



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

Міністерство освіти і науки України  
Національний університет водного господарства та  
природокористування  
Кафедра автомобільних доріг, основ та фундаментів

**03-03-057**

## **МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до індивідуальної роботи та практичних занять із  
навчальної дисципліни «*Транспортні інженерні споруди*»  
для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського)  
рівня за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна  
інженерія» спеціалізації «Автомобільні дороги та  
аеродроми» денної та заочної форм навчання

Рекомендовано  
науково-методичною комісією  
зі спеціальності  
192 «Будівництво та цивільна  
інженерія»  
Протокол №4 від 18.03.2019 р.

Рівне – 2019



Методичні вказівки до індивідуальної роботи та практичних занять із навчальної дисципліни «Транспортні інженерні споруди» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Автомобільні дороги та аеродроми» денної та заочної форм навчання / Супрунюк В. В., Фурсович М. О. – Рівне : НУВГП, 2019. – 40 с.

Укладачі: Супрунюк В. В. – канд. техн. наук, доцент кафедри автомобільних доріг, основ та фундаментів;  
Фурсович М. О. – канд. техн. наук, доцент кафедри автомобільних доріг, основ та фундаментів.



Відповідальний за випуск – М. Т. Кузло, доктор техн. наук, професор, завідувач кафедри автомобільних доріг, основ та фундаментів.

© Супрунюк В. В.,  
Фурсович М.О., 2019  
© НУВГП, 2019



## Зміст

Вступ	4
Вихідні дані для виконання індивідуальної роботи	5
1. Конструкція майданчика надземного переходу	6
2. Розрахунок сталевго настилу	8
3. Розрахунок балки настилу	9
4. Розрахунок складеної зварної головної балки	13
4.1. Збір навантажень та визначення розрахункових зусиль	13
4.2. Підбір поперечного перерізу головної балки	14
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	17
4.6. Перевірка міцності головної балки за приведеними напруженнями	18
4.7. Перевірка загальної стійкості головної балки	19
4.8. Перевірка місцевої стійкості елементів головної балки	19
4.9. Розрахунок з'єднання поясів зі стінкою	21
4.10. Розрахунок опорної частини балки	22
4.11. Проектування монтажного стику	24
4.12. Розрахунок кріплення балки настилу до головної балки	24
5. Розрахунок центрально-стиснутої наскрізної колони	25
5.1. Встановлення розрахункової схеми колони	25
5.2. Розрахунок стержня колони	27
5.2.1. Розрахунок колони відносно матеріальної осі	27
5.2.2. Розрахунок колони відносно вільної осі	28
5.2.3. Розрахунок планок	31
5.3. Розрахунок бази колони	32
5.4. Розрахунок оголовка колони	37
5.5. Конструювання колони	39
Література	40



## Вступ

В індивідуальній роботі студенти виконують компонування балкового перекриття надземного пішохідного переходу, розрахунки сталевих настилу, балки настилу у вигляді прокатного двотавра або швелера, 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.

Індивідуальна 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.

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

Виконана студентом індивідуальна робота представляється до захисту і оцінюється у сумі від до 40 балів.

Завдання для виконання індивідуальної роботи студенти денної форми навчання одержують на кафедрі автомобільних доріг, основ та фундаментів, а студенти заочної форми навчання вибирають вихідні дані за шифром, що складається з двох останніх цифр залікової книжки, з таблиці 1.



## Вихідні дані для виконання індивідуальної роботи

Відповідно до завдання з табл. 1, прийнято такі вихідні дані для варіанта ХУ:

- крок колон: поздовжній  $l_1 = 12,3 \text{ м}$ ; ; поперечний  $l_2 = 6,0 \text{ м}$ ;
- тип балкової клітки – нормальний;
- відмітка верху настилу  $H_0 = 8,0 \text{ м}$ ; ;
- тип сполучення балок – в одному рівні;
- тип колони – наскрізна з планками;
- тип бази колони – з траверсами;
- обпирання головних балок на колону – через торцеве опорне ребро;
- корисне характеристичне навантаження –  $p_0 = 10 \text{ кН} / \text{м}^2$ ;
- 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 – С235; головних балок – С245; колон (стержень, база, оголовок) – С275; фундаменти – бетон класу С15/20.

Вихідні параметри надземного переходу Таблиця 1  
(для всіх варіантів приймати нормальний тип балкової клітки згідно з рис.1)

№ варіанта	Проліт $l_1$ , м	Проліт $l_2$ , м	Відмітка верху, $H_0$ , м	Характеристичне навантаження $p_0$ , кПа	Матеріал		
					настилу і балок настилу	головної балки	колони
<b>1</b>	7,0	3,9	7,1	6,0	C235	C255	C275
<b>2</b>	6,6	4,3	6,7	6,4	C255	C275	C345
<b>3</b>	7,4	4,7	7,5	6,8	C245	C345	C255
<b>4</b>	6,5	5,1	6,6	7,2	C275	C235	C245
<b>5</b>	7,6	5,5	7,9	7,6	C255	C245	C235
<b>6</b>	8,1	5,9	6,9	8,0	C275	C285	C375
<b>7</b>	7,8	4,0	8,1	8,4	C235	C275	C245
<b>8</b>	7,3	4,4	6,0	8,8	C255	C245	C285
<b>9</b>	8,0	4,8	8,3	9,2	C235	C255	C275
<b>10</b>	6,2	5,2	6,4	9,6	C345	C235	C345



<b>11</b>	8,2	5,6	7,0	6,3	C245	C375	C345
<b>12</b>	7,2	5,8	7,7	6,7	C235	C285	C255
<b>13</b>	8,4	4,2	7,2	7,1	C275	C245	C235
<b>14</b>	6,8	4,6	6,8	7,5	C285	C255	C375
<b>15</b>	8,6	5,0	7,4	7,9	C235	C285	C255
<b>16</b>	7,5	5,4	6,2	8,3	C255	C245	C245
<b>17</b>	8,8	5,8	7,6	8,7	C235	C255	C275
<b>18</b>	6,4	3,3	8,1	9,1	C345	C285	C235
<b>19</b>	9,0	3,7	7,8	9,5	C245	C235	C285
<b>20</b>	8,5	4,1	7,3	7,5	C255	C275	C275
<b>21</b>	6,0	4,5	8,1	9,9	C275	C285	C235
<b>22</b>	5,4	3,8	6,3	6,4	C235	C255	C245
<b>23</b>	5,8	3,6	6,0	7,5	C255	C375	C255
<b>24</b>	5,5	4,0	7,1	8,2	C245	C245	C275
<b>25</b>	9,2	5,2	5,8	5,4	C235	C255	C235
<b>26</b>	7,0	3,9	7,1	6,0	C235	C255	C275
<b>27</b>	6,6	4,3	6,7	6,4	C255	C275	C345
<b>28</b>	7,4	4,7	7,5	6,8	C245	C345	C255
<b>29</b>	6,5	5,1	6,6	7,2	C275	C235	C245
<b>30</b>	7,6	5,5	7,9	7,6	C255	C245	C235
<b>31</b>	8,1	5,9	6,9	8,0	C275	C285	C375
<b>32</b>	7,8	4,0	8,1	8,4	C235	C275	C245
<b>33</b>	7,3	4,4	6,0	8,8	C255	C245	C285
<b>34</b>	8,0	4,8	8,3	9,2	C235	C255	C275
<b>35</b>	6,2	5,2	6,4	9,6	C345	C235	C345
<b>36</b>	8,2	5,6	7,0	6,3	C245	C375	C345
<b>37</b>	7,2	5,8	7,7	6,7	C235	C285	C255
<b>38</b>	8,4	4,2	7,2	7,1	C275	C245	C235
<b>39</b>	6,8	4,6	6,8	7,5	C285	C255	C375
<b>40</b>	8,6	5,0	7,4	7,9	C235	C285	C255
<b>41</b>	7,5	5,4	6,2	8,3	C255	C245	C245
<b>42</b>	8,8	5,8	7,6	8,7	C235	C255	C275
<b>43</b>	6,4	3,3	8,1	9,1	C345	C285	C235
<b>44</b>	9,0	3,7	7,8	9,5	C245	C235	C285
<b>45</b>	8,5	4,1	7,3	7,5	C255	C275	C275
<b>46</b>	6,0	4,5	8,1	9,9	C275	C285	C235
<b>47</b>	5,4	3,8	6,3	6,4	C235	C255	C245
<b>48</b>	5,8	3,6	6,0	7,5	C255	C375	C255
<b>49</b>	5,5	4,0	7,1	8,2	C245	C245	C275
<b>50</b>	9,2	5,2	5,8	5,4	C235	C255	C235
<b>XY</b>	12,3	6,0	8,0	10,0	C235	C245	C275



## 1. Конструкція майданчика надземного переходу та розрахункові характеристики матеріалів

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

Головні балки складеного двотаврового перерізу розміщуються поперек дороги і їх проліт становить  $l_1 = 12300 \text{ мм}$ . Балки настилу у подальшому прийнято з прокатних двотаврів і вони розміщені перпендикулярно до головних балок. Проліт балок настилу становить  $l_2 = 6000 \text{ мм}$  (рис. 1, а).

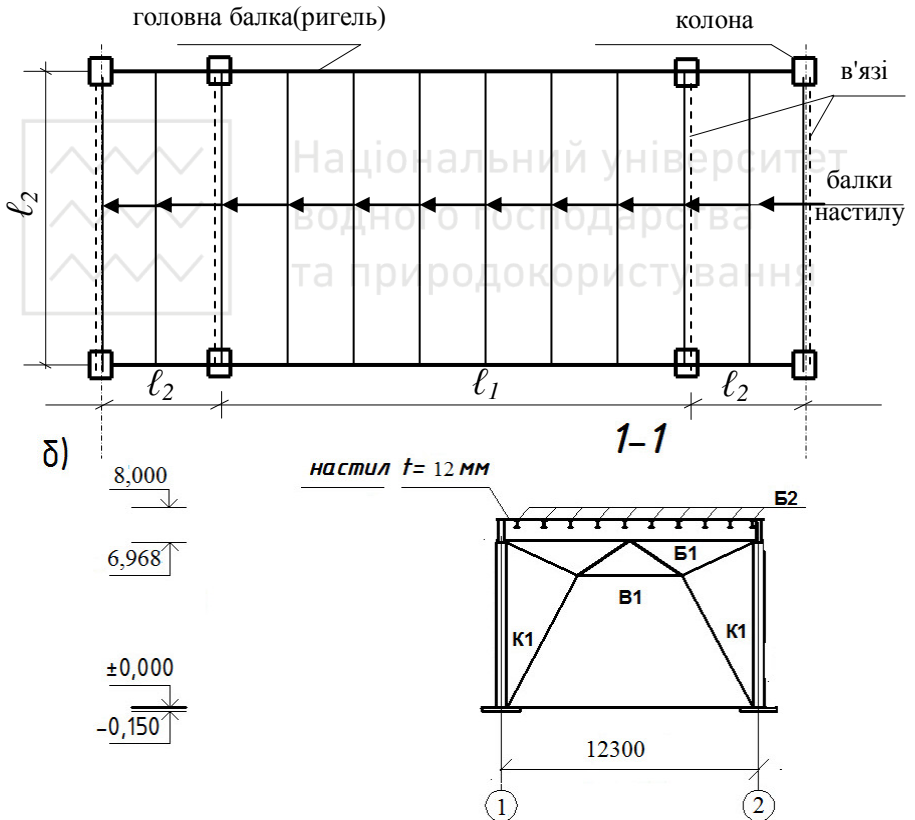


Рис. 1. Схема балкової клітки  
а – розміщення балок в плані; б – поздовжній розріз 1-1

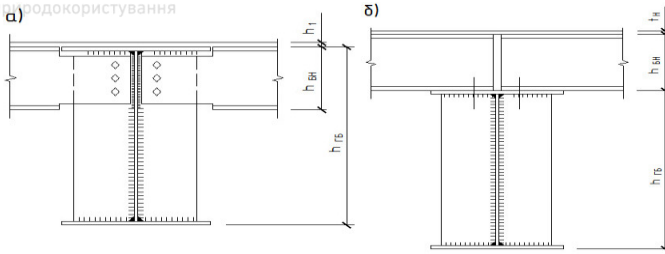


Рис. 2. Варіанти сполучення балок по висоті  
а – сполучення в одному рівні; б – поверхове сполучення

Крок балок настилу у випадку використання сталевого настилу рекомендується приймати в межах  $a = 0,6...1,6$  м і він повинен вкладатися у розмір  $l_1$   $n$  разів без залишку. Приймають парну кількість балок настилу з метою уникнення розміщення балки настилу посередині прольоту головної балки, оскільки там виконується монтажний стик відправних елементів головної балки.

У наведеному прикладі  $l_1 = 12,3$  м і тому можна прийняти кількість балок настилу  $n = 10$ . У цьому випадку крок балок настилу  $a = l_1 / n = 12,3 / 10 = 1,23$  м (див. рис. 1, а).

Відповідно до завдання прийнято сполучення балок в одному рівні (рис. 2, а). (На рис. 2, б наведений варіант поверхового сполучення балок).

Монтажні з'єднання конструкцій робочого майданчика виконуються з використанням звичайних болтів класів точності В (або С).

Перекриття робочого майданчика опирається на колони наскрізного типу, які виконані з двох швелерів (з двох двотаврів), з'єднаних між собою планками.

Геометрична незмінність конструкції надземного переходу забезпечується в'язями між колонами у поперечному напрямку.

## 2. Розрахунок сталевого настилу

Відповідно до виконаного раніше компоновання балкової клітки проліт настилу, тобто крок балок настилу, становить





$a = 123 \text{ см}$ , характеристичне корисне навантаження на настил згідно з вихідними даними  $p_0 = 10 \text{ кН/м}^2$ .

Враховуючи, що величина коефіцієнта надійності за навантаженням для експлуатаційного розрахункового навантаження становить  $\gamma_{fe} = 1,0$ , розрахункове експлуатаційне навантаження на настил  $p_e = p_0 \gamma_{fe} = 10 \cdot 1,0 = 10 \text{ кН/м}^2$ . Відношення прольоту настилу до граничного прогину прийнято максимально можливим  $n_0 = a / f_u = 150$ .

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

$$t \geq \left[ \frac{a}{15 \left( 1 + \frac{72000 E_1}{n_0^4 p_e} \right)} \right] = \left[ \frac{123}{15 \left( 1 + \frac{72000 \cdot 2,26 \cdot 10^5}{150^4 \cdot 20} \right)} \right] = 1,179 \text{ см},$$

Остаточно прийнято товщину настилу  $t = 12 \text{ мм}$ .

(За дії навантаження до  $40 \text{ кН/м}^2$  і прольотах настилу  $a = 0,6 \dots 1,6 \text{ м}$  використовують гладкі сталеві листи товщиною  $t = 6 \dots 14 \text{ мм}$ , заокруглюючи отримане з розрахунку значення у більшу сторону до цілого значення, що є у сортаменті).

### 3. Розрахунок балки настилу

Балки настилу запроектовано з прокатних двотаврових балок за ГОСТ 8239-89 зі сталі класу С235 з розрахунковим опором  $R_y = 230 \text{ МПа}$  і характеристичними опорами  $R_{yn} = 235 \text{ МПа}$  та  $R_{un} = 360 \text{ МПа}$  для фасонного прокату товщиною  $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ . Розрахунковий опір сталі зсуву  $R_s = 133,4 \text{ МПа}$ .



### Експлуатаційне розрахункове погонне навантаження

$$q_e = g_0 \gamma_{f_{e1}} + g_0 \gamma_{f_{e2}} \cdot \bar{g} = (10 \cdot 1,0 + 0,924 \cdot 1,0) \cdot 1,23 = 13,44 \text{ кН/м}^2,$$

де  $p_0 = 20 \text{ кН/м}^2$  – характеристичне корисне навантаження,  
 $g_0 = t g \gamma = 0,012 \cdot 9,81 \cdot 7,85 = 0,924 \text{ кН/м}^2$  – характеристичне навантаження від власної ваги настилу ( $t = 12 \text{ мм}$  – товщина настилу;  $g = 9,81 \text{ Н/кг}$  – коефіцієнт пропорційності між силою тяжіння і масою;  $\gamma = 7,85 \text{ т/м}^3$  – густина сталі);  $a = 1,23 \text{ м}$  – крок балок настилу (див. рис. 1, а);  $\gamma_{f_{e1}} = 1,0$ ,  $\gamma_{f_{e2}} = 1,0$  – коефіцієнти надійності за навантаженнями відповідно для експлуатаційного розрахункового корисного навантаження та експлуатаційного розрахункового навантаження від власної ваги настилу.

### Граничне розрахункове погонне навантаження

$$q_m = g_0 \gamma_{f_{m1}} + g_0 \gamma_{f_{m2}} \cdot \bar{g} = (10 \cdot 1,2 + 0,924 \cdot 1,05) \cdot 1,23 = 15,95 \text{ кН/м},$$

де  $\gamma_{f_{m1}} = 1,2$ ,  $\gamma_{f_{m2}} = 1,05$  – коефіцієнти надійності за навантаженнями відповідно для граничного розрахункового корисного навантаження та граничного розрахункового навантаження від власної ваги настилу.

Розрахункова схема балки настилу представляє собою однопрольотну статично визначну конструкцію, завантажену рівномірно розподіленим по її довжині навантаженням (рис. 3).

Максимальні значення згинаючих моментів і поперечної сили в балці:

– від розрахункового експлуатаційного навантаження

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_2^2}{8} = \frac{13,44 \cdot 6^2}{8} = 60,46 \text{ кНм};$$

– від розрахункового граничного навантаження:

$$M_{max} = \frac{q_m l_2^2}{8} = \frac{15,95 \cdot 6^2}{8} = 71,79 \text{ кНм};$$

$$Q_{max} = q l_2 / 2 = 15,95 \cdot 6 / 2 = 47,85 \text{ кН}.$$

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

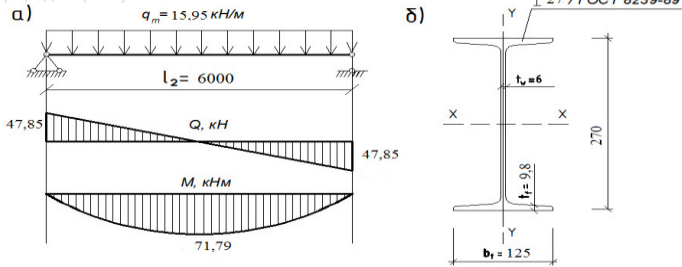


Рис. 3. До розрахунку балки настилу  
а – розрахункова схема; б – поперечний переріз

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

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

2) Необхідний момент опору

$$W_{nec} = \frac{M_{max}}{c_x \beta R_y \gamma_c / \gamma_n} = \frac{71,79 \cdot 10^3}{1,1 \cdot 1,0 \cdot 230 \cdot 1,0 / 0,95} = 269,6 \text{ см}^3,$$

де  $\gamma_c = 1$  – коефіцієнт умов роботи (оскільки конкретні умови роботи конструкції не обумовлено);  $\gamma_n = 0,95$  – коефіцієнт надійності за відповідальністю, який прийнято для усталеної розрахункової ситуації для класу відповідальності будівлі СС1 для категорії відповідальності конструкції В для розрахунку за граничними станами першої групи (як правило, приймають одне значення коефіцієнта  $\gamma_n$  для всіх конструкцій будівлі) [1].

За необхідним значенням  $W_{nec}$  із сортамента приймають двотавр, для якого  $W_x \geq W_{nec}$ . У даному випадку прийнято двотаврову балку I 27/ГОСТ 8239–89 з такими геометричними характеристиками:

$$W_x = 371 \text{ см}^3; I_x = 5010 \text{ см}^4; S_x = 210 \text{ см}^3; h = 27 \text{ см}; b_f = 12,5 \text{ см}; \\ t_f = 0,98 \text{ см}; t_w = 0,6 \text{ см}; A = 40,2 \text{ см}^2.$$

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



$$\tau_{xy} = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{47,85 \cdot 10}{0,6 \cdot 25,04} = 31,85 \text{ МПа} < 0,5R_s = 0,5 \cdot 0,58R_y = 66,70 \text{ МПа},$$

де  $h_w$  – висота стінки,  $h_w = h - 2t_f = 27 - 2 \cdot 0,98 = 25,04 \text{ см}$ .

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

Обчисливши співвідношення

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{t_w (h - 2t_f)} = \frac{12,5 \cdot 0,98}{0,6 (27,0 - 2 \cdot 0,98)} = \frac{12,25}{15,7} = 0,78,$$

з табл. М. 1 [6] для двотаврового перерізу визначають точне значення коефіцієнта  $c_x = 1,092$ .

4) Нормальні напруження в поперечному перерізі балки за граничними станами 1-ї групи

$$\sigma = \frac{M_{max}}{c_x \beta W_{x, min}} = \frac{71,79 \cdot 10^3}{1,092 \cdot 1 \cdot 371} = 177,2 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n = 230 \cdot 1 / 0,95 = 242 \text{ МПа},$$

Оскільки сполучення балок виконується в одному рівні, то балки настилу кріплять до поперечних ребер жорсткості головних балок болтами і в їх стінці необхідно влаштувати отвори. У цьому випадку виконують розрахунок міцності послабленого перерізу за дотичними напруженнями

$$\tau_{max} = \frac{1,5Q_{max}}{t_w (h - 2t_f - a_1)} = \frac{1,5 \cdot 47,85 \cdot 10}{0,6 (27 - 2 \cdot 0,98 - 2)} = 51,9 \text{ МПа} < R_s \gamma_c / \gamma_n = 0,58 \cdot 230 \cdot 1 / 0,95 = 140,4 \text{ МПа}$$

де  $a_1 = 2 \text{ см}$  – розмір, на який зменшується висота стінки через вирізи полиць разом з заокругленнями при переході з полиці на стінку.

(У разі поверхового сполучення  $\tau = \frac{QS_x}{I_x t_w} \leq R_s \gamma_c / \gamma_n$ .)

5) Прогин балки за граничними станами другої групи

$$\frac{f}{l} = \frac{5 q_e l^3}{384 EI_x} = \frac{5 \cdot 13,44 \cdot 10^{-2} \cdot 600^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 5010} = \frac{1}{273} < \frac{f_u}{l} = \frac{1}{250}.$$

6) Перевірка місцевої стійкості поясів і стінки балки не виконується, оскільки вона забезпечується прийнятими товщинами елементів під час прокатування профілів.

7) Перевірка загальної стійкості балки не виконується, оскільки вона забезпечується приварюванням настилу до верхнього поясу балки по всій її довжині.



## 4. Розрахунок складеної зварної головної балки

### 4.1. Збір навантажень та визначення розрахункових зусиль

Головні балки проектується у вигляді двотаврового складеного перерізу з листової універсальної широкоштабової сталі за ГОСТ 82–70\* класу С245 з розрахунковим опором  $R_y = 240 \text{ МПа}$  і характеристичними опорами  $R_{yn} = 245 \text{ МПа}$  та  $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ , прийнятими для листового прокату товщиною  $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ . Розрахунковий опір сталі зсуву  $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}$ . Розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні приймається залежно від величини характеристичного опору  $R_{un} = 370 \text{ МПа}$  з табл. Г. 4 [6] і становить  $R_p = 336 \text{ МПа}$ .

Навантаження на головну балку складається з зосереджених сил  $F$ , що передаються від балок настилу, і рівномірно розподіленого постійного навантаження  $q_{const_0}$ , обумовленого вагою головної балки.

Розрахункове експлуатаційне значення зосередженої сили

$$F_e = q_1 l_2 / 2 = 13,44 \cdot 6,0 / 2 = 40,32 \text{ кН}.$$

Розрахункове граничне значення зосередженої сили

$$F = q_1 l_2 / 2 = 15,95 \cdot 6,0 / 2 = 47,85 \text{ кН}.$$

Характеристичне навантаження від власної ваги головної балки орієнтовно прийнято  $q_{const_0} = 6 \text{ кН/м}$  (зазвичай приймають  $q_{const_0} = 3 \dots 6 \text{ кН/м}$  залежно від величини прольоту балки) з коефіцієнтами надійності за граничним розрахунковим навантаженням  $\gamma_{fm} = 1,05$  і за експлуатаційним розрахунковим навантаженням  $\gamma_{fe} = 1,0$ .

Реальне навантаження на балку для зручності розрахунку замінюють еквівалентним рівномірно розподіленим у прольоті (рис. 4, а).

Розрахункові значення еквівалентного навантаження:

а) експлуатаційного



$$q_e = \frac{n^2 + 1}{n} \frac{F_e}{l_1} + q_{const} \gamma_{f_e} = \frac{10^2 + 1}{10} \cdot \frac{40,32}{12,3} + 6 \cdot 1,0 = 39,11 \text{ кН/м},$$

б) граничного

$$q_m = \frac{n^2 + 1}{n} \frac{F}{l_1} + q_{const} \gamma_{f_m} = \frac{10^2 + 1}{10} \cdot \frac{47,85}{12,3} + 6 \cdot 1,05 = 42,44 \text{ кН/м},$$

де  $n = 10$  – кількість балок настилу, що обпираються на головну балку.

Максимальні значення згинаючих моментів і поперечної сили в головній балці:

– від розрахункового експлуатаційного навантаження

$$M_e = \frac{q_e \cdot l_1^2}{8} = \frac{39,11 \cdot 12,3^2}{8} = 739,62 \text{ кНм};$$

– від розрахункового граничного навантаження:

$$M_{max} = \frac{q l_1^2}{8} = \frac{42,44 \cdot 12,3^2}{8} = 802,62 \text{ кНм};$$

$$Q_{max} = q l_1 / 2 = 42,44 \cdot 12,3 / 2 = 261,01 \text{ кН}.$$

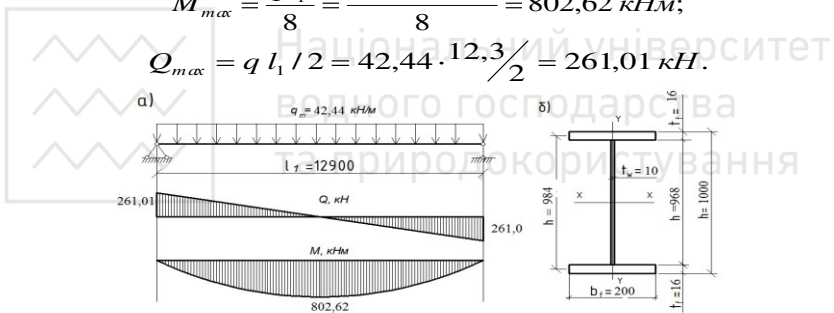


Рис. 4. До розрахунку головної балки  
а – розрахункова схема; б – поперечний переріз

## 4.2. Підбір поперечного перерізу головної балки

Розрахунок головної балки виконується за пружної роботи сталі.

Необхідний момент опору

$$W_{nec} = \frac{M_{max} \gamma_n}{R_y \gamma_c} = \frac{802,62 \cdot 0,95 \cdot 10^3}{240 \cdot 1,0} = 3177 \text{ см}^3$$

Висота перерізу головної балки у першому наближенні

$$h = \frac{1}{10} l_1 = \frac{1}{10} \cdot 12300 = 1230 \text{ мм}.$$

Для попередніх розрахунків прийнято висоту  $h = 1230$  мм.



$$t_{w1} = 7 + 3h = 7 + 3 \cdot 1,23 = 10,69 \text{ мм.}$$

Розрахункове значення товщини стінки заокруглюють у більшу сторону і приймають стандартним із сортаменту. Тому для попередніх розрахунків прийнято  $t_w = 10 \text{ мм}$ .

Оптимальна висота балки

$$h_{opt} = k_1 \sqrt{\frac{W_0}{t_w}} = 1 \sqrt{\frac{3177}{1,0}} = 56,4 \text{ см.}$$

Для попередніх розрахунків прийнято  $h_{opt} = 100 \text{ см}$ . (Як правило,  $h_{opt}$  заокруглюють у більшу до числа кратного 10 см).

Для перевірки достатності попередньо прийнятої товщини стінки виконують такі перевірки:

а) у разі роботи на зсув

$$t_{w,\min 1} = \frac{1,5Q}{h_w R_s \gamma_c / \gamma_n} = \frac{1,5 \cdot 261,01 \cdot 10}{95 \cdot 139,2 \cdot 1 / 0,95} = 0,28 \text{ мм,}$$

де  $h_w = 0,95 h_{opt} = 0,95 \cdot 100 = 95 \text{ мм}$ ;

б) для забезпечення умови, за виконання якої не потрібно використовувати поздовжні ребра жорсткості

$$t_{w,\min 2} = \frac{h_w}{6} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{95}{6} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,53 \text{ см.}$$

Оскільки усі умови виконуються, то з урахуванням сортаменту універсальної широкоштабової сталі остаточно прийнято стінку товщиною  $t_w = 10 \text{ мм}$ .

Мінімальна висота балки з умови забезпечення нормативного прогину  $f_u / l_1 = 1/400$

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot M_e \cdot l_1}{24 \cdot W_{nec} \cdot E \cdot f_u / l} = \frac{5 \cdot 739,62 \cdot 12,3 \cdot 400}{24 \cdot 3177 \cdot 2,06 \cdot 1} = 115,8 \text{ см.}$$

(Остаточно висоту балки приймають не меншою за  $h_{\min}$ , близькою до  $h_{opt}$  і кратною величині 10 см).

З урахуванням виконаних розрахунків остаточно висоту балки прийнято  $h = h_{\min} = 100 \text{ см}$ .

Необхідний момент інерції перерізу балки

$$I_0 = 0,5 W_{nec} h = 0,5 \cdot 3177 \cdot 100 = 158850 \text{ см}^4.$$

Орієнтовно висота стінки



$$h_w = 0,95h = 0,95 \cdot 100 = 95 \text{ см.}$$

Необхідний момент інерції стінки

$$I_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 95^3}{12} = 71447,9 \text{ см}^4.$$

Необхідний момент інерції поясних листів

$$I_f = I_0 - I_w = 158850 - 71447,9 = 87402,1 \text{ см}^4.$$

(Якщо розрахункове значення  $I_f$  є від'ємним, то переріз поясу призначають з конструктивних міркувань, приймаючи ширину поясу  $b_f$  і товщину поясу  $t_f$  мінімальними, тобто  $b_{f_{\min}} = 200 \text{ мм}$  і  $t_{f_{\min}} = 16 \text{ мм}$ ).

Орієнтовна відстань між центрами ваги поясів

$$h_f = 0,97h = 0,97 \cdot 100 = 97 \text{ см.}$$

Необхідна площа перерізу одного пояса

$$A_f = \frac{2I_f}{h_f^2} = \frac{2 \cdot 87402,1}{97^2} = 18,58 \text{ см}^2.$$

(У загальному випадку товщину поясу приймають у межах  $t_f = 16 \dots 40 \text{ мм}$ , а товщину стінки  $t_w = 8 \dots 16 \text{ мм}$ ).

Згідно з класом сталі С245 максимальна товщина листового прокату становить  $t = 20 \text{ мм}$  і тому товщину поясу прийнято  $t_f = 16 \text{ мм}$ .

Ширина поясу  $b_f = A_f / t_f = 18,58 / 1,6 = 11,6 \text{ см}$ .

З деяким запасом ширину поясу прийнято  $b_f = 20 \text{ см}$ .

(Якщо товщина листового прокату сталі певного класу може бути більшою за  $20 \text{ мм}$  і становить  $20 \dots 40 \text{ мм}$ , то спочатку визначають ширину поясу  $b_f = \lceil 3 \dots 1/5 \rceil h$ , а потім  $t_f = A_f / b_f$ .)

Із умови можливості якісного зварювання пояса зі стінкою повинна виконуватися умова  $t_f / t_w \leq 2 \dots 3$ .

У даному випадку  $b_f / t_w = 16 / 10 = 1,6 < 2,0$ .

Умова забезпечення місцевої стійкості стиснутого пояса

$$b_f = 20 \text{ см} < t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,0 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 58,59 \text{ см}^4.$$





### 4.3. Перевірка міцності перерізу за нормальними та дотичними напруженнями

Геометричні характеристики перерізу балки (див. рис. 4, б):

– момент інерції

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f^3 / 12 + \frac{2b_f t_f h_f^2}{4} =$$
$$= \frac{1,0 \cdot 96,8^3}{12} + 2 \cdot 20 \cdot 1,6^3 / 12 + \frac{2 \cdot 20 \cdot 1,6 \cdot 98,4^2}{4} = 224273,96 \text{ см}^4,$$

де  $h_w = h - 2t_f = 100 - 2 \cdot 1,6 = 96,8 \text{ см}$ . – висота стінки;

$h_f = h - t_f = 100 - 1,6 = 98,4 \text{ см}$  – відстань між центрами ваги поясів;

– момент опору

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 224273,96}{100} = 4485,48 \text{ см}^3 > W_{\text{нec}} = 3177 \text{ см}^3.$$

Нормальні напруження в перерізі балки з максимальним згинаючим моментом

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{W_x} = \frac{802,62 \cdot 10^3}{4485,48} = 178,9 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n = 240 \cdot 1 / 0,95 = 252,6 \text{ МПа}.$$

Максимальна поперечна сила  $Q_{\text{max}} = 261,01 \text{ кН}$ .

Обпирання головної балки на колону здійснюється за допомогою торцевого ребра і поперечна сила у цьому випадку сприймається тільки стінкою

$$\tau = \frac{1,5Q_{\text{max}}}{t_w h_w} = \frac{1,5 \cdot 261,01 \cdot 10}{1,0 \cdot 96,8} = 39,8 \text{ МПа} < R_s \gamma_c / \gamma_n = 139,2 \cdot 1 / 0,95 = 146,5 \text{ МПа}$$

### 4.4. Перевірка прогину балки

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e I_1}{\alpha EI_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{739,62 \cdot 10^2 \cdot 12,3}{0,9 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 224273,96} = \frac{1}{438,8} < \frac{f_u}{l} = \frac{1}{400},$$

де  $\alpha = 0,9$  – коефіцієнт, що враховує збільшення прогину балки за рахунок зменшення її перерізу.

### 4.5. Зміна перерізу по довжині головної балки

Зміна перерізу балки у даному випадку здійснюється шляхом зменшення ширини поясних листів на відстані



$c = l_1 / 6 = 12300 / 6 = 2050 \text{ мм}$  від кожної з її опор (рис. 5), при умові, що  $b_f > 20 \text{ см}$ . Слід було прийняти  $c = 2100 \text{ мм}$ . Після чого порахувати необхідну ширину поясу балки і геометричні характеристики зміненого поперечного перерізу.

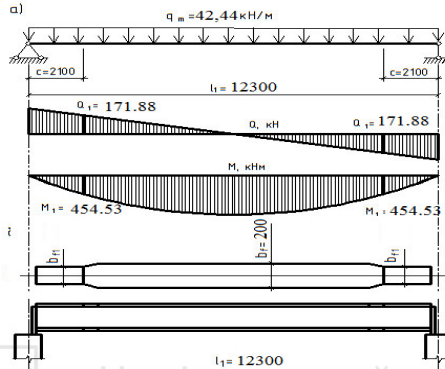


Рис. 5. Зміна перерізу головної балки  
а – розрахункова схема; б – загальний вигляд балки

#### 4.6. Перевірка міцності балки за приведеними напруженнями

У небезпечному перерізі, яким є переріз зміни ширини поясних листів на відстані  $c = l_1 / 6 = 12300 / 6 = 2050 \text{ мм}$ :

– згинаючий момент

$$M_1 = \frac{q_m c (l_1 - c)}{2} = \frac{42,44 \cdot 2,1 \cdot (12,3 - 2,1)}{2} = 454,53 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– поперечна сила

$$Q_1 = q_m (0,5 l_1 - c) = 42,44 \cdot (0,5 \cdot 12,3 - 2,1) = 171,88 \text{ кН}.$$

Середнє дотичне напруження

$$\tau = \frac{Q_1}{t_w h_w} = \frac{171,88 \cdot 10}{1,0 \cdot 96,8} = 17,5 \text{ МПа}.$$

Нормальне напруження на рівні поясних швів балки

$$\sigma = \frac{M_1}{W_x} = \frac{454,53 \cdot 10^3}{4485,48} = 101,3 \text{ МПа}.$$

Умова міцності перерізу балки за приведеними напруженнями

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{101,3^2 + 3 \cdot 17,5^2} = 105,7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n = 252,6 \text{ МПа}.$$



#### 4.7. Перевірка загальної стійкості балки

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

(За поверхового сполучення балок повинна виконуватись умова

$$a \leq b_f \left[ 0,41 + 0,0032b_f / t_f + \left( 0,73 - 0,016b_f / t_f \right) \frac{b_f}{h_f} \right] \sqrt{E / R_y}.$$

#### 4.8. Перевірка місцевої стійкості елементів балки

Стиснутий пояс є стійким, оскільки розміри його поперечного перерізу прийняті з урахуванням умови стійкості (див. п. 4.2).

Поперечні ребра розміщують під кожною балкою настилу (рис. 6) і, таким чином, крок поперечних ребер головної балки і балок настилу збігається і становить  $a = 1230 \text{ мм}$   $a = 1290 \text{ мм}$ .

Висота стінки балки  $h_{ef} = h_w = 968 \text{ мм}$ .

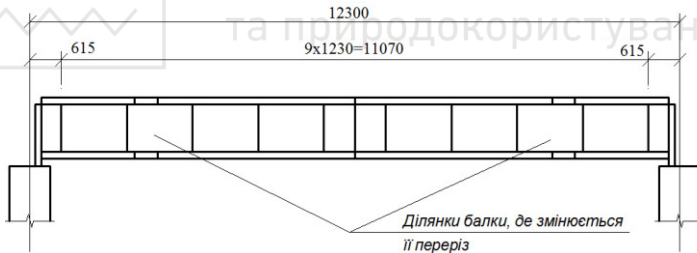


Рис. 6. Розміщення поперечних ребер жорсткості в головній балці

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

$$b_r = h_{ef} / 30 + 25 = 968 / 30 + 25 = 57,2 \text{ мм}.$$

Для зручності виконання ребер з універсальної широкоштабової сталі ширину ребра прийнято  $b_h = 100 \text{ мм}$ .

Товщина ребра

$$t_r \geq 2b_r \sqrt{R_y / E} = 2 \cdot 100 \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 6,82 \text{ мм}.$$

Остаточно товщину ребра прийнято з урахуванням сортамента  $t_r = 8 \text{ мм}$ .



### Умовна гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{R_y / E} = \frac{968}{10} \cdot \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 3,3$$

Перевірка стійкості стінки виконується для ділянки, де розташоване місце зміни перерізу поясів. Висота ділянки  $h_{ef} = h_w = 968 \text{ мм}$ , тобто  $a = 1230 > h_{ef} = h_w = 968 \text{ мм}$ , і тому розрахунок виконується для умовної ділянки довжиною  $h_{ef} = 968 \text{ мм}$ .

Оскільки зміна перерізу виконується на відстані  $c = 2100 \text{ мм}$  від кожної опори балки і крайні ребра в балці розміщені на відстані  $0,5a = 0,5 \cdot 1230 = 615 \text{ мм}$  від опор, то відстані від опор балки до меж ділянки:

$$x_1 = 1,5a = 1,5 \cdot 1230 = 1845 \text{ мм};$$

$$x_2 = 1,5a + h_{ef} = 1,5 \cdot 1230 + 968 = 2813 \text{ мм}.$$

Згинаючі моменти та поперечні сили в перерізах I і II:

$$M_I = \frac{q_m x_1 (c - x_1)}{2} = \frac{42,44 \cdot 1,845 \cdot (2,3 - 1,845)}{2} = 409,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = \frac{q_m x_2 (c - x_2)}{2} = \frac{42,44 \cdot 2,813 \cdot (2,3 - 2,813)}{2} = 566,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_I = q_m (0,5l_1 - x_1) = 42,44 \cdot (0,5 \cdot 12,3 - 1,845) = 182,7 \text{ кН};$$

$$Q_{II} = q_m (0,5l_1 - x_2) = 42,44 \cdot (0,5 \cdot 12,3 - 2,813) = 141,6 \text{ кН}.$$

Середні значення зусиль:

$$M = M_I + M_{II} = 409,3 + 566,3 = 487,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = Q_I + Q_{II} = 182,7 + 141,6 = 162,15 \text{ кН}.$$

Стискаюче нормальне напруження в стінці на рівні поясних швів

$$\sigma = \frac{M_1 h_w}{2I_x} = \frac{487,8 \cdot 96,8 \cdot 10^3}{2 \cdot 224273,96} = 105,3 \text{ МПа}.$$

Дотичне напруження

$$\tau = \frac{Q_1}{t_w h_w} = \frac{162,15 \cdot 10}{1,0 \cdot 96,8} = 16,8 \text{ МПа}.$$

У разі сполучення балок в одному рівні згідно з табл. 9.3 [6] коефіцієнт  $\beta_{r,2} = \infty$ .



$$\text{Коефіцієнт } \delta = \beta_{r2} \frac{b_f}{h_{ef}} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 = \infty \frac{20}{96,8} \left( \frac{1,6}{1,0} \right)^3 = \infty.$$

Залежно від величини коефіцієнта  $\delta = \infty$  з табл. 9.2 [6] визначають коефіцієнт  $c_{cr} = 35,5$ .

(У разі поверхового сполучення балок коефіцієнт  $c_{cr}$  визначають, приймаючи у формулі для визначення коефіцієнта  $\delta$   $\beta_{r2} = 0,8$  згідно з табл. 9.3 [6]).

З двох розмірів розрахункової ділянки менша сторона становить  $d_g = h_{ef} = 968 \text{ мм}$   $d_g = h_{ef} = 1060 \text{ мм}$ . Гнучкість стінки

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d_g}{t_w} \sqrt{R_y / E} = \frac{968}{10} \cdot \sqrt{240 / 2,06 \cdot 10^5} = 3,3.$$

Відношення більшої сторони ділянки стінки до меншої

$$\mu_w = a / d_d = 1230 / 968 = 1,27.$$

Критичні напруження:

– нормальні

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_d^2} = \frac{35,5 \cdot 240}{3,3^2} = 782,4 \text{ МПа};$$

– дотичні

$$\tau_{cr} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu_w^2} \right) \frac{R_y}{\lambda_d^2} = 10,3 \cdot \left( 1 + \frac{0,76}{1,27^2} \right) \cdot \frac{240}{3,3^2} = 334,0 \text{ МПа}.$$

Місцеву стійкість стінки балки перевіряють за формулою

$$\sqrt{\left( \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} = \sqrt{\left( \frac{105,3}{782,4} \right)^2 + \left( \frac{16,8}{334,0} \right)^2} = 0,143 < \gamma_{cl} / \gamma_n = 1 / 0,95 = 1,05.$$

#### 4.9. Розрахунок з'єднання полиці зі стінкою

Поясні шви виконують автоматичним зварюванням. Відповідно до марки сталі головної балки С245 з табл. Д. 1 [6] приймають зварувальний дріт Св-08А, для якого з табл. Д. 2 [6] 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 зварюва-



нням з використанням дроту діаметром  $d = 1,4...2$  мм, для категорії шва  $k_f = 3...8$  мм визначають коефіцієнти  $\beta_f = 0,9$  і  $\beta_z = 1,05$

Оскільки

$\beta_f R_{wf} = 0,9 \cdot 180 = 162$  МПа  $< \beta_z R_{wz} = 1,05 \cdot 166,5 = 174,83$  МПа, то шви розраховують лише в перерізі по металу шва.

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

$$S_f = 0,5 b_f t_f h_f = 0,5 \cdot 20 \cdot 1,6 \cdot 98,4 = 1574,4 \text{ см}^3$$

Момент інерції перерізу балки  $I_x = 224273,96 \text{ см}^4$

Необхідний катет поясних швів

$$k_f = \frac{QS_f}{2I_x \beta_f R_{wf}} = \frac{261,01 \cdot 1574,4 \cdot 10}{2 \cdot 224273,96 \cdot 0,9 \cdot 180} = 0,05 \text{ см.}$$

Згідно з табл. 16.1 [6] прийнято  $k_f = k_{f_{min}} = 5,0$  мм.

#### 4.10. Розрахунок опорної частини балки

Головна балка опирається на колону зверху через торцеве опорне ребро (рис. 7). Опорна реакція головної балки становить  $F = Q = 261,01$  кН. Розрахунковий опір сталі змінанню торцевої поверхні опорного ребра  $R_p = 336$  МПа.

Необхідна площа перерізу опорного ребра

$$A_r = \frac{F}{R_p \gamma_c / \gamma_n} = \frac{261,01 \cdot 10}{336 \cdot 1 / 0,95} = 7,3 \text{ см}^2.$$

Ширину опорного ребра прийнято  $b_r = b_f = 20$  см.

(Ширину опорного ребра приймають рівною ширині поясного листа в опорній частині балки).

Товщина ребра  $t_r = \frac{A_r}{b_{r,1}} = \frac{7,3}{20} = 0,365$  см.

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

З урахуванням конструктивних вимог прийнято  $t_r = 20$  мм.

Стійкість опорної частини балки перевіряють як умовного стояка таврового перерізу довжиною  $l = h_w = 968$  мм, навантаженого опорною реакцією  $F = 261,01$  кН (див. рис. 7).



Геометричні характеристики таврового перерізу умовного стояка:

– площа перерізу

$$A = b_s t_s + S t_w^3 = 20 \cdot 2,0 + 19,04 \cdot 1,0 = 59,04 \text{ см}^2;$$

– момент інерції

$$I_x = \frac{t_s b_s^3}{12} + \frac{S t_w^3}{12} = \frac{2,0 \cdot 20^3}{12} + \frac{19,04 \cdot 1,0^3}{12} = 1334,92 \text{ см}^4$$

де  $S = 0,65 t_w \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 240} = 19,04 \text{ см};$

– радіус інерції

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1334,92}{59,04}} = 4,76 \text{ см}.$$

Коефіцієнт стійкості  $\varphi$  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].

Умовна гнучкість стаяка

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{R_y/E} = 20,36 \cdot \sqrt{240/2,06 \cdot 10^5} = 0,695,$$

де  $\lambda_x = l_{ef} / i_x = h_w / i_x = 96,8 / 4,76 = 20,36.$

Для типу кривої стійкості  $c$  коефіцієнт стійкості  $\varphi = 0,94.$

Стійкість стаяка

$$\sigma = \frac{F}{\varphi A} = \frac{261,01 \cdot 10}{0,94 \cdot 59,04} = 47,03 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n = 252,63 \text{ МПа}.$$

Виступаюча донизу частина опорного ребра приймається висотою  $d \leq 1,5 t_r$  і зазвичай становить 15...20 мм. У даному випадку; прийнято  $d = 20 \text{ мм}$  (див. рис. 8).

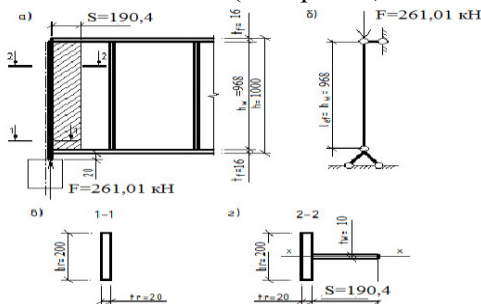


Рис. 7. Опорна частина головної балки

а – загальний вигляд; б – розрахункова схема;

в – переріз опорного ребра; г – переріз умовного стаяка



#### 4.11. Проектування монтажного стику

Монтажний стик виконують посередині прольоту балки прямим зварним швом з повним проварюванням елементів, що з'єднуються, із застосуванням фізичних методів контролю якості швів, які у цьому випадку є рівномірними з основним металом і тому не розраховуються.

#### 4.12. Розрахунок кріплення балки настилу до головної балки

У разі сполученні балок в одному рівні кріплення балок настилу до головної балки здійснюється болтами класу міцності 5.6 з розрахунковими опорами  $R_{bs} = 160 \text{ МПа}$  і  $R_{bp} = 475 \text{ МПа}$ .

Товщина стінки балки настилу І27/ГОСТ 8239–89  $t_w = 6,0 \text{ мм}$ , товщина поперечного ребра жорсткості головної балки  $t_r = 8,0 \text{ мм}$ . Для з'єднання елементів прийнято болти діаметром  $d_b = 20 \text{ мм}$

Несуча здатність одного болта:

а) на зріз  $N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 210 \cdot 3,14 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 10^{-1} = 59,35 \text{ кН}$ ;

б) на зім'яття  $N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t_{\min} \gamma_b \gamma_c = 475 \cdot 2 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 10^{-1} = 51,3 \text{ кН}$ ,

де  $A_b = 3,14 \text{ см}^2$  – площа поперечного перерізу болта діаметром  $d_b = 20 \text{ мм}$  згідно з табл. Д.8 [6];  $n_s = 1$  – кількість площин зрізу одного звичайного болта;  $\sum t_{\min} = t_w = 6,0 \text{ мм}$  – менша з двох товщин елементів, що з'єднуються;  $\gamma_b = 0,9$  – попередньо прийняте значення коефіцієнта умов роботи, оскільки його точне значення обчислюється з урахуванням розміщення болтів, яке ще не виконане;  $\gamma_c = 1$ .

Таким чином, менша з несучих здатностей болта становить  $N_{b,\min} = 51,3 \text{ кН}$ .

Розрахункове зусилля, що передається від балки настилу на поперечне ребро жорсткості головної балки, тобто зусилля, яке повинно сприйняти болтове з'єднання, становить  $N = Q_{\max} = 47,85 \text{ кН}$ .

Необхідна розрахункова кількість болтів у з'єднанні





$$n \geq \frac{N\gamma_n}{N_{b,\min}} = \frac{47,85 \cdot 0,95}{51,3} = 0,89, \text{ приймаємо } n=1.$$

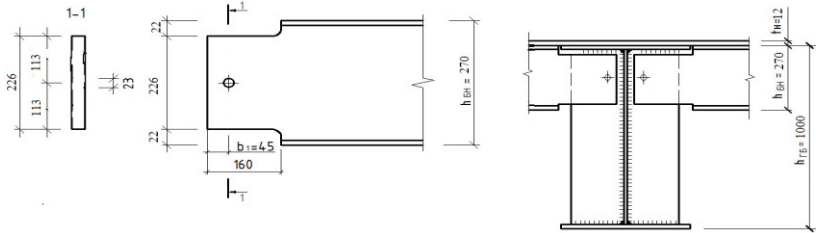


Рис. 8. Балка настилу

а – опорна частина; б – кріплення балок настилу до головної балки

## 5. Розрахунок центрально-стиснутої наскрізної 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\* класу С275.

Для стержня колони розрахунковий опір  $R_y = 270 \text{ МПа}$  і характеристичні опори  $R_{yn} = 275 \text{ МПа}$  та  $R_{un} = 380 \text{ МПа}$ , що прийняті для фасонного прокату товщиною  $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$  з табл. Г. 2 [6].

Для листових елементів колони прийнято товщини  $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ , для яких розрахунковий опір  $R_y = 260 \text{ МПа}$ , характеристичні опори  $R_{yn} = 265 \text{ МПа}$  і  $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ , розрахунковий опір сталі зсуву  $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 260 = 150,8 \text{ МПа}$ , розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні  $R_p = 336 \text{ МПа}$ .

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

### 5.1. Встановлення розрахункової схеми колони

Розрахункова схема центрально-стиснутої наскрізної колони представляє собою стержень певної геометричної довжини, закріплений кінцями відповідно до прийнятої



розрахункової схеми робочого майданчика промислової будівлі, і завантажений силою  $F$ , прикладеною по осі перерізу (рис. 9). З'єднання колони з фундаментом та обпирання головних балок на оголовки колони прийнято шарнірними.

Розрахункове зусилля в колоні

$$N = q_m \cdot (l_1 + l_2) \cdot 2 = 42,44 \cdot (2,3 + 6,0) \cdot 2 = 388,33 \text{ кН}.$$

Оскільки завданням на проектування задана відмітка підлоги робочого майданчика  $H_0$ , то для поверхового сполучення балок у балковій клітці нормального типу геометрична довжина колони

$$l_c = H_0 + 150 \text{ мм} - (t_H + h_{БН} + h_{ГБ} + d),$$

а для сполучення в одному рівні  $l_c = H_0 + 150 \text{ мм} - (t_H + h_{ГБ} + d)$ , де  $H_0$  – відмітка підлоги робочого майданчика відповідно до вихідних даних; 150 мм – заглиблення бази колони нижче відмітки чистої підлоги;  $t_H$  – товщина настилу (див. п. 2);  $h_{БН}$  – висота балки настилу (див. п. 3);  $h_{ГБ}$  – висота головної балки (див. п. 4.2);  $d \leq 1,5 t_r$  – виступаюча донизу частина торцевого опорного ребра головної балки (п. 4.10).

У даному випадку для сполучення балок в одному рівні геометрична довжина колони (див. рис. 11)

$$l_c = H_0 + 150 \text{ мм} - (t_H + h_{ГБ} + d) = 8000 + 150 - (12 + 1000 + 20) = 7118 \text{ мм},$$

де  $H_0 = 8000 \text{ мм}$ ;  $t_H = 12 \text{ мм}$ ;  $h_{ГБ} = 1000 \text{ мм}$ ;  $d = 20 \text{ мм}$ .

У розрахунках необхідно враховувати умови закріплення кінців стержня колони у двох головних площинах і визначати  $l_{efx} = \mu_x l_x$  і  $l_{efy} = \mu_y l_y$ , де  $\mu_x$  і  $\mu_y$  - коефіцієнти приведення розрахункової довжини відповідно у площинах  $x-x$  і  $y-y$ ;  $l_x$  - геометрична довжина елемента у площині  $x-x$ ;  $l_y$  - довжина ділянки колони, яка закріплена від горизонтального переміщення у площині  $y-y$ .

Оскільки розрахункова колона у даному випадку не закріплена у проміжних перерізах і має шарнірне кріплення до фундаменту і шарнірне обпирання головних балок, то  $\mu_x = \mu_y = \mu = 1$  і  $l_{efx} = l_{efy} = l_{ef} = \mu l_c = 1 \cdot 7118 = 7118 \text{ мм}$ .



Рис. 9. Розрахункова схема колони

## 5.2. Розрахунок стержня колони

### 5.2.1. Розрахунок колони відносно матеріальної осі

1) Необхідна площа поперечного перерізу стержня колони із умови стійкості з урахуванням класу відповідальності споруди

$$A_{nec} = \frac{N}{\varphi_1 R_y \gamma_c / \gamma_n} = \frac{388,33 \cdot 10}{0,741 \cdot 270 \cdot 1 / 0,95} = 18,44 \text{ см}^2$$

де  $F = N = 388,33 \text{ кН}$  – зусилля в стержні колони;  
 $\varphi_1 = 0,741$  – попередньо прийняте значення коефіцієнта стійкості з табл. Ж. 1 [6] для типу кривої стійкості  $b$  для значення  $\bar{\lambda} = 2,5$ , що відповідає гнучкості  $\lambda \approx 60$ ;  $\gamma_n = 0,95$ ;  $\gamma_c = 1$ ;  $R_y = 270 \text{ МПа}$ .

2) Необхідна площа перерізу вітки колони

$$A_1 = \frac{A_{nec}}{2} = \frac{18,44}{2} = 9,22 \text{ см}^2$$

3) Необхідний радіус інерції перерізу колони відповідно до попередньо прийнятого значення гнучкості

$$i_{x1} = l_{efx} / \lambda = 711,8 / 60 = 11,86 \text{ см.}$$

4) За необхідними площею перерізу вітки  $A_1 = 9,22 \text{ см}^2$  та радіусом інерції  $i_{x1} = l_{efx} / \lambda = 11,86 \text{ см}$ . з сортаменту прийнято швелер  $\square 16\text{У/ДСТУ } 3436-96$  з такими геометричними характеристиками:

$$A = 18,1 \text{ см}^2; I_x = 747 \text{ см}^4; I_y = 63,3 \text{ см}^4; i_x = 6,42 \text{ см}; i_y = 1,87 \text{ см}; h = 16 \text{ см}; b_f = 6,4 \text{ см}; t_f = 0,84 \text{ см}; t_w = 0,5 \text{ см}; z_0 = 1,8 \text{ см}.$$



5) Для перевірки стійкості підбраного перерізу колони відносно матеріальної осі  $x-x$  обчислюють гнучкість колони

$$\lambda = l_{efx} / i_{x1} = 711,8 / 6,42 = 110,9 < \lambda_u = 120,$$

де  $\lambda_u = 120$  – попередньо прийняте максимальне значення гнучкості, яке у подальшому буде уточнене.

б) Умовна гнучкість

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 110,9 \cdot \sqrt{270 / 2,06 \cdot 10^5} = 4,01.$$

7) Залежно від  $\bar{\lambda} = 4,01$  з табл. Ж. 1 [6] приймається коефіцієнт  $\varphi = 0,451$ .

8) Точне значення гнучкості стержня колони

$$\lambda_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,862 = 128,28,$$

$$\text{де } \alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c / \gamma_n} = \frac{388,33 \cdot 10}{0,451 \cdot 36,2 \cdot 270 \cdot 1 / 0,95} = 0,837,$$

$A = 2A_1 = 2 \cdot 18,1 = 36,2 \text{ см}^2$  – площа перерізу стержня колони з двох швелерів.

9) Перевіряють стійкість центрально-стиснутої колони

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{388,33 \cdot 10}{0,451 \cdot 36,2} = 238,5 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n = 270 \cdot 1 / 0,95 = 284,2 \text{ МПа}.$$

Умова стійкості виконується.

## 5.2.2. Розрахунок стержня колони відносно вільної осі

Для колони з планками, виходячи з умови рівності стійкості  $\lambda_x = \lambda_{ef}$  і задавшись значенням гнучкості окремої вітки колони на ділянці між планками  $\lambda_{b1} = 30$  (згідно з вимогами норм приймають  $\lambda_{b1} = 30..40$ , але не більше за 40), попередньо обчислюють необхідне значення гнучкості відносно вільної осі

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_{b1}^2} = \sqrt{110,9^2 - 30^2} = 106,7.$$

Необхідний радіус інерції перерізу колони відносно вільної осі

$$i_{y1} = l_{efy} / \lambda_{y1} = 711,8 / 106,7 = 6,67 \text{ см}.$$

Необхідна відстань між осями віток колони

$$b = i_{y1} / \alpha_{y1} = 6,67 / 0,44 = 15,15 \text{ см},$$



де  $\alpha_{y_1} = 0,44$  – коефіцієнт для перерізу з двох швелерів (для перерізу з двох двотаврів  $\alpha_{y_1} = 0,6$ ).

Розрахункова ширина колони

$$c = b + 2z_0 = 15,15 + 2 \cdot 1,8 = 18,75 \text{ см.}$$

(Ширина перерізу колони зазвичай приймається кратною розміру 10 мм таким чином, щоб відстань між внутрішніми краями полиць профілів становила 100...150 мм).

Остаточно ширину колони прийнято  $c = 280 \text{ мм}$ ;  
(рис. 10) і тоді для перерізу колони з двох швелерів

$$a = c - 2b_f = 280 - 2 \cdot 64 = 152 \text{ мм} > 150 \text{ мм};$$

$$b = c - 2z_0 = 280 - 2 \cdot 18 = 244 \text{ мм.}$$

(Для перерізу колони з двох двотаврів:  
 $a = c - b_f > 100...150 \text{ мм}$ ;  $b = c$ ).

Розміри планок (див. рис. 10):

висота  $h_s = (0,5...0,75)c = (0,5...0,7) \cdot 280 = 140...196 \text{ мм}$ , прийнято  $h_s = 180 \text{ мм}$ , довжина  $b_s = a + (100...140 \text{ мм}) = 152 + (100...140) = 152...192 \text{ мм}$ , прийнято  $b_s = 152 \text{ мм}$ ; товщина  $t_s = 6 \text{ мм}$ , є достатньою для забезпечення стійкості планки, оскільки виконуються умови  $h_s / t_s = 180 / 6 = 30 \leq 30 \text{ мм}$ , і  $b_s / t_s = 152 / 6 = 25,3 < 50$  (товщина планки приймається в межах  $t_s = 6...12 \text{ мм}$  і вона повинна бути достатньою для забезпечення її стійкості і тому повинні виконуватись умови  $h_s / t_s \leq 30$ ;  $b_s / t_s \leq 50$ ).

Геометричні характеристики поперечного перерізу планки:

$$I_s = I_x = t_s h_s^3 / 12 = 0,6 \cdot 18^3 / 12 = 291,6 \text{ см}^4,$$

$$W_s = W_x = t_s h_s^2 / 6 = 0,6 \cdot 18^2 / 6 = 32,4 \text{ см}^3,$$

Відстань між краями планок

$$l_b < \lambda_{b1} i_1 = 30 \cdot 1,87 = 56,1 \text{ см},$$

де  $i_1 = i_y$  – радіус інерції перерізу швелера  $\square 16\text{У}/\text{ДСТУ 3436-96}$  із сортаменту.

Для попередніх розрахунків прийнято  $l_b = 60 \text{ см}$ .

Відстані:



- між осями планок  $l = l_b + h_s = 600 + 180 = 780 \text{ см}$ ,
- між осями віток для колони з двох швелерів  
 $b = c - 2z_0 = 28 - 2 \cdot 1,8 = 24,4 \text{ см}$ ,

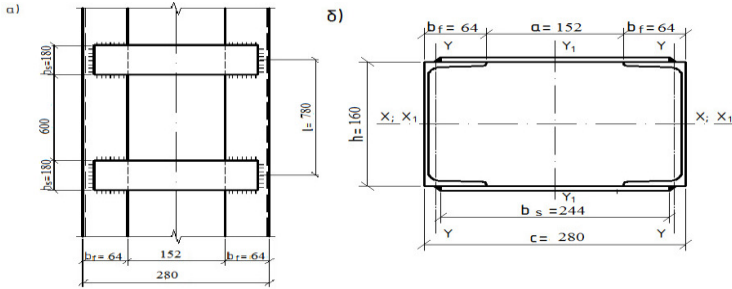


Рис. 10. Фрагмент стержня колони  
а – загальний вигляд; б – поперечний переріз

Величина відношення погонних жорсткостей вітки колони і планки

$$n = \frac{I_{b1} b}{I_s l} = \frac{63,3 \cdot 24,4}{291,6 \cdot 78} = \frac{388,33 \cdot 10}{0,451 \cdot 36,2} = 0,068.$$

Момент інерції та радіус інерції перерізу колони відносно вільної осі  $y - y$ :

$$I_y = 2 \left[ b_1 + A_{b1} \left( \frac{c}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[ 3,3 + 18,1 \cdot \left( \frac{24,4}{2} \right)^2 \right] = 5514,61 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A_{b1}} = \sqrt{5514,61 / 18,1} = 12,34 \text{ см}.$$

Гнучкість колони відносно вільно осі  $y - y$

$$\lambda_y = l_b / i_y = 711,8 / 12,34 = 57,7.$$

Приведена гнучкість колони відносно вільної осі  $y - y$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \left( 1 + n \right) \lambda_{b1}^2} = \sqrt{57,7^2 + 0,82 \cdot \left( 1 + 0,068 \right) \cdot 32,1^2} = 65,05,$$

де  $\lambda_{b1} = l_b / i_y = 60 / 1,87 = 32,1.$

Умовна приведена гнучкість

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E} = 65,05 \cdot \sqrt{270 / 2,06 \cdot 10^5} = 2,35.$$

Залежно від  $\bar{\lambda}_{ef} = 2,35$  з табл. Ж. 1 [6] для типу кривої стійкості  $b$  коефіцієнт  $\varphi = 0,769$  і стійкість колони відносно вільної осі

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} = \frac{388,33 \cdot 10}{0,769 \cdot 36,2} = 139,5 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n = 284,2 \text{ МПа}.$$



### 5.2.3. Розрахунок планок

Умовна поперечна сила, що припадає на планки у двох площинах перерізу колони,

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{2,06 \cdot 10^5}{270} \right) \frac{388,33}{0,769} = 5,66 \text{ кН}.$$

Умовна поперечна сила, що передається на систему планок, розміщених в одній площині (рис. 11)

$$Q_s = Q_{fic} / 2 = 5,66 / 2 = 2,83 \text{ кН}.$$

Розрахункове зусилля в планці:

– перерізуюча сила

$$F_s = Q_s l / c = 2,83 \cdot 78 / 28 = 7,88 \text{ кН};$$

– згинальний момент

$$M_s = Q_s l / 2 = 2,83 \cdot 78 / 2 = 110,37 \text{ кНсм};$$

Міцність планок на згин за нормальними напруженнями

$$\sigma = \frac{M_s}{W_s} = \frac{110,37 \cdot 10}{32,4} = 34,1 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n = 260 \cdot 1 / 0,95 = 273,7 \text{ МПа}.$$

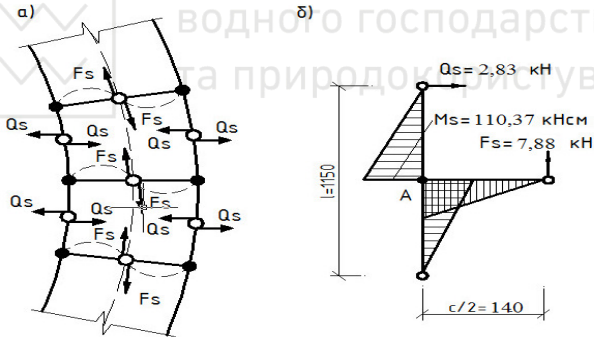


Рис. 11 До визначення зусиль у планках колони

а – схема деформування стержня колони; б – розрахункова схема ділянки вітки

Відповідно до марки сталі колони С275 зварні шви виконують ручним зварюванням електродами типу Э42 з розрахунковим опором  $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ .

Розрахунок кутових швів виконується в такій послідовності:

а) приймають коефіцієнт  $\beta_f = 0,7$  для ручного зварювання;



б) приймають катет кутового шва  $k_f = 8 \text{ мм}$  і довжину шва  $l_w = l_{wef} = h_s = 180 \text{ мм}$  (рис. 12) (катет шва  $k_f$  приймають таким самим або дещо меншим за товщину планки, а довжину шва такою, що дорівнює висоті планки, оскільки вертикальний кутовий шов обов'язково заводиться на горизонтальну ділянку планки на 20...30 мм (див. рис. 12), тобто  $k_f \leq t_s$  і  $l_w = d_s$ ).

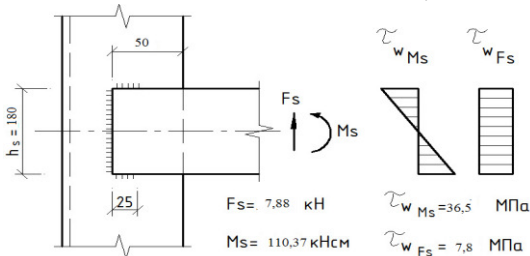


Рис. 12. До розрахунку кріплення планки до вітки колони зварними швами

в) обчислюють геометричні характеристики шва:

– площа перерізу

$$A_{wf} = \beta_f k_f l_w = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 = 10,08 \text{ см}^2;$$

– момент опору

$$W_{wf} = \beta_f k_f l_w^2 / 6 = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18^2 / 6 = 30,24 \text{ см}^3;$$

г) обчислюють дотичні напруження в перерізі кутового шва за дії згинаючого моменту і поперечної сили:

$$\tau_{wMs} = M_s / W_w = 110,37 \cdot 10 / 30,24 = 36,5 \text{ МПа};$$

$$\tau_{wFs} = F_s / A_{wf} = 7,88 \cdot 10 / 10,08 = 7,8 \text{ МПа};$$

д) перевіряють міцність кутового шва, що кріпить кожний бік планки до вітки колони, на рівнодіюче напруження за дії згинаючого моменту  $M_s$  і перерізуючої сили  $F_s$  за формулою

$$\tau_f = \sqrt{\sigma_{wMs}^2 + \tau_{wFs}^2} = \sqrt{36,5^2 + 7,8^2} = 37,3 < R_{wf} \gamma_c / \gamma_n = 180 \cdot 1 / 0,95 = 189,47 \text{ МПа}.$$

### 5.3. Розрахунок бази колони

Конструктивно база колони проектується з опорною плитою і траверсами (рис. 13), виконаними з листового прокату товщиною  $t \leq 20 \text{ мм}$  зі сталі класу С275 з розрахунковим





опором  $R_y = 260 \text{ МПа}$ . Розрахункове навантаження на базу становить  $F = N = 388,33 \text{ кН}$ .

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

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 зм'яття (загалом приймають  $\gamma = 1,2 \dots 1,5$ ).

Необхідна площа опорної плити у плані

$$A_{\text{пл.нес}} = \frac{N}{f_{cd}} = \frac{388,33}{1,02} = 380,72 \text{ см}^2.$$

Ширина плити

$$B_{\text{пл}} = h + 2 \cdot t_{\text{тр}} + c_1 \approx 160 + 2 \cdot 65 \approx 310 \text{ мм},$$

де  $h = 160 \text{ мм}$  – висота перерізу колони, яка для наскрізних колон визначається номером швелера (або двотавра);  $t_{\text{тр}} = 10 \text{ мм}$  – товщина траверси;  $c_1 = 65 \text{ мм}$  – ширина консолі.

(Зазвичай товщину траверси приймають  $t_{\text{тр}} = 8 \dots 16 \text{ мм}$ , а ширину консолі  $c_1 = 40 \dots 120 \text{ мм}$ . Обчислене значення ширини плити необхідно узгодити з сортаментом листового прокату, у разі необхідності скоригувавши виліт консолі  $c_1$ ).

Розрахункова довжина плити

$$L_{\text{пл}} = \frac{A_{\text{пл.нес}}}{B_{\text{пл}}} = \frac{380,72}{31} = 12,28 \text{ см}^2.$$

З конструктивних міркувань довжина опорної плити повинна бути такою, щоб на ній вільно розміщувався стержень колони і щоб її можна було закріпити у проектному положенні (див. рис. 13). Для перерізу наскрізної колони з двох швелерів

$$L_{\text{пл}} = c + 2 \cdot 70 \approx 280 + 2 \cdot 70 = 420 \text{ мм},$$

де  $c = 160 \text{ мм}$  – ширина перерізу колони;  $70 \dots 80 \text{ мм}$  – розмір, що необхідний для кріплення колони.

(Для перерізу наскрізної колони з двох двотаврів



$$L_{nl} = c + b_f + 2 \times (40 \dots 50) \text{ мм}.$$

Остаточню прийнято  $L_{nl} = 420 \text{ мм}$ .

(Довжину плити приймають кратною розміру 10 мм).

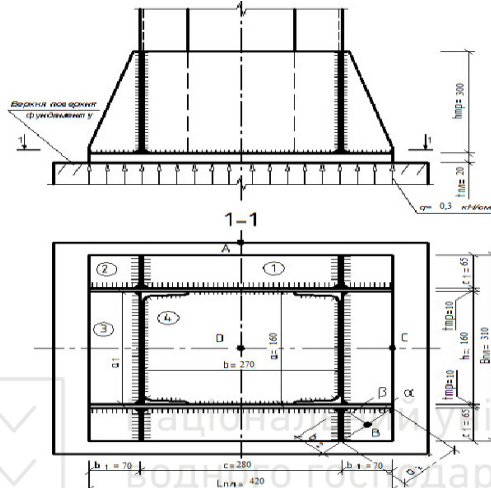


Рис. 13. База наскрізної колони з двох швелерів

Напруження в бетоні під опорною плитою

$$g = \sigma_{\phi} = \frac{N}{B_{nl} L_{nl}} = \frac{388,33 \cdot 10}{31 \cdot 42} = 3,0 \text{ МПа}.$$

Величину згинаючого моменту визначають для смуги шириною 1 см, лінійним рівномірно розподіленим навантаженням для якої є

$$q = g \cdot 1 \text{ см} = 3,0 \cdot 1 \cdot 10^{-1} = 0,3 \text{ кН / см}.$$

Опорна плита працює на згин на окремих ділянках (див. рис. 13), кожен з яких розраховують як пластину з шарнірно опертими кінцями і навантажену рівномірно розподіленим навантаженням  $q = 0,3 \text{ кН / см}$ .

1) Перша ділянка розміром  $c_1 \times c$ .

Оскільки  $c / c_1 = 70 / 160 = 0,44 < 0,5$ , то пластину розраховують як консольну балку з вильотом консолі  $c_1$  і згинаючий момент

$$M_1 = q \cdot c_1^2 / 2 = 0,3 \cdot 7,0^2 / 2 = 7,35 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$



2) Друга ділянка з розрахунковим розміром  $a_2 \times b_2$ .

$$a_2 = \sqrt{c_1^2 + c_2^2} = \sqrt{4,0^2 + 6,5^2} = 9,55 \text{ см};$$

$$b_2 = \sqrt{c_1^2 - (a_2 / c_1)^2} = \sqrt{4,0^2 - (9,55 / 6,5)^2} = 6,98 \text{ см};$$

(Якщо розміри  $b_1$  і  $c_1$  неоднакові, то для визначення розміру  $b_2$  необхідно скористатися виразом  $b_2 = b_1 \cos \beta$  або  $b_2 = b_1 \sin \alpha$  (див. рис. 13)).

Згинаючий момент

$$M_2 = \alpha_p \cdot q \cdot a_2^2 = 0,0898 \cdot 0,3 \cdot 9,55^2 = 2,46 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

де  $\alpha_p = 0,0898$  – коефіцієнт, який приймають залежно від відношення довжини закріпленої сторони  $b_2$  до вільної  $a_2$  за табл. М.2 [6],  $b_2 / a_2 = 6,98 / 9,55 = 0,73$ .

(Величину згинаючого моменту визначають залежно від того, який з розмірів ділянки  $a_2$  чи  $b_2$  є більшим, тобто  $M_2 = \alpha_p \cdot q \cdot a_2^2$  або  $M_2 = \alpha_p \cdot q \cdot b_2^2$ ).

3) Третя ділянка розміром  $b_1 \times h$ .

Оскільки  $b_1 / h = 65 / 270 = 0,24 < 0,5$ , то пластину розраховують як консольну балку з вильотом консолі  $b_1$  і згинаючий момент

$$M_3 = q \cdot b_1^2 / 2 = 0,3 \cdot 6,5^2 / 2 = 6,33 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

4) Четверта ділянка розміром  $a \times b$ .

Оскільки  $a = 16 \text{ см} < b = c - 2t_w = 28 - 2 \cdot 0,5 = 27 \text{ см}$ , то відношення  $b / a = 27 / 16 = 1,69$  і тоді  $\alpha_p = 0,091$ .

$$M_4 = \alpha_p \cdot q \cdot a^2 = 0,091 \cdot 0,3 \cdot 16^2 = 2,1 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

(На четвертій ділянці, якщо  $a < b$ , то  $M_4 = \alpha_p \cdot q \cdot a^2$ , а якщо  $a > b$ , то  $M_4 = \alpha_p \cdot q \cdot b^2$ , де  $\alpha_p$  – приймають залежно від відношення довшої сторони пластини до коротшої).

Більший зі згинаючих моментів, визначених на окремих ділянках, і є розрахунковим, тобто  $M_{\max} = M_1 = 7,35 \text{ кН} \cdot \text{см}$ .

За максимальним значенням визначають товщину плити

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M_{\max} \cdot \gamma_n}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 7,35 \cdot 0,95}{26 \cdot 1}} = 1,26 \text{ см}.$$



Остаточню товщину плити прийнято  $t_{пл} = 20 \text{ мм}$ .  
відповідно до сортамента листової сталі.

Траверса працює на згин як двоконсольна балка, оперта на вітки наскрізної колони, і завантажена реактивним тиском фундаменту (рис. 14).

Розрахункове погонне навантаження на траверсу

$$q_{mp} = g \cdot \frac{B_{пл}}{2} = 0,3 \cdot \frac{41}{2} = 6,15 \text{ кН / см.}$$

Зусилля у траверсі:

а) згинаючий момент на опорі

$$M_{он} = q_{mp} \cdot b_1^2 / 2 = 6,15 \cdot 7,0^2 / 2 = 150,68 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

б) згинаючий момент у прольоті

$$M_{mp} = q_{mp} \left( \frac{c^2}{8} - \frac{b_1^2}{2} \right) = 6,15 \cdot \left( \frac{28^2}{8} - \frac{7,0^2}{2} \right) = 452,03 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

в) поперечна сила

$$Q_{mp} = q_{mp} \cdot b_1 = 6,15 \cdot 7,0 = 43,05 \text{ кН.}$$

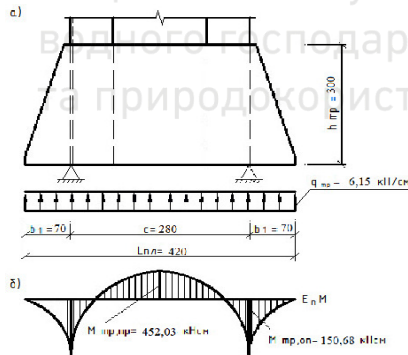


Рис. 14. Розрахункова схеми траверси для колони з двох швелерів

Оскільки торець колони не фрезерується, то зусилля зі стержня колони спочатку передається на траверсу через вертикальні кутові зварні шви, довжина яких і визначає висоту траверси. Причому зусилля у колоні  $N$  розподіляється між швами рівномірно.

Відповідно до марки сталі колони С275 зварні шви виконуються ручним зварюванням електродами типу Э42 з розрахунковим опором  $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ .



### Висота траверси

$$h_{тр} = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 \dots 2 \text{ см} = \frac{388,33 \cdot 10}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 180 \cdot 1 / 0,95} + 1 \text{ см} = 8 \text{ см} < 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1,2 = 71,4 \text{ см},$$

де  $n = 4$  – кількість вертикальних кутових швів;  $\beta_f = 0,7$ ;  
 $k_f = 1,2 t_{min} = 1,2 \cdot 10 = 12 \text{ мм}$ , (тут  $t_{min} = t_{mp} = 10 \text{ мм}$ );  
 $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$  – розрахунковий опір кутового шва зрізу з табл. Д. 2 [6];  $1 \dots 2 \text{ см}$  – доданок, який враховує перехід від розрахункової довжини шва до конструктивної.

(Якщо умова не виконується, то можливе застосування 8-ми вертикальних швів ( $n=8$ )).

Остаточню прийнята висота траверси повинна знаходитись у межах  $h_{тр, max} = 0,5c = 0,5 \cdot 28 = 14 \text{ см}$

і бути не меншою за мінімальну  $h_{тр} \geq h_{тр, min} = 300 \text{ мм}$ .

Висоту траверси приймають кратною величині 10 мм і у даному випадку остаточно прийнято  $h_{тр} = 30 \text{ см}$ .

Міцність траверси перевіряють на згин і зріз відповідно за формулами:

$$\sigma = \frac{M_{тр}}{W_{тр}} = \frac{6M_{тр}}{t_{тр} h_{тр}^2} = \frac{6 \cdot 452,03 \cdot 10}{1 \cdot 30^2} = 30,14 \text{ МПа} < R_y \gamma_c / \gamma_n = 260 \cdot 1 / 0,95 = 273,7 \text{ МПа};$$

$$\tau = \frac{Q_{тр}}{A_{тр}} = \frac{Q_{тр}}{t_{тр} h_{тр}} = \frac{43,05 \cdot 10}{1 \cdot 30} = 14,35 \text{ МПа} < R_s \gamma_c / \gamma_c < 0,58 R_y \gamma_c / \gamma_n = 158,74 \text{ МПа}.$$

### 5.4. Розрахунок оголовка колони

Для листових елементів оголовка колони (рис. 15) прийнято товщини  $2 \text{ мм} \leq t \leq 20 \text{ мм}$ , для яких розрахунковий опір  $R_y = 260 \text{ МПа}$ , характеристичні опори  $R_{yn} = 265 \text{ МПа}$  і  $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ , розрахунковий опір сталі зсуву  $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 260 = 150,8 \text{ МПа}$ , розрахунковий опір сталі зминанню торцевої поверхні  $R_p = 336 \text{ МПа}$ .

Розрахункове навантаження на оголовок становить  $F = N = 388,33 \text{ кН}$ .



Товщину плити оголовка прийнято з конструктивних міркувань  $t_{nл1} = 20$  мм зі сталі класу С275 (товщину плити приймають в межах 20...25 мм).

Розміри плити в плані для колони з двох швелерів:

$$L_{nл1} = c + 40 = 280 + 40 = 320 \text{ мм};$$

$$B_{nл1} = h + 40 = 160 + 40 = 200 \text{ мм};$$

де  $c = 280$  мм – ширина перерізу колони;  $h = 160$  мм – висота перерізу колони.

З урахуванням сортаменту розміри плити в плані прийнято

$$L_{nл1} \times B_{nл1} = 320 \times 200 \text{ мм};$$

Проектне положення головних балок на колонах фіксується монтажними болтами діаметром  $d_b = 20$  мм, для чого в плиті оголовка передбачено отвори діаметром  $d = 23$  мм.

Товщину вертикального ребра оголовка (див. рис. 15) обчислюють із умови його роботи на зминання по контакту з плитою

$$t_{r1} = \frac{N}{l_{ef} R_p \gamma_c / \gamma_n} = \frac{388,33 \cdot 10}{24 \cdot 336 \cdot 1 / 0,95} = 0,46 \text{ см},$$

де  $l_{ef} = b_s + 2t_{nл1} = 200 + 2 \cdot 20 = 240$  мм, тут  $b_s = 200$  мм, – ширина опорного ребра головної балки,  $t_{nл1} = 20$  мм – товщина плити оголовка.

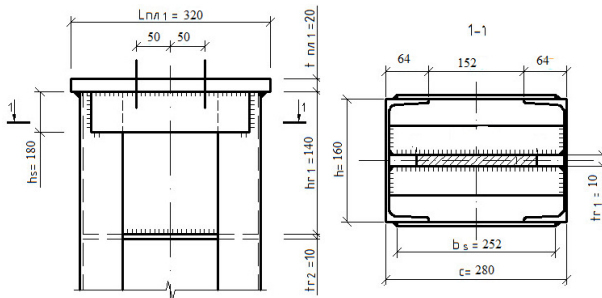


Рис. 15. Оголовок наскрізної колони

З урахуванням сортаменту на листову сталь товщину вертикального ребра оголовка прийнято  $t_{r1} = 10$  мм,



Ребро оголовка приварюють до стінок віток колони чотирма вертикальними швами, довжина яких і визначає висоту ребра. Шви виконують ручним зварюванням електродами типу Э42 з  $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$  і  $\beta_f = 0,7$ . Катет кутових швів  $k_f = 1,2t_{\min} = 1,2t_w = 1,2 \cdot 5,0 = 6 \text{ мм}$ ; прийнято  $k_f = 6 \text{ мм}$ ;

Довжина кутових швів

$$l_w = \frac{N}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c / \gamma_n} = \frac{388,33 \cdot 10}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1 / 0,95} = 12,2 \text{ см},$$

відповідає конструктивним вимогам

$$l_w = 12,2 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 = 35,7 \text{ см}.$$

Висота вертикального ребра

$$h_{r1} = l_w + 1 \dots 2 \text{ см} = 12,2 + 1,8 = 14 \text{ см}.$$

Перевірка міцності вертикального ребра зрізу

$$\tau = \frac{0,5N}{h_{r1} t_{r1}} = \frac{0,5 \cdot 388,33 \cdot 10}{2 \cdot 14 \cdot 1} = 69,3 \text{ МПа} < R_s \gamma_c / \gamma_n = 158,74 \text{ МПа}.$$

## 5.5. Конструювання колони

Геометрична довжина колони, що обчислена в п. 5.1,  $l_c = 7118 \text{ мм}$ ;

Розрахункова кількість планок

$$n = \frac{l_c - h_{mp} - t_{nl} - t_{n1}}{h_s + l_b} = \frac{7118 - 300 - 20 - 20}{180 + 600} = 8,9$$

Прийнято  $n=9$  (рис. 16). Відстань між планками

$$l_b = \frac{l_c - h_{mp} - t_{nl} - t_{n1} - nh_s}{n} = \frac{7118 - 300 - 20 - 20 - 9 \cdot 180}{9} = 573,11 \text{ мм}.$$

Прийнято  $l_b = 58 \text{ см}$ .

Відстань між траверсою і першою знизу планкою

$$\begin{aligned} l_{b1} &= l_c - \overset{\curvearrowright}{-1} \overset{\curvearrowright}{l}_b - h_{mp} - t_{nl} - t_{n1} - nh_s = \\ &= 7118 - \overset{\curvearrowright}{-1} \overset{\curvearrowright}{580} - 300 - 20 - 20 - 9 \cdot 180 = 518 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Геометрична довжина колони

$$\begin{aligned} l_c &= \overset{\curvearrowright}{-1} \overset{\curvearrowright}{l}_b + l_{b1} + h_{mp} + t_{nl} + t_{n1} + nh_s = \\ &= \overset{\curvearrowright}{-1} \overset{\curvearrowright}{580} + 518 + 300 + 20 + 20 + 9 \cdot 180 = 7118 \text{ мм}, \end{aligned}$$

що відповідає обчисленій раніше у п. 5.1



$$l_c = H_0 + 150 \text{ мм} - (t_H + h_{ГБ} + d) = 8000 + 150 - (12 + 1000 + 20) = 7118 \text{ мм.}$$

## Література

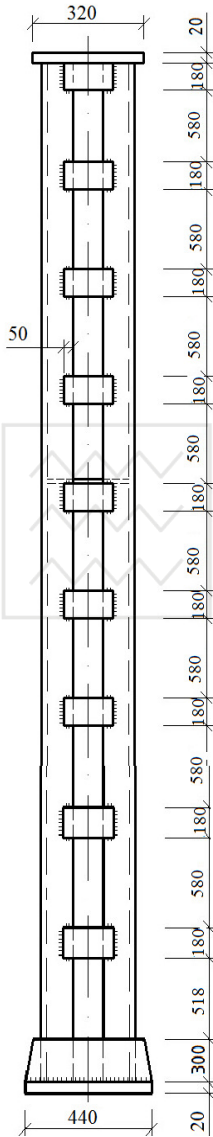


Рис. 17. Загальний вигляд  
колонни

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