МПа}$$

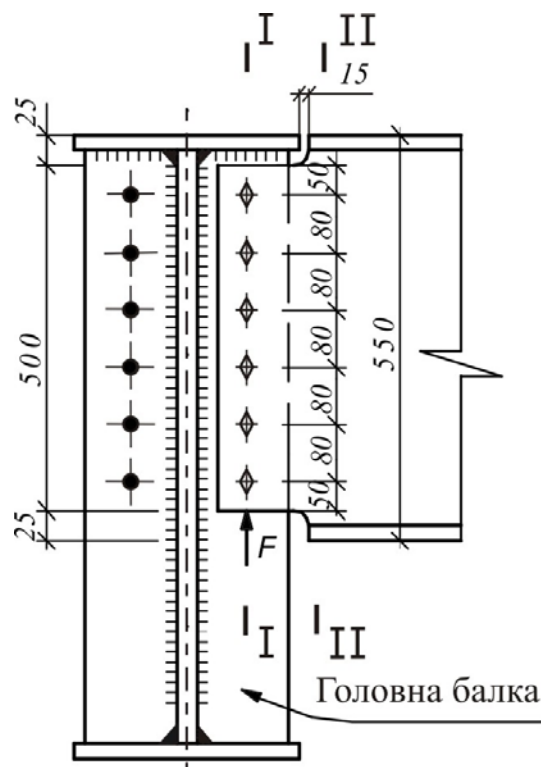


Рис. 6 З'єднання допоміжної балки до головної

5. Розрахунок спряження головної балки зі стійкою

В курсовому проекті по узгодженню з керівником виконують розрахунок спряження головної балки зі стійкою за одним з приведених нижче варіантів.

Варіант 1. Поверхове спряження (див рис. 7). Опорна реакція головної балки передається на опорну плиту стійки через зминання торця опорного ребра. В опорному ребрі розрахунковим буде переріз 1-1, працюючий на зминання, так як розрахунковий опір зминанню торця більше, ніж стиску.

Потрібна площа перерізу опорного ребра:

$$A_{mp} = \frac{(F_0 + 0,5F_1) \cdot 10}{R_p} = \frac{(915,40 + 0,5 \cdot 594,34) \cdot 10}{324} = 37,42 \text{ см}^2,$$

де F_0 – реакція головної балки;

Приймаємо опорне ребро перерізом -200×20 (по ширині поясів), тобто $b_p = 20 \text{ см}$; $t_p = 2 \text{ см}$.

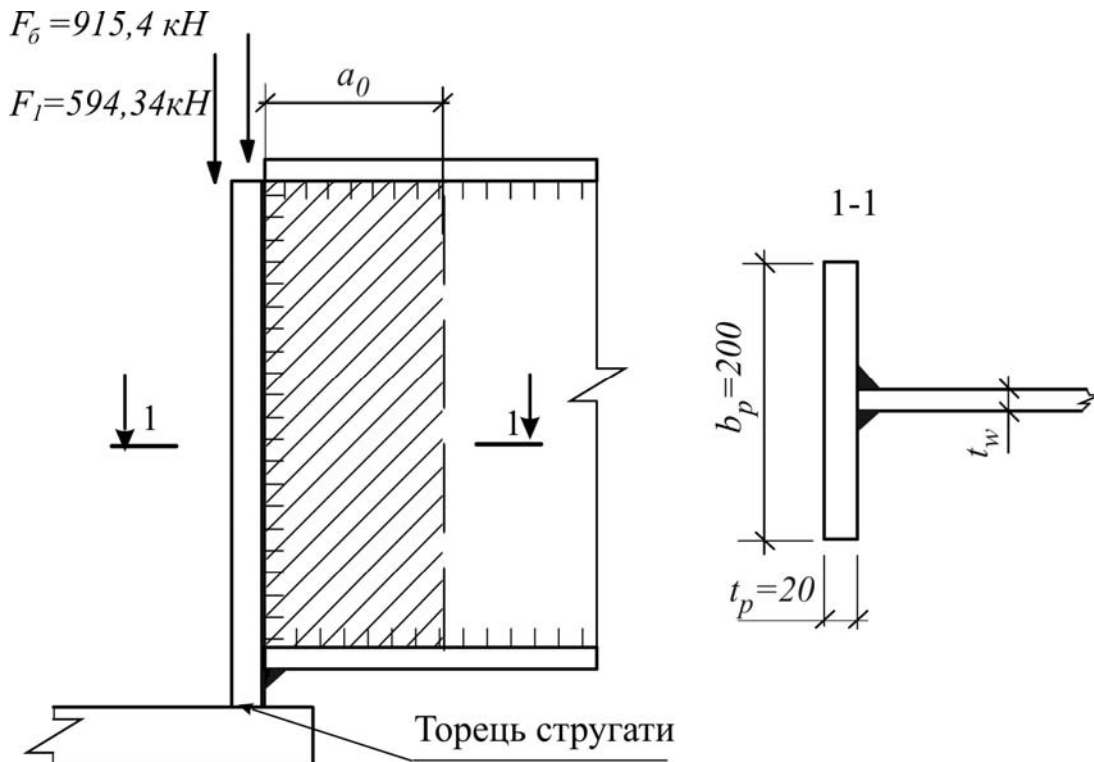


Рис. 7 Вузол поверхового з'єднання головної балки зі стійкою

Перевіряємо умовний опорний переріз по 1-1 на стійкість з площини балки (відносно осі X-X):

$$A_p = b_p \cdot t_p + 0,65 \cdot t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 20 \cdot 2 + 0,65 \cdot 1,1^2 \cdot \sqrt{\frac{210000}{240}} = 63,26 \text{ см}^2;$$

$$I_{x1} = \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} = \frac{2 \cdot 20^3}{12} = 1333 \text{ см}^4; \quad i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_p}} = \sqrt{\frac{1333}{63,26}} = 4,59 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{h_w}{i_x} = \frac{150}{4,59} = 32,67;$$

$$\varphi_x = 0,921 \text{ (з таблиці 3 за інтерполяцією);}$$

$$\sigma = \frac{(F_6 + 0,5 \cdot F_1) \cdot 10}{\varphi_x \cdot A_p} = \frac{(915,4 + 0,5 \cdot 594,34) \cdot 10}{0,912 \cdot 63,26} = 210,18 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа.}$$

$$a_o = 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

Варіант II. Спряження в одному рівні на монтажному столику на болтах нормальної точності (рис. 8, а). Вважаємо, що опорна реакція головної балки "А" повністю передається через болти на стійку, товщину опорного ребра (фланця) приймаємо $t = 10$ мм. Болти М22 (класу 4.8).

Несуча здатність одного болта на зріз при $R_{bs} = \gamma_b \cdot R_{bs}^T = 0,9 \cdot 160 = 144$ МПа (табл. 2 додатку I для листа СтЗпсб):

$$N_1 = \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot n_s \cdot R_{bs} = \frac{3,14 \cdot 2,2^2}{4} \cdot 1 \cdot 144 \cdot \frac{1}{10} = 54,74 \text{ кН;}$$

на зминання при $R_p = \gamma_b \cdot R_p^T = 0,9 \cdot 360 = 324$ МПа (табл. 4 додатку II для листа СтЗпсб):

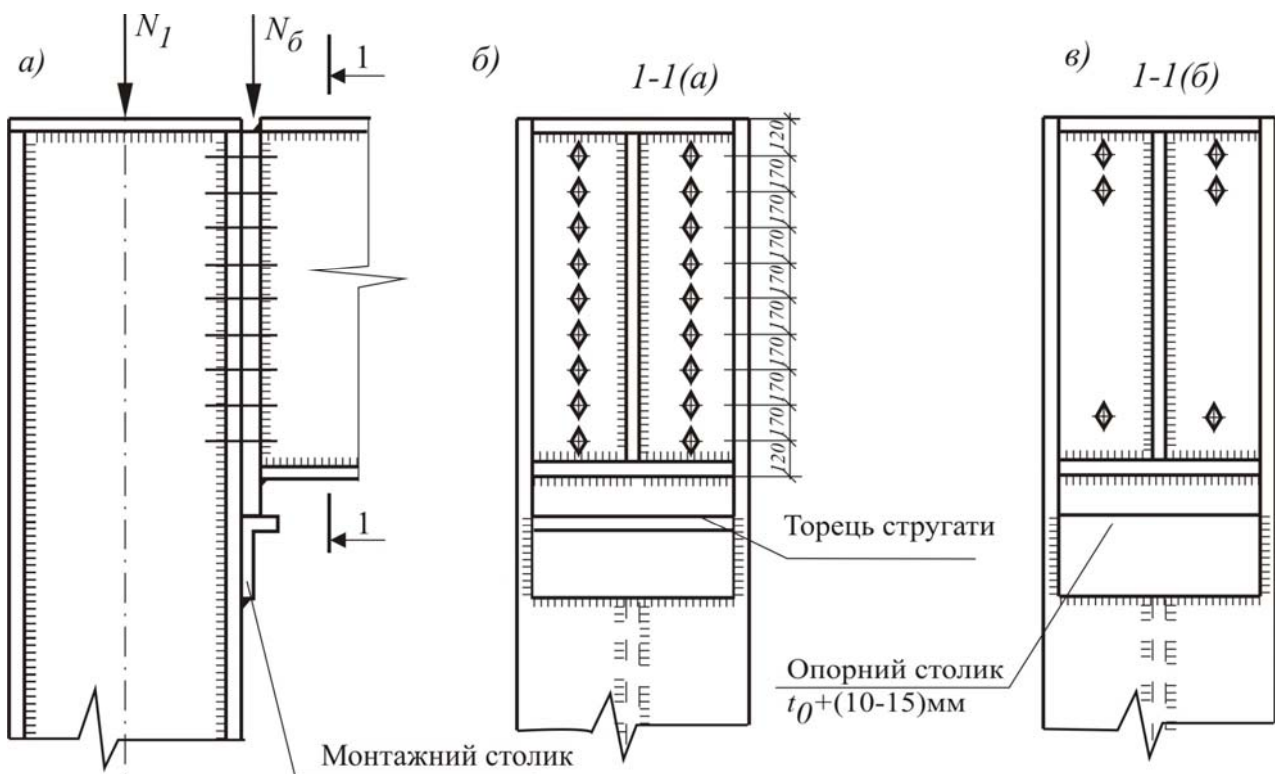


Рис. 8 Вузол спряження головної балки зі стійкою: а) на болтах з монтажним столиком; б) на опорний столик з фіксуючими болтами

$$N_1 = d_b \sum t \cdot R_p = 2,2 \cdot 1 \cdot 324 \cdot \frac{1}{10} = 71,28 \text{ кН.}$$

Потрібна кількість болтів

$$n_{\delta} = \frac{F_{\delta} \cdot 10}{N_{1\min}} = \frac{915,40}{54,74} = 16,72.$$

Конструктивно приймаємо 18 шт. (парну кількість болтів).

Варіант III. Спряження на заводському опорному столику (рис. 8, б). Передача опорної реакції головної балки через зминання торця опорного ребра (фланця) на опорний столик. Задаючись катетом шву, який прикріплює опорний столик до стійки $k_f = 8$ мм, визначаємо розрахункову довжину швів при $R_{wf} = 180$ МПа (для електродів Є 42, Є 42А).

$$l = \frac{F_{\delta} \cdot 10}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf}} + 3_{см} = \frac{915,4 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 180} + 3_{см} = 90,81 + 3 = 93,81 \text{ см, де } \beta_f = 0,7$$

коефіцієнт провару (ручне зварювання); 3 см – добавка на непровар і кратер, дефектів зварних швів.

Конструктивно два флангові шви будуть розмірами 8-150 і лобовий шов 8-240 (по ширині опорного ребра).

Загальна довжина швів $2 \cdot 350 + 240 = 940$ мм.

Таким чином, загальна довжина флангових швів перевищує розрахункове значення.

Болти встановлюють конструктивно з кроком 200 мм для фіксації балки на опорному столику.

6. Розрахунок стійки

В курсовій роботі відповідно до завдання проводиться розрахунок стійки суцільного або наскрізного перерізу як центрально-стиснутого елемента. Розраховуємо стійку середнього ряду, яка знаходиться в центрі балочної клітки.

Марку сталі згідно з дослідними даними приймаємо:

при $N \leq 1500$ кН – Ст3кп2 або Ст3псб-1;

при $N = 1500$ до 3000 кН – Ст3псб-2.

Варіант I. Стійка Н - подібного перерізу (рис. 9, а). Розрахункове стискаюче зусилля в центральній стійці, на котру спираються 2 головні балки:

$$N = 2F_{\delta} + F_1 = 915,4 \cdot 2 + 594,34 = 2425 \text{ кН.}$$

Приймаємо марку сталі С275.

Висота стійки при відмітці верха настилу 10 м

$l_c = ПОЗ + 0,5 - h_n - h_{\delta} = 10 + 0,5 - 0,11 - 1,536 = 8,854$ м, приймаємо для спрощення розрахунків округлено $l_c = 8,86$ м.

0,5 м – глибина закладення бази стійки нижче нульової позначки;

h_i – висота настилу;

h_{δ} – висота головної балки.

$$h_n = h_o + 2t = 100 + 2 \cdot 5 = 110 \text{ мм}$$

$$h_{\delta} = h_w + 2t_f + 40 = 1500 + 2 \cdot 18 + 40 = 1576 \text{ мм} = 1,576$$

Напруження від дії маси стійки враховуємо зниженням розрахункового опору на 2%, що для сталі С275 при товщині листа $t = 10 \dots 20$ мм складають:

$$R_y^T = 240 \text{ МПа};$$

$$R'_y = 0,98 \cdot R_y^T = 0,98 \cdot 240 = 235,2 \text{ МПа}.$$

Габарити центрово-стиснутої Н - подібної стійки приймають у межах $\left(\frac{1}{20} \dots \frac{1}{30} \right) H$ з тим, щоб гнучкість стійки не перевищувала $\lambda \leq 120$.

В даному прикладі задаємось попередніми габаритами

$$H = B = \frac{l_c}{25} = \frac{886}{25} = 35,44 \text{ см}.$$

Округлено приймаємо $H = B = 35$ м. (висоту перерізу приймаємо з кратністю)

Наближені значення гнучкості складають:

$$\lambda_x = \frac{l_c}{0,42H} = \frac{886}{0,42 \cdot 35} = 60,27;$$

$$\lambda_y = \frac{l_c}{0,24B} = \frac{886}{0,24 \cdot 35} = 105,48 < 120.$$

За табл. 2 додатка II для листової сталі $t = 5 \dots 20$ мм С245 при $R = 240$ МПа і $\lambda = 104,88$ визначаємо за інтерполяцією: $\varphi_{mp} = 0,511$.

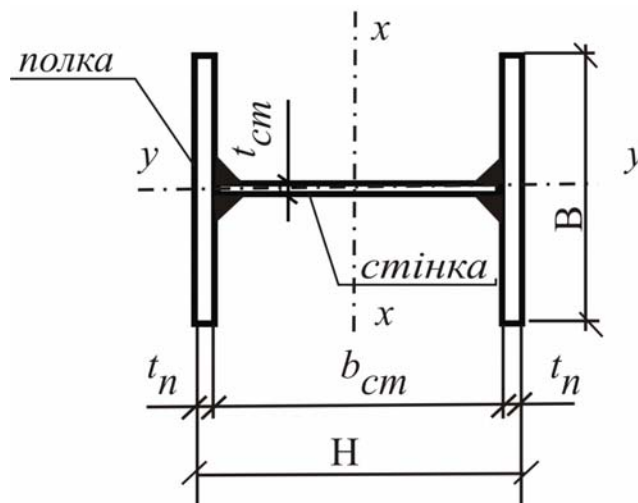


Рис. 9. Ескіз до розрахунку колони Н-подібного перерізу

Потрібна площа перерізу стійки

$$A_{mp} = \frac{N \cdot 10}{\varphi_{mp} \cdot R'_y} = \frac{2425 \cdot 10}{0,511 \cdot 235,2} = 201,76 \text{ см}^2$$

Компонуємо переріз зі стандартних листів універсальної широкоштамбової сталі (табл. 1 додатку III):

$$\text{стінка } A_{cm} = 0,15 \cdot A_{mp} = 0,15 \cdot 201,76 = 30,26 \text{ см}^2.$$

$$\text{Приймаємо стінку з листа } -300 \times 10; A_{cm} = 30 \cdot 1 = 30 \text{ см}^2.$$

полки $A_n = (A_{mp} - A_{cm})0,5 = (201,76 - 30)0,5 = 85,88 \text{ см}^2$.

Приймаємо полиці з листів -340×25 .

Загальна площа перерізу (рис.7)

$$A = A_{cm} + 2A_n = 30 \cdot 1 + 2 \cdot 34 \cdot 2,5 = 200 \text{ см}^2.$$

Ширину стінки приймаємо на 40...60 мм менше висоти перерізу колони, тобто $350 - (40...60) = 290...310 \text{ мм}$.

Відповідно до табл. 10 додатку найближча стандартна ширина листового прокату

$$b_{cm} = 300 \text{ мм}. \text{ Потрібна товщина стінки дорівнює } t_{cm} = \frac{A_{cm}}{b_{cm}} = \frac{30,26}{30} = 1,008$$

Потрібна товщина стінки $t_{cm} = 10 \text{ мм}$.

Ширина полки повинна дорівнювати, або бути меншою ніж габарит колони В за табл. 10 додатку приймаємо $b_n = 340 \text{ мм}$, тоді потрібна товщина

полок $t_n = \frac{A_n}{b_n} = \frac{85,88}{34} = 2,52 \text{ см}$. Приймаємо $t_n = 25 \text{ мм}$ (табл.1 додатка III).

Перевіряємо полиці на співвідношення $\frac{b_n}{t_n}$, яке забезпечує стійкість кромки:

$$b_n = 34 \text{ см} < t_n \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2,5 \cdot \sqrt{\frac{210000}{240}} = 73,95 \text{ см}, \text{ тобто умова стійкості}$$

кромки забезпечена.

Геометричні характеристики перерізу відносно осі X-X:

$$I_x = 2 \cdot A_n \left(\frac{b_{cm} + t_n}{2} \right)^2 + \frac{t_{cm} \cdot b_{cm}^3}{12} = 2 \cdot 85 \left(\frac{30 + 2,5}{2} \right)^2 + \frac{1 \cdot 30^3}{12} = 47140 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{47140}{200}} = 15,35 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_c}{i_x} = \frac{886}{15,35} = 57,72;$$

відносно осі Y-Y:

$$I_y = 2 \cdot \frac{t_n \cdot b_n^3}{12} = 2 \cdot \frac{2,5 \cdot 34^3}{12} = 16377 \text{ см}^4.$$

Моментом інерції стінки відносно осі Y-Y

$$I_{y_{cm}} = \frac{b_{cm} \cdot h_{cm}^3}{12} = \frac{30 \cdot 1^3}{12} = 2,58 \text{ см}^4$$

нехтуємо у зв'язку з її малою величиною.

Радіус інерції відносно осі Y-Y:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{16377}{200}} = 9,04 \text{ см};$$

$$\text{гнучкість } \lambda_y = \frac{l_{cy}}{i_y} = \frac{886}{9,04} = 98,01.$$

За інтерполяцією з табл. 3 $\varphi_{\min} = 0,560$

Перевіряємо напруження:

$$\sigma = \frac{N \cdot 10}{\varphi_{\min} \cdot A} = \frac{2425 \cdot 10}{0,560 \cdot 200} = 216,30 \text{ МПа} < R'_y = 235,2 \text{ МПа}$$

Недонапруження на $\lambda_y = 235,2 - 216,3 = 18,9 \text{ МПа}$ (8%), таке недонапруження не допускається, в іншому випадку за сортаментом підбираємо менші розміри полк та знову проводимо розрахунок.

Приймаємо полки колони з широкоштабової листової сталі – 320×28 .

Площа поперечного перерізу

$$A = 2b_n \cdot t_n + b_{cm} \cdot t_{cm} = 2 \cdot 32 \cdot 2,8 + 30 \cdot 1 = 209,2 \text{ см}^2.$$

Геометричні характеристики перерізу відносно вісі X-X:

$$I_x = 2 \cdot b_n \cdot t_n \cdot \left(\frac{b_{cm} + t_n}{2} \right)^2 + \frac{t_{cm} \cdot b_{cm}^3}{12} = 2 \cdot 32 \cdot 2,8 \cdot \left(\frac{30 + 2,8}{2} \right)^2 + \frac{1 \cdot 30^3}{12} = 50447 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{50447}{209,2}} = 15,53 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{886}{15,53} = 57,05;$$

Геометричні характеристики перерізу відносно вісі Y-Y:

$$I_y = 2 \cdot \frac{t_n \cdot b_n^3}{12} = 2 \cdot \frac{2,8 \cdot 32^3}{12} = 15294,5 \text{ см}^4.$$

Власний момент інерції полк відносно вісі Y-Y

$$I_{y,cm} = \frac{b_{cm} \cdot h_{cm}^3}{12} = \frac{30 \cdot 1^3}{12} = 2,5 \text{ см}^4$$

Радіус інерції відносно вісі Y-Y:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{15294,5}{209,2}} = 8,55 \text{ см};$$

$$\text{гнучкість } \lambda_y = \frac{l_{cy}}{i_y} = \frac{886}{8,55} = 103,6.$$

За інтерполяцією з табл. 10 для $\lambda_{\max} = \lambda_y = 103,6$ $\varphi_{\min} = 0,519$

Перевіряємо напруження:

$$\sigma = \frac{N \cdot 10}{\varphi_{\min} \cdot A} = \frac{2425 \cdot 10}{0,519 \cdot 209,2} = 223,4 \text{ МПа} < R'_y = 235,2 \text{ МПа}$$

Недонапруження на $\Delta = \frac{235,2 - 223,4}{235,2} 100\% = 5,01\%$, таке недонапруження

допускається.

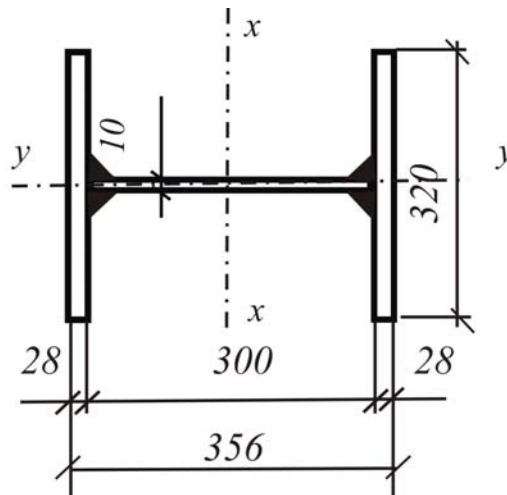


Рис. 10 Схема перерізу Н - подібної стійки

Поясні шви розраховуємо на умовну перерізуючу силу, яку приймаємо за ДБН В2.6 - 163:2010:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left[2330 - \frac{E}{R_y} \right] \cdot \frac{N}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left[2330 - \frac{210000}{240} \right] \cdot \frac{2425}{0,519} = 45 \text{ кН}$$

$E = 210000$ МПа – модуль пружності;

$R_y = 240$ МПа – розрахунковий опір.

Розрахунковий катет поясного шва:

$$k_f = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q_{fic} \cdot S_n \cdot 10}{I_x \cdot \beta_f \cdot R_{wf}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{45 \cdot 32 \cdot 2,8 \cdot \left(\frac{30 + 2,8}{2} \right) \cdot 10}{50447 \cdot 1 \cdot 180} = 0,037 \text{ см,}$$

де $\beta_f = 1$ для автоматичного зварювання сварки поясних швів, а k_f приймається як мінімальне за табл. 1 $k_f = 8$ мм (для $t_n = 28$ мм).

Варіант II. Стійка наскрізного перерізу.

Розрахункове стискаюче зусилля в центральній стійці

$$N = 2F_{z\delta} + F_1 = 976,33 \cdot 2 + 472,24 = 2425 \text{ кН.}$$

Висота стійки при відмітці верха настилу 10 м

$$l_c = ПОЗ + 0,5 - h_n - h_{z\delta} = 10 + 0,5 - 0,11 - 1,536 = 8,854 \text{ м,}$$

приймаємо округлено $l_c = 8,86$ м.

Напруження від маси стійки враховуємо пониженням розрахункового опору на 2%, що при сталі С275 для фасонного прокату складає:

$$R_y^T = 270 \text{ МПа; } R_y = 0,98 \cdot R_y^T = 0,98 \cdot 270 = 264,6 \text{ МПа.}$$

Попередні габарити перерізу приймаємо від $\frac{l_c}{15}$ до $\frac{l_c}{25}$, при спиранні в одному рівні.

$$H = \frac{l_c}{25} = \frac{8,86}{25} = 35,44 \text{ см (приймаємо 40 см);}$$

$B = 40$ см з умов сортаменту швелерів.

Приблизні значення гнучкостей:

$$\lambda_x = \frac{l_{cx}}{\alpha_1 \cdot H} = \frac{886}{0,38 \cdot 40} = 58,28;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cy}}{\alpha_2 \cdot B} = \frac{886}{0,42 \cdot 40} = 52,73.$$

де α_1 і α_2 визначаються відповідно форми перерізу колони.

$$\lambda_x = \lambda_{\max} = 58,28;$$

$\varphi_x = 0,793$ (з табл. 3 по інтерполяції).

Потрібна площа перерізу стійки

$$A_{\text{нотр}} = \frac{N \cdot 10}{\varphi_x \cdot R_y} = \frac{2425 \cdot 10}{0,793 \cdot 264,6} = 115,43 \text{ см}^2.$$

Приймаємо стійку перерізом (див. рис. 9) у вигляді двох швелерів [40, що мають наступні геометричні характеристики (див. додаток III табл. 5)

$$A_1 = 61,5 \text{ см}^2; \quad i_y = i_x^T = 15,7 \text{ см}; \quad I_{x_1} = I_y^T = 642 \text{ см}^4; \quad i_{x_1} = i_y^T = 3,23 \text{ см};$$

$$z_o = 2,75 \text{ см}.$$

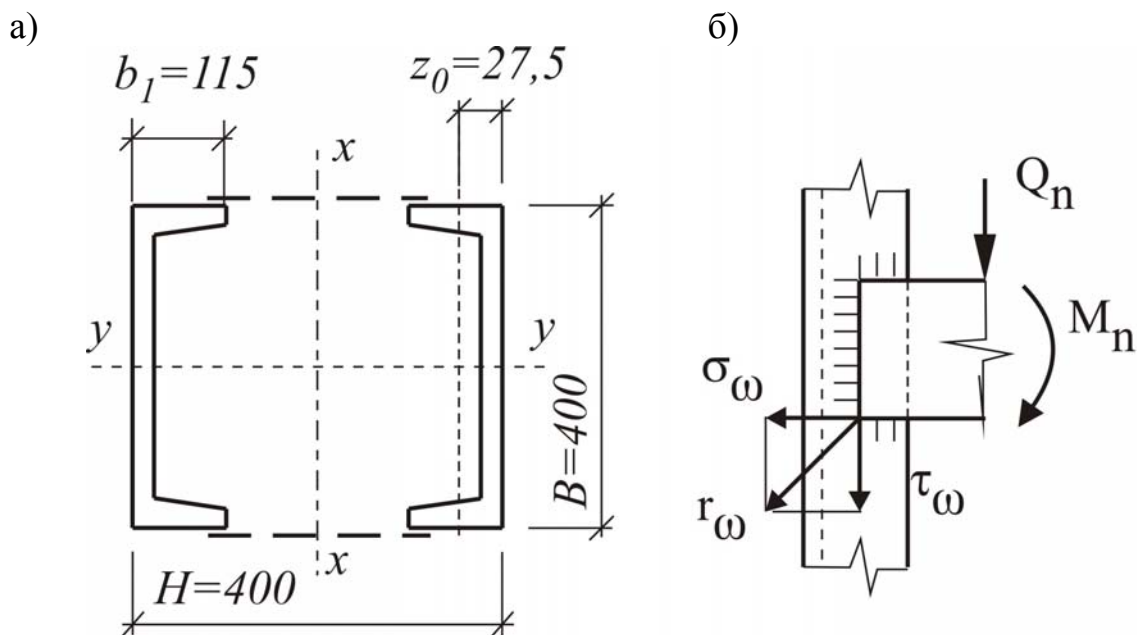


Рис. 11 Схема перерізу стійки: а – наскрізного перерізу стійки; б – розрахункова схема кріплення полочки

Мінімальна висота перерізу $H_{\min} = 2b_1 + 150 = 2 \cdot 115 + 150 = 380$ мм, де b_1 - ширина полочки швелера, визначається за сортаментом.

Прийmemo $H = 40$ см $>$ $H_{\min} = 38$ см

$$H_1 = H - 2 \cdot z_o = 40 - 2 \cdot 2,75 = 34,5 \text{ см},$$

де $i_x^T = i_y^T; I_y^T$ – табличні значення i та I_y за сортаментом швелерів.

(див. табл. 5 додатку III).

Характеристика перерізу:

$$A = 2 \cdot A_1 = 2 \cdot 61,5 = 123 \text{ см}^2;$$

$$I_x = 2 \cdot A_1 \left(\frac{H}{2} - z_0 \right)^2 + 2 \cdot I_{x1} = 2 \cdot 61,5 \left(\frac{40}{2} - 2,75 \right)^2 + 2 \cdot 642 = 37884 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{37884}{123}} = 17,54 \text{ см}; \quad \lambda_x = \frac{l_{cx}}{i_x} = \frac{886}{17,54} = 50,51 \text{ см};$$

Враховуючи, що відстань між планками, не повинна перевищувати $40 \cdot i_{x1} = 40 \cdot 3,23 = 129,2 \text{ см}$, приймаємо 8 панелей, та призначаємо крок планок

$$\frac{886}{8} = 110,8 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{d}{i_x} = \frac{110,8}{3,23} = 34,3.$$

Для визначення приведеної гнучкості стійки λ_{ef} задаємось розмірами

планки, виходячи з умов: $b_i = 0,5 \div 0,75B$; $t_i = \frac{1}{10} \div \frac{1}{15}b_i$.

Приймаємо планку розмірами: $b_n = 0,5 \cdot 40 = 20 \text{ см}$; $t_n = \frac{1}{15} \cdot 20 = 1,4 \text{ см}$

Відповідно до сортаменту листової сталі – 320×28

Момент інерції однієї планки

$$I_n = \frac{1,4 \cdot 20^3}{12} = 933 \text{ см}^3.$$

Погонна жорсткість 2 планок

$$k_s = \frac{E \cdot I_n \cdot 2}{H_1} = \frac{E \cdot 933 \cdot 2}{34,5} = 54,08 \cdot E.$$

де H_1 – відстань між центрами ваги швелерів

$$H_1 = H - 2 \cdot z_0 = 40 - 2 \cdot 2,75 = 34,5 \text{ см};$$

Погонна жорсткість гілки (між планками)

$$k_b = \frac{E \cdot I_{x1}}{d} = \frac{E \cdot 642}{110,8} = 5,79 \cdot E.$$

Зведена гнучкість стійки з планками за п.5.6 ДБН В2.6 - 163:2010 при

$$\frac{k_s}{k_b} = \frac{54,08 \cdot E}{5,79 \cdot E} = 9,34 > 5,0$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_{x1}^2} = \sqrt{50,48^2 + 34,3^2} = 61,03;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cy}}{i_y} = \frac{886}{15,7} = 56,43 < \lambda_{ef} = 61,03.$$

Примітка: за умови при $\frac{k_s}{k_b} < 5$ приведена гнучкість стійки з планками дорівнює

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + 0,82 \cdot \lambda_{x1} \left(1 + \frac{k_b}{k_s}\right)}.$$

по табл. 3 для $\lambda_{ef} = \lambda_{\max} = 61,03$ при $R_y^T = 270$ МПа

$\varphi_{\min} = 0,779$ (за інтерполяцією з табл. 3).

Перевіряємо напруження

$$\sigma = \frac{N \cdot 10}{\varphi_{\min} \cdot A} = \frac{2425 \cdot 10}{0,779 \cdot 123} = 253,08 \text{ МПа} < R_y = 264,6 \text{ МПа}.$$

Недонапруження $264,6 - 253,08 = 11,52$ МПа, що припустимо складає

$$\frac{11,52}{264,6} \cdot 100\% = 4,3\%$$

7. Розрахунок планок та їх прикріплення до гілок колони

Планки розраховуємо на дію умовної перерізувальної сили.

Поясні шви розраховуємо на умовну перерізуючу силу, яку приймаємо по ДБН В 2.6 - 163:2010 :

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left[2330 - \frac{E}{R_y}\right] \cdot \frac{N}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left[2330 - \frac{210000}{240}\right] \cdot \frac{2425}{0,779} = 32,38 \text{ кН}$$

$E = 210000$ МПа – модуль пружності;

$R_y = 240$ МПа – розрахунковий опір.

Крок планок приймаємо, розбиваючи висоту стійки на 9 ділянок з умовою, щоб $d \leq 40 \cdot i_{x1}$

$$d = \frac{886}{8} = 110,8 < 40 \cdot i_{x1} = 40 \cdot 3,23 = 129,2 \text{ см}.$$

Перерізувальна сила на одну площину планок

$$Q_1 = \frac{Q_{fic}}{2} = \frac{32,38}{2} = 16,19 \text{ кН}.$$

Розрахункова перерізувальна сила в планці

$$Q_n = \frac{Q_1 \cdot d}{H - 2 \cdot Z_o} = \frac{16,19 \cdot 110,8}{40 - 2 \cdot 2,75} = 52 \text{ кН}.$$

Згинальний момент в опорному перерізі планки

$$M_n = Q_1 \frac{d}{2} = 16,19 \cdot \frac{110,8}{2} = 896,93 \text{ кН см}.$$

Переріз планки – 200×14 мм, тоді момент опору

$$W_n = \frac{t_n \cdot b_n^2}{6} = \frac{1,4 \cdot 20^2}{6} = 93,3 \text{ см}^3.$$

Нормальне напруження

$$\sigma = \frac{M_n}{W_n} = \frac{980 \cdot 10}{93,3} = 105 \text{ МПа} < R_y = 270 \text{ МПа.}$$

Конструктивна довжина швів, що прикріплюють планку до гілки:

$$l_w = b_n + 2 \cdot (5t_n) = 20 + 2 \cdot (5 \cdot 1,4) = 34 \text{ см.}$$

Планки приварюємо до колони трьома кутовими швами, з катетом

$$k_f = 5 \text{ мм.}$$

$$\tau_w = \frac{Q_n}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{52 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,5 \cdot 34} = 43,7 \text{ МПа.}$$

де β_f – коефіцієнт провару, що визначається за табл. 5 додатку II.

Таблиця 3

Коефіцієнт φ для елементів зі сталі (за ДБН В 2.6 - 163:2010) з R_y^m , МПа

λ	200	240	280	320	360	400
10	0,988	0,987	0,985	0,984	0,983	0,981
20	967	962	959	955	952	949
30	939	931	924	917	911	905
40	906	894	883	873	863	854
50	869	852	836	822	809	796
60	827	805	785	766	749	721
70	782	754	724	687	654	623
80	734	686	641	602	566	532
90	665	612	565	522	483	447
100	599	542	493	448	408	369
110	537	478	427	381	338	306
120	479	419	366	321	287	260
130	425	364	313	276	247	223
140	376	315	272	240	215	195
150	328	276	239	211	189	171

Примітка. Проміжні значення φ для λ і R_y , яких немає в таблиці, слід визначати за лінійною інтерполяцією.

Момент інерції швів, що прикріплюють,

$$I_w = \frac{\beta \cdot k_f \cdot h_n^3}{12} + 2 \cdot \beta \cdot k_f (l_w - 1) \left(\frac{h_n + k_f}{2} \right)^2 = \frac{0,7 \cdot 0,5 \cdot 20^3}{12} + 2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 (7 - 1) \left(\frac{20 + 0,5}{2} \right)^2 = 233,3 + 441,26 = 674,59 \text{ см}^2.$$

Тут $k_f = 0,5$ см, планка $h_n = 14$ см, горизонтальний шов 6см;
1см – відрахування на дефекти зварного шва, а саме, непровар та кратер.

Крайове нормальне напруження

$$\sigma_w = \frac{M_n \cdot y_1}{I_w} = \frac{896,93 \cdot (20 \cdot 0,5) \cdot 10}{674,56} = 132,97 \text{ МПа.}$$

де $y_1 = \frac{h_n}{2}$

Розрахункове напруження в швах r_w складе

$$r_w = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2} = \sqrt{132,97^2 + 47,74^2} = 141,28 \text{ МПа} < R_w = 180 \text{ МПа.}$$

8. Розрахунок бази стійки

Варіант 1. База плитного типу (рис. 8) під центрально стиснуту стійку при безвивірковому монтажі. Розрахункове зусилля $N = 2425$ кН (з розрахунку стійки). Розрахунковий опір $R_{np}^{\bar{\sigma}} = 7,5$ МПа для фундаменту з бетону класів В12,5.

При відношенні площі фундаменту (A_{ϕ}) до площі опорної плити стійки A_n , яке дорівнює

$$\frac{A_{\phi}}{A_n} = 1,2, \text{ коефіцієнт } \gamma \text{ складе}$$

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A_n}} = \sqrt[3]{1,2} = 1,06.$$

Розрахунковий опір бетону змінанню в цьому випадку визначається, як

$$R^{\bar{\sigma}} = \gamma \cdot R_{np}^{\bar{\sigma}} = 1,06 \cdot 7,5 = 7,95 \text{ МПа.}$$

Потрібна площа опорної плити

$$A_n^{mp} = \frac{N \cdot 10}{7,95} = \frac{2425 \cdot 10}{7,95} = 3050 \text{ см}^2.$$

Для квадратної опорної плити:

$$H_n = \frac{3050}{48} = 63,5 \text{ см, приймаємо плиту відповідно табл. 1 додатка III}$$

$$H_n = 650$$

Перевіримо напруження в бетоні:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N \cdot 10}{A_n} = \frac{2425 \cdot 10}{65 \cdot 48} = 7,77 \text{ МПа} < R^{\bar{\sigma}} = 7,95 \text{ МПа.}$$

Розрахунок опорної плити проводимо наближено, розділивши плиту на трапецієвидні ділянки. Кожна з ділянок являє собою консоль з опорними перерізами, по габаритах стійки. Центр ваги трапеції з більшим вильотом $b_1 = 14,7$ см, меншою основою $B = 32$ см (полка стійки).

$$x_0 = \frac{b_1}{3} \left(\frac{B + 2B_n}{B + B_n} \right) = \frac{14,7}{3} \left(\frac{32 + 2 \cdot 48}{32 + 48} \right) = 7,84 \text{ см.}$$

Площа розрахункової ділянки плити (трапеції)

$$F_1 = \frac{(B + B_n) \cdot b_1}{2} = \frac{(32 + 48) \cdot 14,7}{2} = 588 \text{ см}^2.$$

Розрахунковий згинаючий момент

$$M_1 = F_1 \cdot \sigma_\phi \cdot x_0 = 588 \cdot \frac{7,77}{10} \cdot 7,84 = 3581,9 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

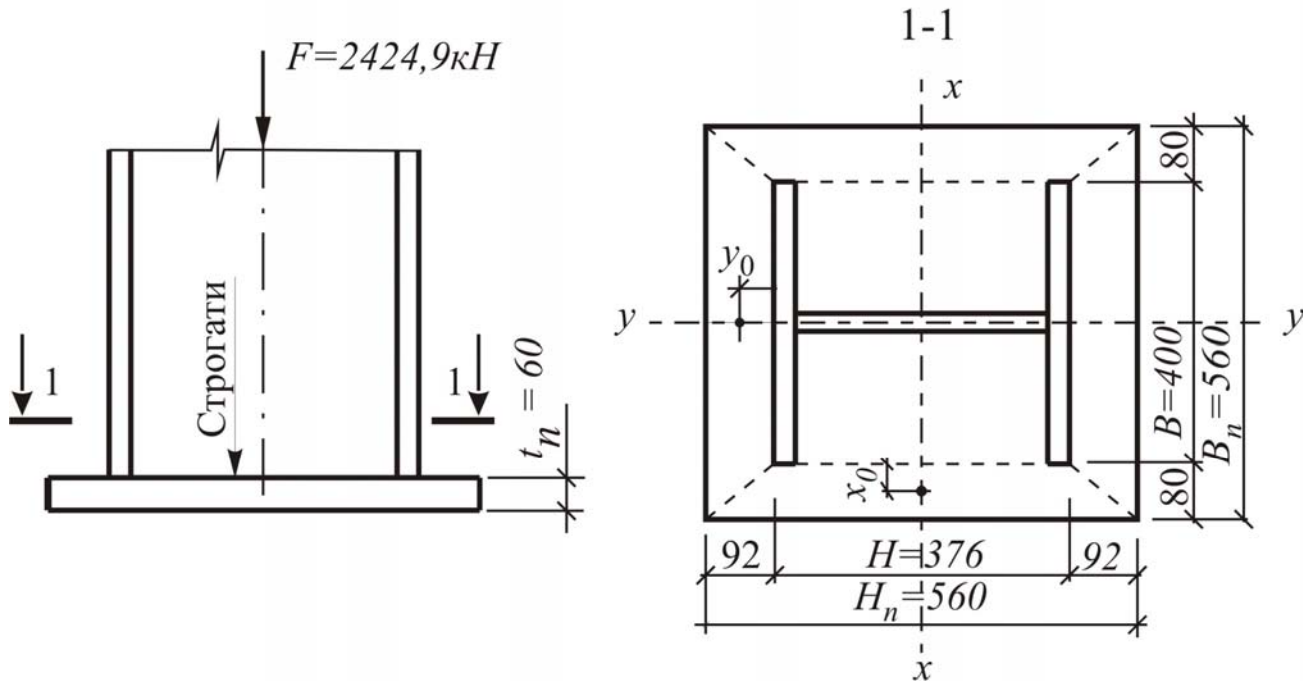


Рис. 12 База стійки плитного типу

Товщина плити зі сталі Ст3кп2 $t \leq 20$ мм з розрахунковим опором $R_y^o = 230$ МПа складає:

$$t_n = \sqrt{\frac{6M}{B \cdot R_y^m}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 3581,9 \cdot 10}{32 \cdot 210}} = 5,65 \text{ см.}$$

Приймаємо по табл. 1 додатку III товщину плити $t_n = 60$ мм.

Розрахункове зусилля передається на опорну плиту крізь змінання фрезерованого торця-стійки.

Примітка. Враховуючи, що згинаючий момент визначено від σ_δ в МПа, в чисельнику підкореневого виразу приймаємо $6M$, а не $6M \times 10$. Оскільки листову сталь класу С245 виготовляється товщиною $t \leq 20$ мм, то опорну плиту виконуємо зі сталі класу С235 марки Ст3кп2, яка має наступні характеристики: $t \leq 20$ – $R_\delta = 230$ МПа; $t = 21 \dots 40$ мм – $R_\delta = 220$ МПа; $t > 40$ мм – $R_\delta = 210$ МПа;

Варіант II. База траверсного типу. Розрахункове зусилля $N = 2425$ кН. Розрахунковий опір $R_{np}^{\bar{\sigma}} = 7,5$ МПа для фундаменту з бетону класів В12,5.

При відношенні площі фундаменту (A_{ϕ}) до площі опорної плити стійки A_n , яке дорівнює

$$\frac{A_{\phi}}{A_n} = 1,2, \text{ коефіцієнт } \gamma \text{ складе}$$

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A_n}} = \sqrt[3]{1,2} = 1,06.$$

Розрахунковий опір бетону змінанню в цьому випадку визначається, як

$$R^{\bar{\sigma}} = \gamma \cdot R_{np}^{\bar{\sigma}} = 1,06 \cdot 7,5 = 7,95 \text{ МПа.}$$

Потрібна площа опорної плити:

$$A_n = \frac{N \cdot 10}{R^{\bar{\sigma}}} = \frac{2425 \cdot 10}{7,95} = 3050 \text{ см}^2.$$

Ширину опорної плити визначаємо конструктивно

$$B_n = B + 2(t_m + c) = 40 + 2(1,0 + 7) = 56 \text{ см,}$$

де B – ширина полки стійки; t_m – товщина траверси (прийнята 10мм);

c – виступ, якого достатньо для кріплення анкерного болта (прийнято 70мм). За умови міцності розмір H_n складе:

$$H_n = \frac{A_n}{B_n} = \frac{3050}{56} = 54,5 \text{ см, приймаємо за конструктивними вимогами}$$

$$H_n = H + 2 \cdot 15 = 40 + 2 \cdot 15 = 70 \text{ см,}$$

Напруження в фундаменті

$$\sigma_{\phi} = \frac{N \cdot 10}{B_n \cdot H_n} = \frac{2425 \cdot 10}{56 \cdot 70} = 6,18 \text{ МПа.}$$

Для визначення товщини плити знаходимо згинальні моменти на ділянках плити 1, 2, 3 в смузі шириною 1см.

Ділянка 1 – консоль, $c = 7$ см

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot c^2}{2} = \frac{6,18 \cdot 7^2 \cdot 1}{2} = 151,56 \text{ кНсм.}$$

Ділянка 2 – плита, що спираєть по 3 сторонах, і має співвідношення сторін

$$\frac{B}{a_1} = \frac{40}{15} = 2,66 > 2.$$

Момент визначаємо, як для консолі з прольотом - по короткій стороні

$$M_2 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot a_1^2}{2} = \frac{6,18 \cdot 15^2}{2} = 695,25 \text{ кНсм.}$$

В інших випадках при відношенні в межах $0,5 < \frac{B}{a_1} \leq 2,0$, розрахунковий

згинальний момент буде визначатися за формулою

$$M_2 = \alpha_1 \cdot \sigma_{\phi} \cdot a_1^2,$$

де α_1 – приймається за табл. 4.

Таблиця 4

$\frac{\hat{A}}{\hat{a}_1}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0
α_1	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132

Ділянка 3 – плита, яка спирається по 4 сторонах, і має розміри $H \times B$.

При співвідношенні $\frac{a_2}{b_2} \geq 2,0$ (де a_2 - більша сторона) розрахунковий

згинальний момент

$$M_3 = \alpha_2 \cdot \sigma_{\phi} \cdot b_2^2,$$

де α_2 - за табл. 5.

$$\frac{a_2}{b_2} = \frac{40}{40} = 1 < 2,0; \quad \alpha_2 = 0,048;$$

$$M_3 = \alpha_2 \cdot \sigma_{\phi} \cdot b_2^2 = 0,048 \cdot 6,18 \cdot 40^2 = 474,6 \text{ кН см.}$$

Таким чином, $M_{\max} = M_2 = 695,25$ кН см, та товщина плити зі сталі С275 $t = 2 \dots 10$ з $R_y = 270$ МПа буде:

$$t_n = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 695,25 \cdot 10}{270}} = 3,93 \text{ см, приймаємо } 40 \text{ мм.}$$

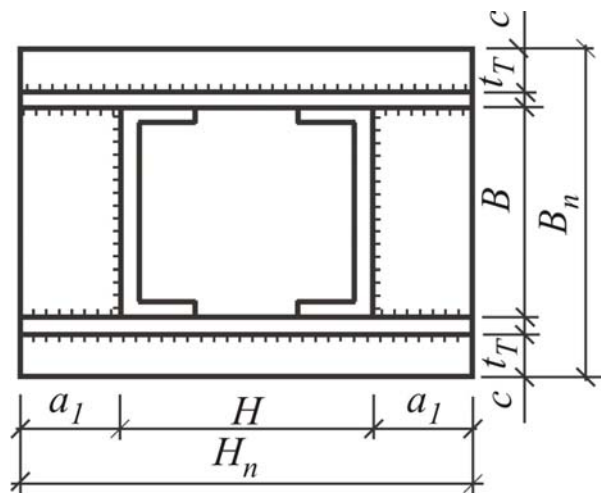


Рис. 13 База стійки траверсного типу

$\frac{a_2}{b_2}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
α_2	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1

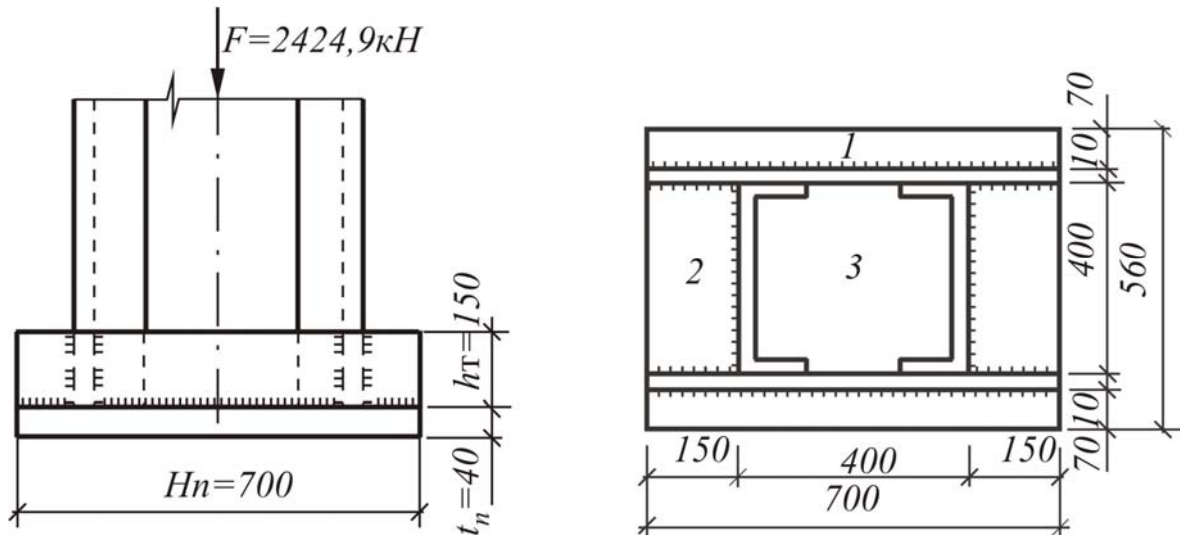


Рис. 14 База стійки траверсного типу

Розрахунок швів, що прикріплюють полки стійки до траверси, робимо з урахуванням дії на опорну плиту частини зусилля N через торцеві шви. Приймаємо зварні шви електродами Э42; $R_{wf} = 180$ МПа. Загальна довжина торцевих швів $k_f = 8$ мм буде:

$$\sum l_w = 2(B + 2 \cdot b_2 + a_2 - 4) = 2(40 + 2 \cdot 16,7 + 34 - 4) = 206,8 \text{ см,}$$

де 4 см – відрахування на непровар та кратер кожного шва.

При безвивірному монтажі шви, що закріплюють стійку до бази, не розраховуються.

Несуча здатність торцевих швів

$$N_N = \sum l_w \beta k_f R_{wf} \frac{1}{10} = 206,8 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 180 \cdot \frac{1}{10} = 1824 \text{ см,}$$

$\beta = 0,7$ - коефіцієнт провару при ручній зварці;

k_f – висота шва, що прикріплює полицю до траверси;

h_T – визначається з умови розміщення зварних швів, розраховується по умові:

$$N_T = N - N_w = 2425 - 1824 = 601 \text{ кН,}$$

$$h_T = \frac{N_T \cdot 10}{4 \beta k_f R_{wf}} + 1 = \frac{601 \cdot 10}{4 \cdot 0,7 \cdot 180} + 1 = 12,9 \text{ см,}$$

Приймаємо конструктивно $h_T = 20$ см,

Розрахунок пов'язей

Пов'язи використовують як несучу конструкцію яка забезпечує жорсткість та сприймає горизонтальні навантаження, що викликані гальмуванням кранів, вітровим тиском, температурними та сейсмічними деформаціями. В промислових будівлях використовують пов'язі декількох типів: хрестова, встановлюються в крайніх рядах будівлі, портална – в середніх рядах та підкісна пов'язь. Хрестові та порталні пов'язі призначені для сприйняття зусиль розтягу, а підкісна пов'язь працює на стиск.

Переріз хрестових підбирається з умови гнучкості $\lambda_{np} = 400$ і частіше використовують кутики, для промислових будівель – кутики та швелери.

Підкісна пов'язь підбирається з умови гнучкості $\lambda_{np} = 200$, кут нахилу 40 ± 5^0 .

Точка спряження співпадає з положенням допоміжної балки. Тип профілю – гнuto-зварні профілі або труби.

I Розрахунок підкісної пов'язі

Розрахункова довжина елемента

$l_p = l_{зв} \cdot \mu$ – довжина підкосу, де $\mu = 0,8$.

$$l = \sqrt{l_c^2 + b^2} = \sqrt{8,72^2 + 7,8^2} = \sqrt{153} = 11,7 \text{ м, де}$$

$$l_{зв} = ПОЗ + 0,5 - h_n - h_{гб} = 10 + 0,5 - 1,68 - 0,1 = 8,72 \text{ м, приймаємо округлено } l_{зв} = 8,72 \text{ м.}$$

0,5м – глибина закладення бази стійки нижче нульової відмітки;

h_n – висота настилу;

$h_{гб}$ – висота головної балки.

$$h_n = Y_g + Y_n = 0,0749 + 0,0251 = 0,1 \text{ м}$$

$$h_{гб} = h_w + 2t_f + 40 = 1600 + 2 \cdot 20 + 40 = 1680 \text{ мм}$$

b – відстань від осі колони до точки спряження, яка співпадає з положенням допоміжної балки з умовою оптимального кута нахилу 40 ± 5^0 .

$$\lambda_{\max} = 200 \rightarrow \lambda = \frac{l_p}{i_{\min}}$$

$$l_p = 0,8 \cdot 11,7 = 9,36 \text{ м}$$

$$i_{\min} = \frac{l_p}{\lambda} = \frac{936}{200} = 4,68 \text{ см}$$

Приймаємо з сортаменту (табл. 5 додатку III) $\square 140 \times 4$, де $i_x = 5,52 \text{ см}$

II Розрахунок хрестової пов'язі

$$l \approx l_{361}, \text{ тоді } l_{361} = \sqrt{\left(\frac{l_c}{2}\right)^2 + l_{np}^2} = \sqrt{\left(\frac{8,72}{2}\right)^2 + 5,5^2} = 7,019 \text{ м}$$

$$l_p = l \cdot \mu, \text{ де } \mu = 0,8$$

$$l_p = 7,019 \cdot 0,8 = 5,62 \text{ м}$$

$$\lambda_{\max} = 400 \rightarrow i = \frac{l_p}{\lambda_{\max}} = \frac{562}{400} = 1,405 \text{ см}$$

Приймаємо з сортаменту (табл. 2, додатку III) L56×5, де $i_x = 1,70 \text{ см}$

БІБЛОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В. 1.2-2:2006 Навантаження та впливи [Текст] Затверджено та надано чинності: наказ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 13.09.2007. № 143. / К. : Мінрегіонбуд, 2006. – 59 с.
2. ДБН В2.6-163:2010 Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу [Текст] Затверджено та надано чинності: наказ Міністерства регіонального розвитку та будівництва України від 01.12.2010 № 93/ Мінрегіонбуд України К.: Мінрегіонбуд, 2011. – 212 с.
3. Беленя Е.И. Металлические конструкции: общий курс / Е.И. Беленя – М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.
4. Клименко Ф.Є. Металеві конструкції / Ф.Є. Клименко, В.М. Барабаш. – Львів.: Світ, 1994.-280 с.
5. Кліменко І.В. Металеві конструкції / І.В. Кліменко – К.: Вища школа, 1997. – 280 с.
6. Будур А.И., Белогуров В.Д. Стальные конструкции. Справочник конструктора/ А.И. Будур, В.Д. Белогуров – К. : Сталь, -2004.-210 с.
7. Металлические конструкции: Справочник проектировщика.-2-е изд/ Под ред. Н.П.Мельникова. -М. : Стройиздат-1976. 600с.
8. Муханов К.К. Металлические конструкции / К.К. Муханов. -3-е изд. – М.: Стройиздат, -1978 – 576 с.
9. Нилов А.А. Стальные конструкции производственных зданий. Справочник / А.А. Нилов, В.А. Пермяков, А.Я. Прицкер. – К. : Будівельник, -1986. – 271 с.

Механічні властивості сталей

Таблиця 1

Марки сталі, які змінюються сталями за ГОСТ 27772-88

(Таблиця ДБН В 2.6 - 163:2010)

Клас сталі за ГОСТ–27772	Заміна сталі	
	марки сталі, товщина прокату, мм	ГОСТ або ТУ
C235	ВСт3кп2 ВСт3кп2-1	ГОСТ 380-94 ТУ І4-І-3023
C245	ВСт3пс6 (листовий – до 20, фасонний – до 30) ВСт3пс6-1	ГОСТ 380 ТУ І4-І-3023
C255	ВСт3сп5, ВСт3Гпсб, ВСт3пс6 (листовий – св.20 до 40, фасонний – більш 30) ВСт3сп5-1, ВСт3Гпс5-1	ГОСТ 380 ТУ І4-І-3023
C275	ВСт3пс6-2	ТУ І4-І-3023
C285	ВСт3сп5-2, ВСт3Гпс5-2	ТУ І4-І-3023
C345, C345Т	09Г2	ГОСТ 19281 ГОСТ 19282
	09Г2С 15ХСНД (листовий до 10, фасонний до 20) 14Г2 (листовий, фасонний до 20)	ГОСТ 19282
	12Г2С гр.1	ТУ І4-І-4323
	09Г2 гр.1, 09Г2 гр.2, 09Г2С гр.1, 14Г2 гр.1 (фасонний – до 20)	ТУ І4-І-3023
C375	12Г2С гр.2	ТУ І4-І-4323
	09Г2С гр.2, 14Г2 гр.1 (фасонний св.20), 14Г2 гр.2 (фасонний до 20)	ТУ І4-І-3023
	14Г2 (листовий, фасонний св.20) 10Г2С1, 15ХСНД (листовий св.10, фасонний – св.20), 10ХСНД (листовий – до 10, фасонний – без обмежень)	ГОСТ 19281, ГОСТ 19282

**Нормативні і розрахункові опори на розтяг, стиск і згин листового,
широкополосного універсального і фасонного прокату за ГОСТ 27772-88 для
сталевих конструкцій будівель та споруд**

Таблиця 51* ДБН В 2.6 - 163:2010

Сталь	Товщина прокату мм	Розрахунковий опір прокату, МПа,			
		листового, широкополосного універсального		Фасонного	
		R_y	R_u	R_y	R_u
С235	От 2 до 20	230	350	230	350
	Св. 20 до 40	220	350	220	350
	Св. 40 до 100	210	350	-	-
	Св. 100	190	350	-	-
С245	От 2 до 20	240	360	240	360
	Св. 20 до 30	-	-	230	360
С255	От 2 до 3,9	250	370	-	-
	От 4 до 10	240	370	250	370
	Св. 10 до 20	240	360	240	360
	Св. 20 до 40	230	360	230	360
С275	От 2 до 10	270	370	270	380
	Св. 10 до 20	260	360	270	370
С285	От 2 до 3,9	280	380	-	-
	От 4 до 10	270	380	280	390
	Св. 10 до 20	260	370	270	380
С345	От 2 до 10	335	480	335	480
	Св. 10 до 20	315	460	315	460
	Св. 20 до 40	300	450	300	450
	Св. 40 до 60	280	440	-	-
	Св. 60 до 80	270	430	-	-
	Св. 80 до 160	260	420	-	-
С345К	От 4 до 10	335	460	335	460
С375	От 2 до 10	365	500	365	500
	Св. 10 до 20	345	480	345	480
	Св. 20 до 40	325	470	325	470

За товщину фасонного прокату слід приймати товщину полиці.

Матеріали для з'єднань сталевих конструкцій

Таблиця 1

Матеріали для зварювання, відповідні до міцності сталі елементів, нормативні опори метала шва, розрахункові опори металу кутових швів

Сталь	Матеріали для зварювання				
	під флюсом	у вуглекислому газі (згідно з ГОСТ 8050-85) або в його суміші з аргоном (ГОСТ 10157-79*)		покритим и електро- дами ГОСТ 9467-75*	
	Марка				
	флюсу (по ГОСТ 9087-81*)	сварного дроту (ГОСТ 2246-70*)			
C235, C245, C255, C275, C285, 20, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН-348-А, АН-60	СВ-08А, СВ-08ГА	СВ-08Г2С	Э42, Э46	
C345, C345Т, C375, C375Т, C390, C390Т, C390К, C440, 16Г2АФ, 09Г2С	АН-47, АН-43, АН-17-М, АН-348-А ¹	СВ-10НМА, СВ-10Г2, СВ-08ГА, СВ-10ГА		Э50	
C345К	АН-348-А	СВ-08Х1ДЮ	СВ-08ХГ2СДЮ	Э50А	
C235, C245, C255, C275, C285, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН-348-А	СВ-08А, СВ-08ГА	СВ-08Г2С	Э42А, Э46А	
C345, C345Т, C375, C375Т, 09Г2С	АН-47, АН-43, АН-348-А	СВ-10НМА, СВ-10Г2, СВ-08ГА, СВ-10ГА		Э50А	

Таблиця 2

Нормативні та розрахункові опори металу швів
зварних з'єднань з кутовими швами

Зварні матеріали		R_{wun} , МПа	R_{wf} , МПа
Тип електрода (ГОСТ 9467-75)	марка дроту		
Э42, Э42А	СВ-08, СВ-08А	410	180
Э46, Э46А	СВ-08ГА	450	200
Э50, Э50А	СВ-10ГА, СВ-08Г2С, СВ- 08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3	490	215

Таблиця 3

Розрахункові опори зрізу та розтягу болтів, МПа

Напружений стан	Умовне позначення	Розрахунковий опір, МПа болтів класу						
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
Зріз	R_{bs}	150	160	190	200	230	320	400
Розтяг	R_{bt}	170	160	210	200	250	400	500

Таблиця 4

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

Тимчасовий опір сталі з'єднаних елементів, МПа (кгс/кв.мм)	Розрахункові опори, МПа, змінанню елементів, що з'єднані болтами	
	клас точності А	класи точності В та С, високоміцних без регулювання натягу
360	475	430
365	485	440
370	495	450
380	515	465
390	535	485
400	560	505
430	625	565
440	650	585
450	675	605
460	695	625
470	720	645
480	745	670
490	770	690
500	795	710
510	825	735
520	850	760
530	875	780
540	905	805
570	990	880
590	1045	930

Значення коефіцієнтів β_f і β_z для розрахунку зварних з'єднань

Вид зварки при діаметрі зварювального дроту d , мм	Положення шва	Коефіцієнт	Значення коефіцієнтів β_f ; β_z для катетів швів, мм			
			3-8	9-12	14-16	18 і більш
Автоматична 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	
Автоматична і напівавтоматична 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		
Ручна; напівавтоматична дротом суцільного перерізу при $d < 1,4$ або порошковим дротом	В човник, нижнє, горизонтальне, вертикальне, стельове	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

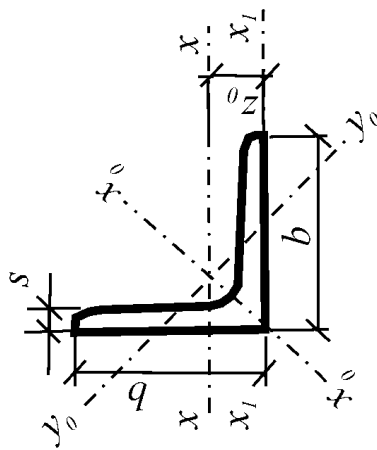
Примітка: Значення коефіцієнтів відповідають нормальним режимам зварювання.

Сортамент сталевих прокатних профілів

Таблиця 1

Сортамент листового прокату

Вид прокату	Штабова сталь ГОСТ 103-76				Універсальна широкоштабова сталь за ГОСТ 82-70*				Сталь гарячекатана за ГОСТ 10903 -74*	
Ширина деталі, мм	b 200 мм				200мм b 1050мм				b 1050мм	
Рекомендована стандартна ширина	30	38	40	45	220	250	280	300	1250	1400
	50	56	60	65	320	340	360	380	1500	1600
	70	75	80	85	400	420	450	480	1700	1800
	90	95	100	105	500	530	560	600	1900	2000
	110	120	125	130	630	650	670	710	2100	2200
	140	150	160	170	750	800	850	900	2300	2400
	180	190	200		950	1000	1050		2500	
Рекомендована стандартна товщина, мм	4 5 6 7 8 9 10 11				12 14 16 18 20 22 25 28				30 32 36 40 45 50 55 60	



Таблиця 2

ДСТУ 2251-93 (ГОСТ 8509-93) Кутики сталеві гарячекатані рівнополичні. Соргамент

Номер кутика	мм			Площа поперечного перерізу, см^2	Довідникові величини для осей								$I_{xy}, \text{см}^4$	$Z_0, \text{см}$	Маса 1 кутика, кг	
	b	t	r		x - x		x ₀ - x ₀		y ₀ - y ₀		$I_{y_0 \min}, \text{см}^4$	$i_{y_0 \min}, \text{см}$				
					$J_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$J_{x_0 \max}, \text{см}^4$	$i_{x_0 \max}, \text{см}$	$J_{y_0 \min}, \text{см}^4$						$W_{y_0}, \text{см}^3$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5,6	56	4	6	2,0	4,38	13,10	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	7,69	1,52	3,44
		5			5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,10	9,41	1,57	4,25
6*	60	4	7	2,3	4,72	16,21	3,70	1,85	25,69	2,33	6,72	2,93	1,19	9,48	1,62	3,71
		5			5,83	19,79	4,56	1,84	31,40	2,32	8,18	3,49	1,18	11,61	1,66	4,58
		6			6,92	23,21	5,40	1,83	36,81	2,31	9,60	3,99	1,18	13,60	1,70	5,43
		8			9,04	29,55	7,00	1,81	46,77	2,27	12,34	4,90	1,17	17,22	1,78	7,10
6,3	63	4	7	2,3	11,08	35,32	8,52	1,79	55,64	2,24	15,00	5,70	1,16	20,32	1,85	8,70
		5			4,96	18,86	4,09	1,95	29,90	2,45	7,81	3,26	1,25	11,00	1,69	3,90
		6			6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	3,87	1,25	13,70	1,74	4,81
6,5	65	6			7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	15,90	1,78	5,72
		7			7,52	29,85	6,39	1,99	47,38	2,51	12,32	4,77	1,28	17,53	1,83	5,91
					9,84	38,13	8,30	1,97	60,42	1,27	15,85	13,15	2,48	22,29	1,90	7,73

Продовження табл. 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
7	70	4,5	8	2,7	6,20	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	17,00	1,88	4,87
		5			6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,70	1,90	5,38
		6			8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	22,10	1,94	6,39
		7			9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	25,20	1,99	7,39
		8			10,67	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	28,20	2,02	8,37
		10*			13,11	57,90	11,82	2,10	91,52	2,64	24,27	8,17	1,36	33,60	2,10	10,29
7,5	75	5	9	3,0	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	5,74	1,49	23,10	2,02	5,80
		6			8,78	46,57	8,57	2,30	73,87	2,90	19,28	6,62	1,48	27,30	2,06	6,89
		7			10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	31,20	2,10	7,96
		8			11,50	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,80	8,16	1,47	35,00	2,15	9,02
		9			12,83	66,10	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	38,60	2,18	10,07
8	80	5,5			8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,80	7,10	1,59	30,90	2,17	6,78
		6			9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	3,11	23,54	7,60	1,58	33,40	2,19	7,36
		7			10,85	65,31	11,32	2,45	103,60	3,09	26,97	8,55	1,58	38,30	2,23	8,51
		8			12,30	73,36	12,80	2,44	116,39	3,08	30,32	9,44	1,57	43,00	2,27	9,65
		10*			15,14	83,58	15,67	2,42	140,31	3,04	36,85	11,09	1,56	56,70	2,35	11,88
		12*			17,90	102,74	18,42	2,40	162,27	3,01	43,21	12,62	1,55	59,60	2,42	14,05
9	90	6	10	3,3	10,61	82,30	12,49	2,78	130,00	3,50	33,97	9,88	1,79	48,10	2,43	8,33
		7			12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,40	2,47	9,64
		8			13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,48	43,80	12,34	1,77	62,30	2,51	10,93
		9			15,60	118,00	18,29	2,75	186,00	3,46	48,60	13,48	1,77	68,00	2,55	12,20
		10*			17,17	128,60	20,07	2,74	203,93	3,45	53,27	14,54	1,76	75,30	2,59	13,48
10	100	6,5	12	4,0	12,82	122,10	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	71,40	2,68	10,06
		7			13,75	130,59	17,90	3,09	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,40	2,71	10,79
		8			15,60	147,19	20,30	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,30	2,75	12,25
		10			19,24	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	110,00	2,83	15,10
		12			22,80	208,90	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,10	1,95	122,00	2,91	17,90

Продовження табл. 2

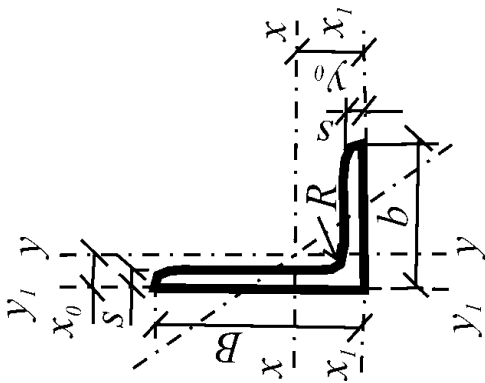
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
		14			26,28	237,15	33,83	3,00	374,98	3,78	99,32	23,49	1,94	138,00	2,99	20,63
		15*			27,99	250,68	35,95	2,99	395,87	3,76	105,48	24,62	1,94	145,00	3,03	21,97
		16			29,68	263,82	38,04	2,98	416,04	3,74	111,61	25,79	1,94	152,00	3,06	23,30
11	110	7			15,15	175,61	21,83	3,40	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	106,00	2,96	11,89
		8			17,20	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116,00	3,00	13,50
12*	120	8			18,80	259,75	29,68	3,72	412,45	4,68	107,04	23,29	2,39	153,00	3,25	14,76
		10			23,24	317,16	36,59	3,69	503,79	4,66	130,54	27,72	2,37	187,00	3,33	18,24
		12			27,60	371,80	43,30	3,67	590,28	4,62	155,33	31,79	2,36	218,00	3,41	21,67
		15			33,99	448,90	52,96	3,63	711,32	4,57	186,48	37,35	2,34	262,00	3,53	26,68
12,5	125	8	14	4,6	19,69	291,36	32,20	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	172,00	3,36	15,46
		9			22,00	327,48	36,00	3,86	520,00	4,86	135,88	28,26	2,48	192,00	3,40	17,30
		10			24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	211,00	3,46	19,10
		12			28,89	422,23	47,06	3,82	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	248,00	3,53	22,68
		14			33,37	481,76	54,17	3,80	763,90	4,78	199,62	39,10	2,45	282,00	3,61	26,20
		16			37,77	538,56	61,09	3,78	852,84	4,75	224,29	43,10	2,44	315,00	3,68	29,65
14	140	9	14	4,6	24,72	465,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274,00	3,78	19,41
		10			27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301,00	3,82	21,45
		12			32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	354,00	3,90	25,50
15*	150	10	14	4,6	29,33	634,76	58,07	4,65	1008,56	5,86	260,97	45,34	2,98	374,00	4,07	23,02
		12			34,89	747,48	68,90	4,63	1187,86	5,83	307,09	52,32	2,97	440,00	4,15	27,39
		15			43,08	908,38	84,66	4,59	1442,60	5,79	347,17	61,96	2,95	534,00	4,27	33,82
		18			51,09	1060,08	99,86	4,56	1680,92	5,74	439,24	70,91	2,93	621,00	4,38	40,11
16	160	10	16	5,3	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,10	6,25	319,38	52,52	3,19	455,00	4,30	24,67
		11			34,42	844,21	72,44	4,95	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	496,00	4,35	27,02
		12			37,39	912,89	78,62	4,94	1450,00	6,23	375,78	60,53	3,17	537,00	4,39	28,35
		14			43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	6,20	430,81	68,15	3,16	615,00	4,47	33,97
		16			49,07	1175,19	102,64	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690,00	4,55	38,52

Закінчення табл. 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
		18			54,79	1290,24	114,24	4,87	2061,03	6,13	537,46	82,08	3,13	771,00	4,63	43,01
		20			60,40	1418,85	125,60	4,85	2248,26	6,10	589,43	90,02	3,12	830,00	4,70	47,44
18	180	11			38,80	1216,44	92,47	5,60	1933,10	7,06	499,78	72,86	3,59	716,00	4,85	30,47
		12			42,19	1316,62	100,41	5,59	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776,00	4,89	33,12
		15*			52,18	1607,36	123,74	5,55	2554,99	7,00	659,73	93,11	3,56	948,00	5,01	40,96
		18*			61,99	1884,07	146,36	5,51	2992,69	6,95	775,44	106,88	3,54	1108,00	5,13	48,66
		20*			68,43	2061,11	161,07	5,49	3271,31	6,91	850,92	115,71	3,53	1210,00	5,20	53,72
20	200	12	18	6,0	47,10	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,40	98,68	3,99	1073,00	5,37	36,97
		13			50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	1156,00	5,42	39,92
		14			54,60	2097,00	144,17	6,20	3333,00	7,81	861,00	111,50	3,97	1236,00	5,46	42,80
		16			61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	1393,00	5,54	48,65
		18*			69,30	2620,64	182,22	6,15	4164,54	7,75	1076,74	135,48	3,94	1544,00	5,62	54,40
		20			76,54	2871,47	200,73	6,12	4560,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	1689,00	5,70	60,08
		24*			90,78	3350,66	236,77	6,08	5313,50	7,65	1387,73	167,74	3,91	1963,00	5,85	71,26
		25			94,29	3466,21	245,59	6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	2028,00	5,89	74,02
		30			111,54	4019,60	288,57	6,00	6351,05	7,55	1698,16	193,06	3,89	2332,00	6,07	87,56
22	220	14	21	7,0	60,38	2814,36	175,18	6,83	4470,15	8,60	1158,56	138,62	4,38	1655,00	5,91	47,40
		16			68,58	3175,44	198,71	6,80	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	1869,00	6,02	53,83
25	250	16	24	8,0	78,40	4717,10	258,43	7,76	7492,10	9,78	1942,09	203,45	4,98	2775,00	6,75	61,55
		18			87,72	5217,24	288,82	7,73	8336,69	9,75	2157,78	223,39	4,96	3089,00	6,83	68,86
		20			96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	3395,00	6,91	76,11
		22			106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,60	9,69	2579,04	260,52	4,93	3691,00	7,00	83,31
		25			119,71	7006,39	391,72	7,60	11125,52	9,64	2887,26	287,14	4,91	4119,00	7,11	93,97
		28			133,12	7716,86	434,25	7,61	12243,84	9,59	3189,89	311,98	4,90	4527,00	7,23	104,50
		30			141,96	8176,52	462,11	7,59	12964,66	9,56	3388,98	327,82	4,89	4788,00	7,31	111,44
		35			163,71	9281,05	530,11	7,53	830,58	9,47	3879,37	366,13	4,87	5401,68	7,49	128,51

Таблиця 3

ГОСТ 8510-86 Кутики сталеві гарячекатані нерівнополочні. Соргамент



Номер кутики	B	b	t	R	r	Площа поперечного перерізу, см ²	Довідникові величини для осей												x ₀ , см	y ₀ , см	I _{xy} ² , см ⁴	Маса 1 м кутики, кг
							x - x				y - y				u - u							
							I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	I _{u min} , см ⁴	W _u , см ³	i _{u min} , см	I _{u min} , см ⁴	W _u , см ³	i _{u min} , см				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20			
6,3/4,0	63	40	4	7	2,3	4,04	16,33	3,83	2,01	5,16	1,67	1,13	3,07	1,41	0,87	0,91	2,03	5,25	3,17			
			5			4,98	19,91	4,72	2,00	6,26	2,05	1,12	3,73	1,72	0,86	0,95	2,08	6,41	3,91			
			6			5,90	23,31	5,58	1,99	7,29	2,42	1,11	4,36	2,02	0,86	0,99	2,12	7,44	4,63			
6,5/5*	65	50	8			7,68	29,60	7,22	1,96	9,15	3,12	1,09	5,58	2,60	0,85	1,07	2,20	9,27	6,03			
			5	6	2,0	5,56	23,41	5,20	2,05	12,08	3,23	1,47	6,41	2,68	1,07	1,26	2,00	9,77	4,36			
			6			6,60	27,46	6,16	2,04	14,12	3,82	1,46	7,52	3,15	1,07	1,30	2,04	11,46	5,18			
7/4,5	70	45	7			7,62	31,32	7,08	2,03	16,05	4,38	1,45	8,60	3,59	1,06	1,34	2,08	12,94	5,98			
			8			8,62	35,00	7,99	2,02	18,88	4,93	1,44	9,65	4,02	1,06	1,37	2,12	13,61	6,77			
			5	7,5	2,5	5,59	27,76	5,88	2,23	9,05	2,62	1,27	5,34	2,20	0,98	1,05	2,28	9,12	4,39			

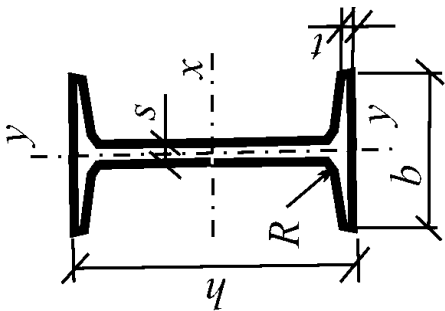
Продовження табл. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
7,5/5	75	50	5	8,0	2,7	6,11	34,81	6,81	2,39	12,47	3,25	1,43	7,24	2,73	1,09	1,17	2,39	12,00	4,79
			6	40,92		8,08	2,38	14,60	3,85	1,42	8,48	3,21	1,08	1,21	2,44	14,1	5,69		
			7*	46,77		9,31	2,36	16,61	4,43	1,41	9,69	3,69	1,08	1,29	2,48	16,18	6,57		
			8	52,38		10,52	2,35	18,52	4,88	1,40	10,87	1,14	1,07	1,29	2,52	7,80	7,43		
8/5,0	80	50	5	8,0	2,7	6,36	41,64	7,71	2,56	12,68	3,28	1,41	7,57	2,75	1,00	1,13	2,60	13,20	4,49
			6	48,98		9,15	2,55	14,85	3,88	1,40	8,88	3,24	1,08	1,17	2,65	15,5	5,92		
			6	52,06		9,42	2,53	25,18	5,58	1,76	13,61	4,66	1,29	1,49	2,47	20,98	6,39		
			7	59,61		10,87	2,52	28,74	6,43	1,75	15,58	5,34	1,29	1,53	2,52	24,01	7,39		
8/6*	80	60	8	66,88	12,38	2,50	32,15	7,26	1,74	17,49	7,26	1,74	17,49	5,99	1,28	1,57	2,56	26,83	8,37
			5,5	65,28	10,74	2,88	19,67	4,53	1,58	11,77	3,81	1,22	1,26	2,92	20,54	6,17			
			6	70,58	11,66	2,88	21,22	4,91	1,58	12,70	4,12	1,22	1,28	2,95	22,23	6,70			
			8	90,87	15,24	2,85	27,08	6,39	1,56	16,29	5,32	1,21	1,36	3,04	28,33	8,77			
9/5,6	90	56	6	10	3,3	9,58	98,29	14,52	3,20	30,58	6,27	1,79	18,20	5,27	1,38	1,42	3,23	31,50	7,53
			7	112,86		16,78	3,19	34,99	7,23	1,78	20,83	6,06	1,37	1,46	3,28	36,10	8,70		
			8	126,96		19,01	3,18	39,21	8,17	1,77	23,38	6,82	1,36	1,50	3,32	40,50	9,87		
			10	153,95		23,32	3,15	47,18	9,99	1,75	28,34	8,31	1,35	1,58	3,40	48,60	12,14		
10/6,3	100	63	6	10	3,3	11,23	114,05	16,87	3,19	38,32	7,70	1,85	22,77	6,43	1,41	1,52	3,24	38,00	8,81
			7	128,31		19,11	3,18	42,96	8,70	1,84	25,24	7,26	1,41	1,56	3,28	42,64	9,99		
			8	155,52		23,45	3,15	51,68	10,64	1,82	30,60	8,83	1,40	1,64	3,37	51,18	12,30		
			10	142,42		19,11	3,53	45,61	8,42	2,00	26,94	7,05	1,53	1,58	3,55	46,80	8,98		
10/6,5*	100	65	8	171,54	23,22	3,51	54,64	10,20	1,98	32,31	8,50	1,98	32,31	8,50	1,52	1,64	3,61	55,90	10,93
			7	114,05	16,87	3,19	38,32	7,70	1,85	22,77	6,43	1,41	1,52	3,24	38,00	8,81			
			8	128,31	19,11	3,18	42,96	8,70	1,84	25,24	7,26	1,41	1,56	3,28	42,64	9,99			
			10	155,52	23,45	3,15	51,68	10,64	1,82	30,60	8,83	1,40	1,64	3,37	51,18	12,30			
11/7,0	110	70	6,5	142,42	19,11	3,53	45,61	8,42	2,00	26,94	7,05	1,53	1,58	3,55	46,80	8,98			
			8	171,54	23,22	3,51	54,64	10,20	1,98	32,31	8,50	1,52	1,64	3,61	55,90	10,93			
			7	114,05	16,87	3,19	38,32	7,70	1,85	22,77	6,43	1,41	1,52	3,24	38,00	8,81			
			8	128,31	19,11	3,18	42,96	8,70	1,84	25,24	7,26	1,41	1,56	3,28	42,64	9,99			

Продовження табл. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
12,5/8	125	80	7	11	3,7	14,06	226,53	26,67	4,01	73,73	11,89	2,29	43,40	9,96	1,76	1,80	4,01	74,70	11,04
			8			15,98	225,62	30,26	4,00	80,95	13,47	2,28	48,82	11,25	1,75	1,84	4,05	84,12	12,58
			10			19,70	311,61	37,27	3,98	100,47	16,52	2,26	59,33	13,74	1,74	1,92	4,14	102	15,47
			12			23,36	364,79	44,07	3,95	116,84	19,46	2,24	69,47	16,11	1,72	2,00	4,22	118	18,38
14/9,0	140	90	8	12	4,0	18,00	363,68	38,25	4,49	119,79	17,19	2,58	70,27	14,39	1,58	2,03	4,49	121	14,13
			10			22,24	444,45	47,19	4,47	145,54	21,14	2,58	85,51	17,58	1,96	2,12	4,58	147	17,46
16/10,0	160	100	9	13	4,3	22,87	605,97	56,04	5,15	186,03	23,96	2,85	110,40	20,01	2,20	2,24	5,19	194	17,96
			10			25,28	666,59	61,91	5,13	204,09	26,42	2,84	121,16	22,02	2,19	2,28	5,23	213	19,85
			12			30,04	784,22	73,42	5,11	238,75	31,23	2,82	142,14	25,93	2,18	2,36	5,32	249	23,58
			14			34,72	897,19	84,65	5,08	271,60	35,89	2,80	162,49	29,75	2,16	2,43	5,40	282	27,26
18/11,0	180	110	10	14	4,7	28,33	952,28	78,59	5,80	276,37	32,27	3,12	165,44	26,96	2,42	2,44	5,88	295	22,00
			12			33,69	1122,56	93,33	5,77	324,09	38,20	3,10	194,28	31,83	2,40	2,52	5,97	348	26,40
20/12,5	200	125	11			34,87	1449,02	107,31	6,45	446,36	45,98	3,58	263,84	38,27	2,75	2,79	6,50	465	27,37
			12			37,89	1568,19	116,51	6,43	481,93	49,85	3,57	285,04	41,45	2,74	2,83	6,54	503	29,74
			14			43,87	1800,83	134,64	6,41	550,77	57,43	3,54	326,54	47,57	2,73	2,91	6,62	575	34,43
			16			49,77	2026,08	152,41	6,38	616,66	64,83	3,52	366,99	53,56	2,72	2,99	6,71	643	39,07

ГОСТ 26020-83 Двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць. Сортамент.



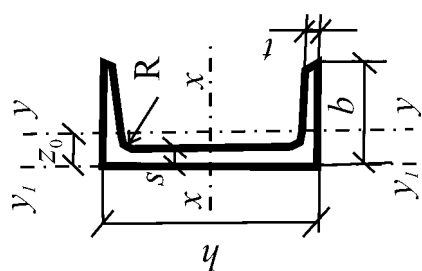
Номер профіля	h	b	s	t	r	Площа поперечного перерізу, см^2	Маса l_m , кг	Довідкові величини для осей							
								x - x				y - y			
								$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	
Нормальні двотаври															
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
10Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24	
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7,0	1,42	
12Б2	120	64	4,4	6,3		13,21	10,4	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45	
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10,0	1,65	
14Б2	140	73	4,7	6,9		16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65	
16Б1	157	82	4,0	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83	
16Б2	160	82	5,0	7,4		20,09	15,8	968	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84	
18Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18,0	2,04	
18Б2	180	91	5,3	8,0		23,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05	
20Б1	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23	
23Б1	230	110	5,6	9,0		32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47	
26Б1	258	120	5,8	8,5		35,62	28,0	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63	

Продовження табл. 4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
26Б2	261	120	6,0	10,0	12	39,70	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	296	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	299	140	6,0	10,0		46,67	36,6	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1	246	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10,0		55,17	43,3	11550	662,2	373,0	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7,0	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	456,0	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5		69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,30	865,0	104,8	3,52
45Б1	443	180	7,8	11,0	21	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13,0		85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	12,7	141,0	3,84
50Б1	492	200	8,8	12,0	21	92,98	73,0	37160	1511,0	860,4	19,99	1606,0	160,6	4,16
50Б2	496	200	9,2	14,0		102,80	80,7	42390	1709,0	970,2	20,30	1873,0	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89,0	55680	2051,0	1165,0	22,16	2404,0	218,6	4,61
55Б2	547	220	10,0	15,5		124,75	97,9	62790	2296,0	1302,0	22,43	2760,0	250,9	4,70
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2656,0	1512,0	24,13	3154,0	274,3	4,83
60Б2	597	230	11,0	17,5		147,30	115,6	87640	2936,0	1669,0	24,39	3561,0	309,6	4,92
70Б1	691	260	12,0	15,5	24	164,70	129,3	125930	3645,0	2095,0	27,65	4556,0	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5		183,60	144,2	145912	4187,0	2393,0	28,19	5437,0	418,2	5,44
80Б1	791	280	13,5	17,0	26	203,30	159,5	199500	5044,0	2917,0	31,33	6244,0	446,0	5,54
80Б2	798	280	14,0	20,5		226,60	177,9	232200	5820,0	3343,0	32,01	7527,0	537,6	5,76
90Б1	893	300	15,0	18,5	30	247,10	194,0	304400	6817,0	3964,0	35,09	8365,0	557,6	5,82
90Б2	900	300	15,5	22,0		272,40	213,8	349200	7760,0	4480,0	35,80	9943,0	662,8	6,04
100Б1	990	320	16,0	21,0	30	293,82	230,6	446000	9011,0	5234,0	38,96	11520,0	719,9	6,26
100Б2	998	320	17,0	25,0		328,90	258,2	516400	10350,0	5980,0	39,62	13710,0	856,9	6,46
100Б3	1006	320	18,0	29,0		364,00	285,7	587700	11680,0	6736,0	40,18	15900,0	993,9	6,61
100Б4	1013	320	19,5	32,5		400,60	314,5	655400	12940,0	7470,0	40,45	17830,0	1114,3	6,67

Таблиця 5

ДСТУ 3436-96 (ГОСТ 8240-97) Швелери сталеві гарячекатані з ухилом внутрішніх граней полиць.
Сортамент.



Номер профіля	h	b	s	t	R	r	Площа поперечного перерізу, см ²	Маса 1 м, кг	Довідкові величини для осей								Z ₀ , см
									x - x				y - y				
									I _{x3} , см ⁴	W _{x3} , см ³	i _{x3} , см	S _{x3} , см ³	I _{y3} , см ⁴	W _{y3} , см ³	i _{y3} , см		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
10	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,9	8,59	174	34	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,3	10,4	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	
14	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,6	12,3	491	70,2	5,60	40,8	45,4	11	1,70	1,67	
16	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,1	14,2	747	94,3	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,80	
16a	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,5	15,3	823	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2,00	
18	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,7	16,3	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94	
18a	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,2	17,4	1190	132	7,32	76,1	105	20	2,18	2,13	
20	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,4	18,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,20	2,07	
22	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,7	21	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21	
24	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,6	24	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42	
27	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,2	27,7	4160	308	10,90	178	262	37,3	2,73	2,47	
30	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,5	31,8	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52	
33	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,5	36,5	7980	484	13,10	281	410	51,8	2,97	2,59	
36	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,4	41,9	10820	601	14,20	350	513	61,7	3,1	2,68	
40	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,5	48,3	15220	761	15,70	444	642	73,4	3,23	2,75	

Таблиця 6

Профілі гнуті замкнені зварні для будівельних конструкцій за ДСТУ Б.В. 2.6-8-95 (ГОСТ 30245-94)

h , мм	t , мм	Площа поперечного перерізу A , см ² _A	Довідкові значення величин для осей			Маса 1 м, кг
			I_x, I_y , см ⁴	W_x, W_y , см ³	i_x, i_y , см	
50	2	3,9	14,4	5,7	1,96	3,0
	2,5	4,7	17,2	6,8	1,93	3,6
	3	5,5	19,9	7,9	1,91	4,3
	4	7,1	24,5	9,8	1,86	5,5
	5	8,6	28,3	11,3	1,81	6,7
80	2,5	7,7	74,6	18,7	3,12	6,0
	3	9,2	89,5	22,4	3,12	7,2
	4	12,2	115,3	28,8	3,07	9,6
	5	15,0	138,0	34,5	3,03	11,8
	6	17,8	158,1	39,5	2,98	14,0
100	3	11,6	180,2	36,0	3,94	9,1
	4	15,3	231,3	46,3	3,89	12,0
	5	18,9	278,7	55,7	3,84	14,8
	6	22,6	326,3	65,3	3,80	17,7
	7	26,2	373,9	74,8	3,75	20,5
120	3	14,0	315,1	52,5	4,76	11,0
	4	18,5	408,5	68,1	4,71	14,5
	5	22,9	497,9	83,0	4,66	18,0
	6	27,4	583,4	97,2	4,61	21,5
140	4	21,6	657,9	94,0	5,52	17,0
	5	26,9	808,4	115,5	5,48	21,1
	6	32,1	947,1	135,3	5,43	25,2
	7	37,2	1077,1	153,9	5,38	29,2
	8	42,3	1201,7	171,7	5,33	33,2
160	4	24,7	989,7	123,7	6,33	19,4
	5	30,7	1214,6	151,8	6,29	24,1
	6	36,8	1435,1	179,4	6,24	28,9
	7	42,8	1640,8	205,1	6,20	33,6
	8	48,7	1836,9	229,6	6,15	38,2
180	5	34,6	1749,1	194,3	7,11	27,2
	6	41,4	2063,5	229,3	7,06	32,5
	7	48,2	2372,1	263,6	7,01	37,8
	8	54,8	2663,3	295,9	6,97	43,0
	9	61,5	2976,5	326,2	6,91	48,3
	10	68,2	3300,7	353,5	6,86	53,5

Волкова Вікторія Євгенівна

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ
МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО
ПРОЕКТУ «МЕТАЛЕВА БАЛКОВА КЛІТКА»

для студентів напряму підготовки 6.060101 Будівництво

Видано за редакцією автора.

Підп. до друку 26.04.2013. Формат 30x42/4.
Папір офсет. Ризографія. Ум. друк. арк. 3,1.
Обл.-вид. арк. 3,1. Тираж 50 пр. Зам. №

Державний ВНЗ «Національний гірничий університет»
49005, м. Дніпропетровськ, просп. К. Маркса, 19.