

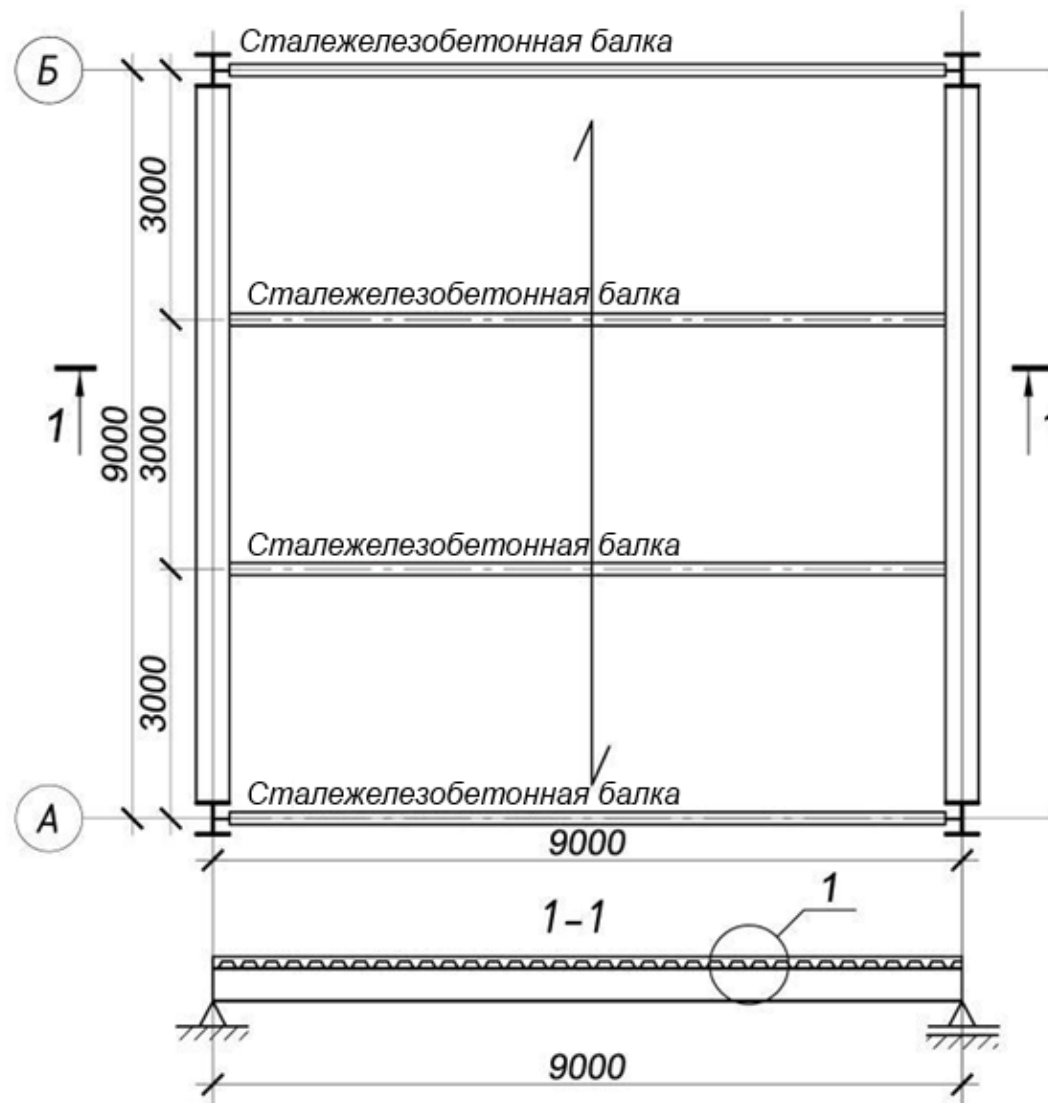


УКРАЇНСЬКИЙ ЦЕНТР  
СТАЛЕВОГО  
БУДІВНИЦТВА

# **Розрахунки і проектування сталезалізобетонних балок. Робочий приклад**

Білик Артем Сергійович  
к.т.н., голова інженерного  
центру УЦСБ, доцент кафедри  
металевих і дерев'яних  
конструкцій КНУБА  
Головний інженер проектної  
компанії «Вартість»

# Однопролітна шарнірно оперта сталезалізобетонна балка з плитою по профільованому настилу



## Початкові дані

### Загальні дані:

Проліт балки  $L = 9,0$  м;

Крок балок  $b = 3,0$  м

### Переріз сталевого профілю:

Сталь S235  $f_y = 235$  Н/мм<sup>2</sup>;

Профіль – зварний двотавр;

Загальна висота  $h_a = 404$  мм;

Висота стінки  $h_w = 380$  мм;

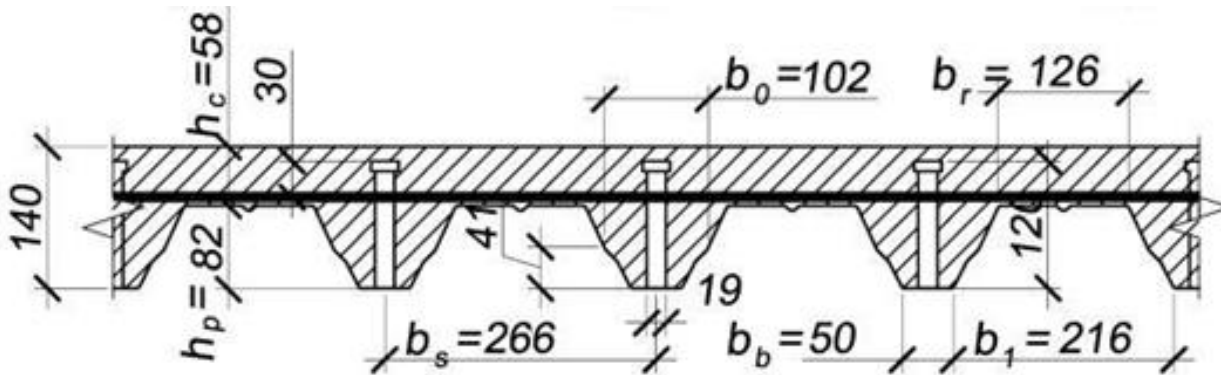
Ширина полицки  $b_f = 160$  мм;

Товщина стінки  $t_w = 8$  мм;

Товщина полицки  $t_f = 12$  мм;

Модуль пружності  $E = 210000$  Н/мм<sup>2</sup>.

Громадська будівля категорії С2



### З'єднувальні елементи :

Діаметр анкерного упору  $d = 19$  мм;

Загальна висота анкерного упору  $h_{cs} = 120$  мм;

Тимчасовий опір сталі анкерного упору  $f_u = 450$  Н/мм<sup>2</sup>

### Бетон:

Клас бетону C25/30;

Міцність циліндрична  $f_{ck} = 25$  Н/мм<sup>2</sup>;

Міцність кубикова  $f_{ck,cube} = 30$  Н/мм<sup>2</sup>;

Модуль пружності  $E_{cm} = 31000$  Н/мм<sup>2</sup>.

### Профільований настил :

Товщина плити  $h = 140$  мм;

Тип настилу ТП-85-1,0;

Висота профілю настилу  $h_p = 82$  мм;

Висота бетону над профілем  $h_c = 58$  мм;

Крок хвилі  $b_s = 266$  мм;

Ширина верхнього гофра  $b_r = 126$  мм;

Ширина нижнього гофра  $b_b = 50$  мм;

Просвіт між нижніми гофрама  $b_1 = 216$  мм.

### Сталева арматура:

Межа текучості арматури  $f_{sk} = 500$  Н/мм<sup>2</sup>

# Частинні коефіцієнти надійності для несучої здатності

Сталеві перерізи балки і настилу:

Частинні коефіцієнти надійності для несучої здатності	$\gamma_{M0} = 1.0$	перерізу
	$\gamma_{M1} = 1.0$	елементу
	$\gamma_{M2} = 1.25$	перерізу (розтяг)

З'єднувальні елементи (анкерні упори):

Бетон:  $\gamma_v = 1,25$

$\gamma_c = 1,5$

Арматура:  $\gamma_s = 1,15$



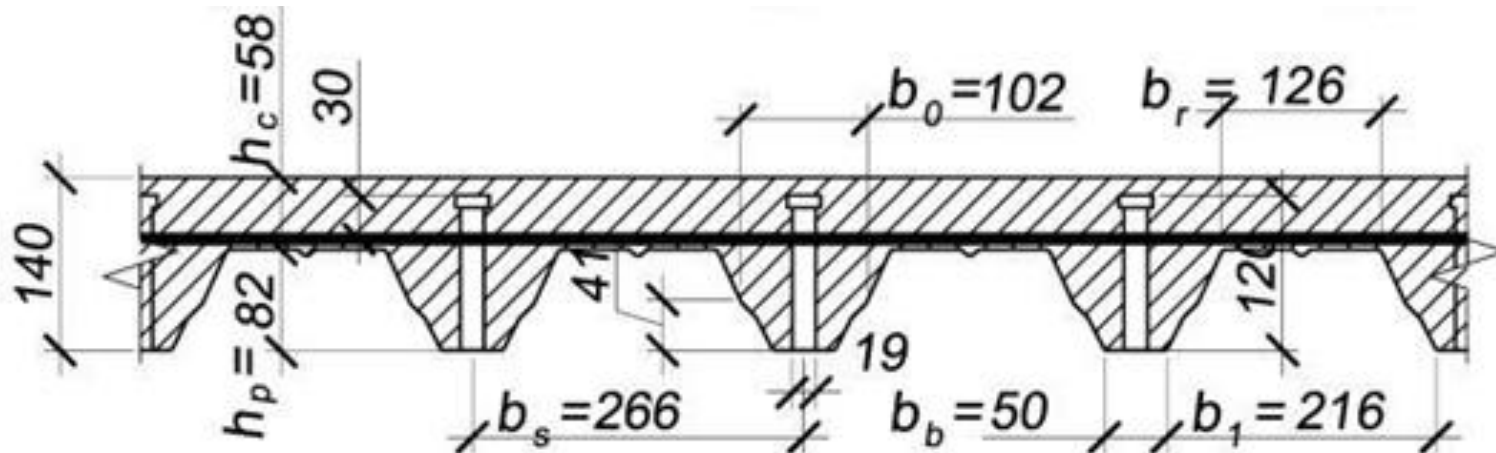
### Приведена товщина бетонної плити

Визначаємо приведену товщину бетонної плити:

$$h_g = h - \left( \frac{b_1 + b_r}{2 \cdot b_s} \cdot h_p \right) \qquad h_g = 140 - \left( \frac{216 + 126}{2 \cdot 266} \cdot 82 \right) = 87 \text{ mm}$$

Об'єм бетону плити на м<sup>2</sup>:

$$h_g \cdot 1 \text{ m}^2 = 0.087 \cdot 1 = 0.087 \text{ m}^3$$





# Збір навантажень на балку

## Етап будівництва

Сумарні постійні навантаження від власної ваги конструкцій плити без бетону на 1 м<sup>2</sup>:

Складові конструкції підлоги	Характеристичне значення навантаження, $g_k$ кН/м <sup>2</sup>
Вага арматури (прийнято попередньо 1кН на 1_м <sup>3</sup> бетону)	0,087
Прийнятий профнастил ТП-85-1,0 (t = 1 мм) зі сортаментом	0,11
Сталева балка (крок b = 3 м)	0,18
Всього	$g_k = 0,38$



## Перемінні навантаження:

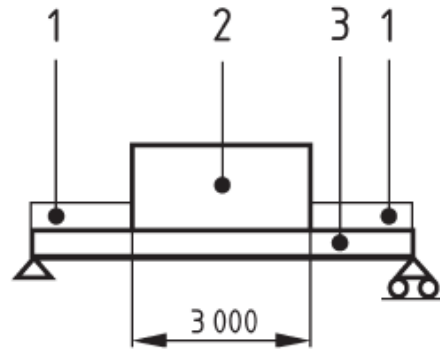
Навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття на **етапі будівництва** від ваги **робітників з інструментом** і **невикористовуваних матеріалів** становить **0,75 кН/м<sup>2</sup>**.

У межах **робочої зони розміром 3х3 м** приймається **підвищене навантаження 1,5 кН / м<sup>2</sup>**. Отже:

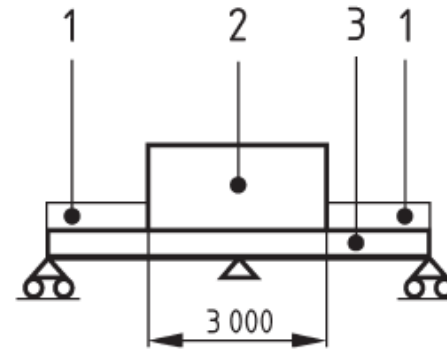
Таблиця 4.2  
ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6

$$q_{k,1} = 0,75 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{k,2} = 1,5 \text{ кН/м}^2$$



Схеми для  
моментів



В рамках даного прикладу навантаження  $q_{k,2}$  **буде представлене зі значенням 0,75 кН/м<sup>2</sup> в доповнення до навантаження  $q_{k,1}$ .**

Навантаження при зведенні на 1 м<sup>2</sup> перекриття від ваги незатверділої бетонної суміші становить при

$$h_g = 87 \text{ мм, свіжий бетон: } c = 24 + 1 \text{ кН/м}^3:$$

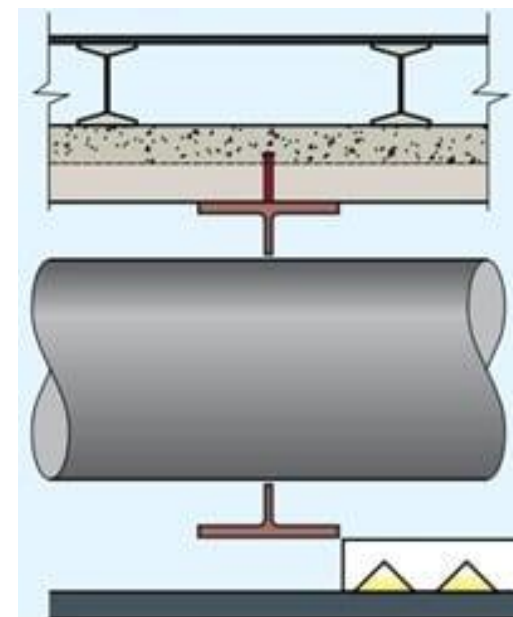
$$q_{k,3} = 0,087 \cdot (24 + 1) = 2,17 \text{ кН/м}^2$$

**1 кН додано для  
врахування вологи у  
суміші**

## Етап експлуатації

Сумарні постійні навантаження від власної ваги конструкцій перекриття на 1 м<sup>2</sup>:

Складові конструкції підлоги	Характеристичне значення навантаження, $g_k$ кН/м <sup>2</sup>
Бетон плити ( $h_g = 87$ мм, затверділий бетон $c = 24$ кН/м <sup>3</sup> )	2,09
Вага арматури (прийнято попередньо 1 кН на 1 м <sup>3</sup> бетону)	0,087
Прийнятий профлист ТП-85-1,0 ( $t = 1$ мм) за сортаментом	0,11
Прийнята стальна балка (крок $b = 3$ м) за сортаментом	0,18
Прийняте покриття підлоги ( $t = 25$ мм)	0,50
Прийнята підвісна стеля і комунікації	0,50
Всього	$g_{k\_} = 3.47$



### Змінні навантаження

Змінне корисне навантаження для **громадської будівлі категорії С2 від людей і меблів** складає

$$q_{k,1} = 4,00 \text{ кН/м}^2$$

Змінне корисне навантаження **від тимчасових перегородок і стін**, власна вага яких не перевищує 2,0 кН / м.п., становить

$$q_{k,2} = 0,8 \text{ кН/м}^2$$

Дані навантаження мають спільну природу



При розрахунку елементів конструкції за граничними станами несучої здатності по міцності і стійкості (STR) частинні коефіцієнти надійності за навантаженнями  $\gamma_F$  приймаються відповідно до національного додатку ДСТУ-Н Б EN 1990:

Частинний коефіцієнт надійності для постійних дій  $\gamma_G = 1,35$

Частинний коефіцієнт надійності для змінних дій  $\gamma_Q = 1,5$

Понижувальний коефіцієнт  $\xi = 0,85$

На етапі експлуатації для монтажних навантажень вводиться коефіцієнт сполучення  $\psi_0 = 1.0$



На етапі експлуатації коефіцієнти сполучень визначають згідно таблиці:

## Частинні коефіцієнти надійності для навантажень за I групою:

Стан	Постійна дія $Y_{G,j}$		Переважаюча основна перемінна дія $Y_{Q,1}$	Супутні перемінні дії $Y_{Q,i}$	
	Несприятл.	Сприятл.		Головні	Інші
EQU (6.10)	$1.1 G_{kj,sup}$	$0.9 G_{kj,inf}$	$1.5 Q_{k,1}^*$	$1.4 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	
GEO (6.10)	$1.35 G_{kj,sup}$	$1.0 G_{kj,inf}$	$1.5 Q_{k,1}^*$	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	
STR/GEO (6.10a)	$1.35 G_{kj,sup}$	$1.0 G_{kj,inf}$	-	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
STR/GEO (6.10b)	$\xi Y_{G,j} =$ $=0.85 \cdot 1.35 =$ $1.15 G_{kj,sup}$	$1.0 G_{kj,inf}$	$1.5 Q_{k,1}^*$	-	$1.5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(6.11a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$A_d$	$\psi_{11}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

*\*При сприятливій (тобто такій що зменшує сумарне навантаження) переважачій основній перемінній дії  $Y_{Q,1}=0$*

## Етап будівництва

При визначенні розрахункового сполучення зусиль на етапі будівництва використовуємо найбільш несприятливу комбінацію за формулою **6.10a** ДСТУ-Н Б EN 1990:

$$1,35 \cdot g_{k,sup} + 1,5 \cdot q_{k,1} + 1,5 \cdot q_{k,2} + 1,5 \cdot q_{k,3}$$

## Етап експлуатації

Для визначення найбільш несприятливого сполучення навантажень та етапі експлуатації розрахунок слід виконати за двома виразами **6.10a** та **6.10b**:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} g_{k,j} + \gamma_P p + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i} \quad 1,35 \cdot 3,47 = 4,7 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} g_{k,j} + \gamma_P p + \gamma_{Q,1} q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} q_{k,i} \quad 0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,47 + 1,5 \cdot (4,0 + 0,8) = 11,18 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Приймаємо для розрахунку найбільш несприятливе значення:

$$q_{Ed} = 11,18 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

## Граничні стани з експлуатаційної придатності (друга група граничних станів)

Основними розрахунковими комбінаціями для граничних станів експлуатаційної придатності є **характеристичні і часто повторювані**. На етапі експлуатації навантаження додатково слід розділяти по тривалості їх дії, оскільки сталезалізобетонні елементи вимагають урахування тривалих ефектів.

### Етап будівництва

На етапі будівництва **прогин балки** від власної ваги і бетонної суміші є **незворотним** станом і тому при його розрахунку використовується характеристичне сполучення постійних і змінних навантажень

$$g_{k,sup} + q_{k,z} = 0,38 + 2,17 = 2,55 \text{ кН/м}^2$$

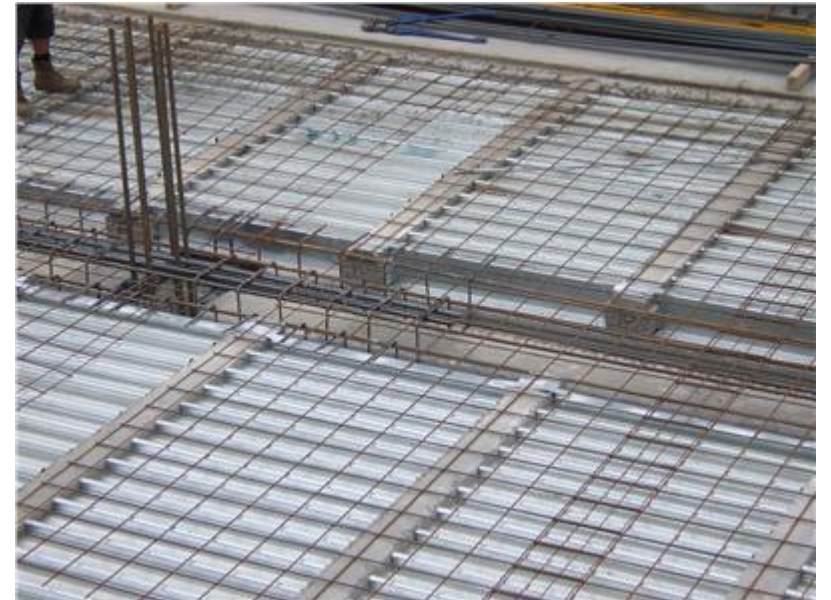
### Етап експлуатації

Постійні навантаження на сталезалізобетонну балку:

$$g_k = 3,47 \text{ кН/м}^2$$

Тимчасові корисні навантаження на сталезалізобетонну балку :

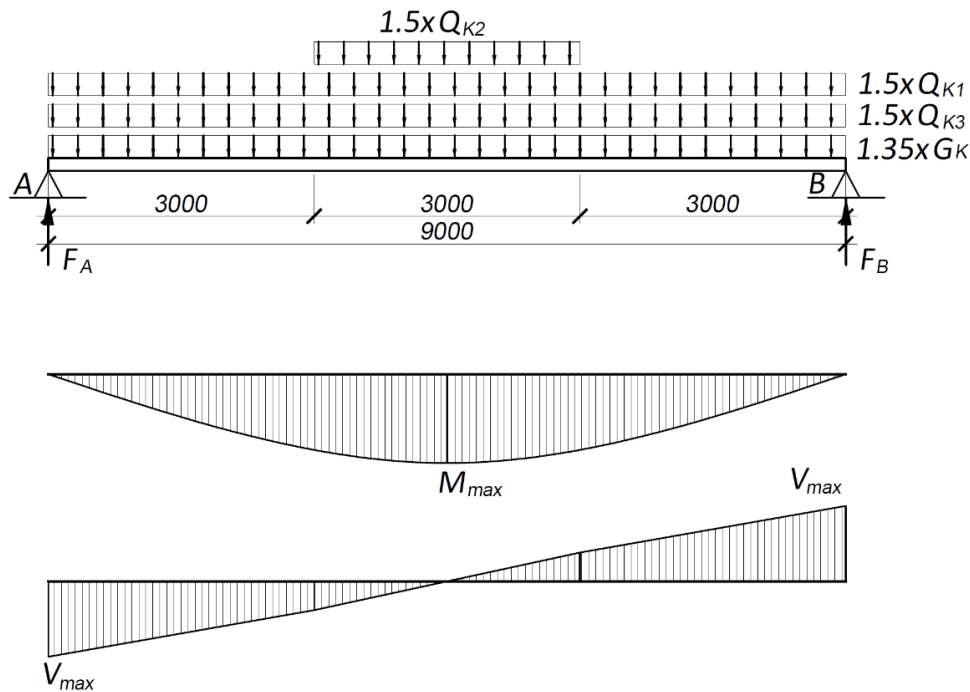
$$q_k = 4,0 + 0,8 = 4,8 \text{ кН/м}^2$$



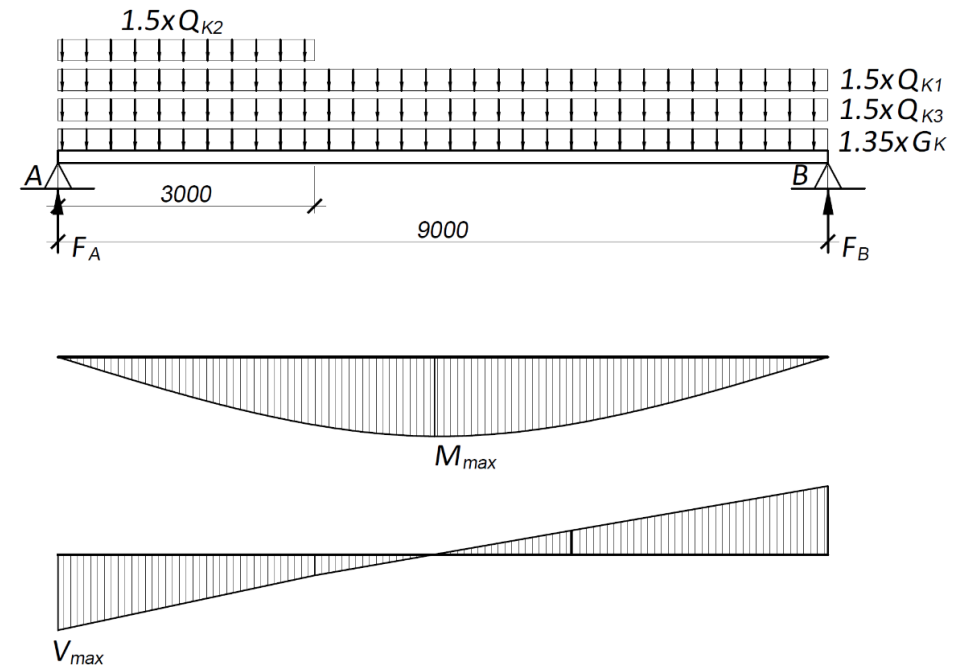
# Розрахунок згинальних моментів і поперечних сил для перевірок несучої здатності (першої групи граничних станів)

## Етап будівництва

Для визначення максимально можливих зусиль у балці на етапі будівництва розглянемо дві схеми з розташуванням робочої зони по середині прольоту (для отримання максимального згинального моменту) і на опорі (для отримання максимального поперечного зусилля):



$$M_{max} = 167.61 \text{ кНм}; \quad V_{max} = 71.12 \text{ кН};$$



$$M_{max} = 156.32 \text{ кНм}; \quad V_{max} = 74.49 \text{ кН};$$



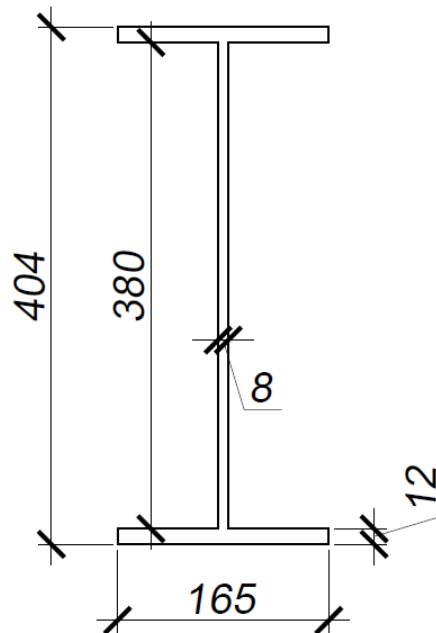
Таким чином, для розрахунку балки на етапі будівництва  
приймаємо наступні значення внутрішніх зусиль:

$$M_{Ed} = 167.61 \text{ кНм}; \quad V_{Ed} = 74.49 \text{ кН};$$

Етап експлуатації

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot b \cdot L^2}{8} = \frac{11,18 \cdot 3 \cdot 9^2}{8} = 339.59 \text{ кНм}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot b \cdot L}{2} = \frac{11,18 \cdot 3 \cdot 9}{2} = 150.93 \text{ кН}$$



**Переріз сталевго профілю:**

Сталь S235  $f_y = 235 \text{ Н/мм}^2$ ;

Загальна висота  $h_a = 404 \text{ мм}$ ;

Висота стінки  $h_w = 380 \text{ мм}$ ;

Ширина полицки  $b_f = 160 \text{ мм}$ ;

Товщина стінки  $t_w = 8 \text{ мм}$ ;

Товщина полицки  $t_f = 12 \text{ мм}$ ;

Площа поперечного перерізу  $A_a = 70.0 \text{ см}^2$

Модуль пружності  $E = 210000 \text{ Н/мм}^2$ .

Момент інерції відносно вісі (y-y)  $I_y = 18875,6 \text{ см}^4$

Момент інерції відносно вісі (z-z)  $I_z = 900,1 \text{ см}^4$

Момент інерції при вільному крученні  $I_t = 25.49 \text{ см}^4$

Секторіальний момент інерції  $I_w = 344720 \text{ см}^6$

Момент опору перерізу в пружній стадії  
відносно вісі (y-y)  $W_{el,y} = 934,4 \text{ см}^3$

Момент опору перерізу в пластичній стадії  
відносно вісі (y-y)  $W_{pl,y} = 1064,94 \text{ см}^3$

Радіус інерції відносно вісі (y-y)  $i_y = 16.42 \text{ см}$

# Класифікація поперечного перерізу

Для визначення класу перерізу знаходимо коефіцієнт

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

**стиснута полиця:**

$$c = \frac{b_f - t_w - 2 \cdot k_f}{2} = \frac{165 - 8 - 2 \cdot 6}{2} = 72.5 \text{ мм}$$

Катет поясного шва  $k_f$  прийнято рівним 6 мм.

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75}{12} = 6,25$$

Граничне співвідношення схилу до товщини повністю стиснутій полки для 1-го класу перерізів становить

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 1 = 9,0$$

Перевірка умови  $6,25 < 9,0$  Таким чином, в поперечному перерізі балки **полиця відноситься до 1-го класу**

**зігнута стінка:**

На етапі будівництва сталевий профіль працює на згин, а на етапі експлуатації, завдяки стиснутій бетонній полиці, стиснута зона стінки зменшиться. Тому клас перерізу в даному випадку можна визначити для стану згину, в якому

$$c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot k_f = 404 - 2 \cdot 12 - 2 \cdot 6 = 368 \text{ мм}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{368}{8} = 46$$

Граничне співвідношення висоти до товщини зігнутої стінки для 1-го класу перерізів становить:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon = 72 \cdot 1 = 72$$

Перевірка умови  $46 < 72$

Отже, в умовах згину стінка балки настилу відноситься до **1-го класу перерізів**. Переріз класифікується за найгіршим класом його складових частин, а оскільки в даному випадку всі елементи перерізу відносяться до 1-го класу, то і **переріз в цілому класифікується класом 1**

### Перевірка несучої здатності сталевго профілю на етапі будівництва

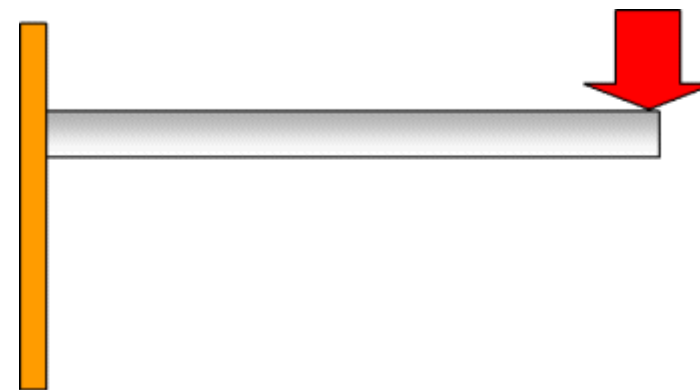
#### Перевірка несучої здатності балки на згин

Критерій несучої здатності на згин

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Для поперечних перерізів 1-го класу

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$



Підстановка геометричних характеристик профілю і межі текучості стали дає можливість визначити значення граничного моменту

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{1064,94 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 250,3 \text{ кНм}$$

Перевірка умови **Med/McRd**

$$\frac{167,61}{250,3} = 0,67 < 1,0$$

Отже, міцність **поперечного перерізу сталевго профілю на згин** в умовах монтажу **забезпечена**

**Перевірка несучої здатності перерізу балки на зсув**

Перевірка несучої здатності сталевго перерізу на зсув полягає у виконанні наступної умови

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

При відсутності крутіння розрахункове значення несучої здатності на зсув в пластичній стадії визначається виразом

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Площа зсуву для зварного двотаврового перерізу при навантаженні, що паралельне стінці:

$$A_v = 1,2 \cdot \sum(h_w \cdot t_w) = 1,2 \cdot 380 \cdot 8 = 3648 \text{ мм}^2$$

Таким чином, несуча здатність поперечного перерізу балки на зсув в пластичній стадії становить

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{3648 \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,0} \times 10^{-3} = 495,0 \text{ кН}$$

Перевірка несучої здатності

$$\frac{74,49}{495,0} = 0,15 \leq 1,0$$

Таким чином, **несуча здатність поперечного перерізу сталевого профілю на зсув в умовах монтажу забезпечена.**

Місцева стійкість стінок при зсуві вважається забезпеченою без постановки ребер жорсткості, якщо виконується умова

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

Для сталі S235 допускається прийняти  $\eta = 1,2$  або  $\eta = 1,0$

Приймаємо в запас надійності 1.2, тоді

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{380}{8} = 47,5 \leq 60\varepsilon = 60 \cdot 1 = 60$$

Оскільки умова виконується, **враховувати втрату стійкості стінки від зусиль зсуву не потрібно.**



# Перевірка несучої здатності перерізу балки під час сумісної дії згинального моменту та поперечної сили

Оскільки балка є шарнірно опертою, комбінація згинального моменту і поперечної сили в одному критичному перерізі не виникає. Також виконуються умови

$$V_{Ed} = 74,49 < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 495,0 = 247,5 \text{ кН}$$

6.2.8 (2)

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

$$h_w/t_w = 47,5 \leq 60\varepsilon = 60$$

коли впливом поперечного зусилля і втратою стійкості стінки можна знехтувати

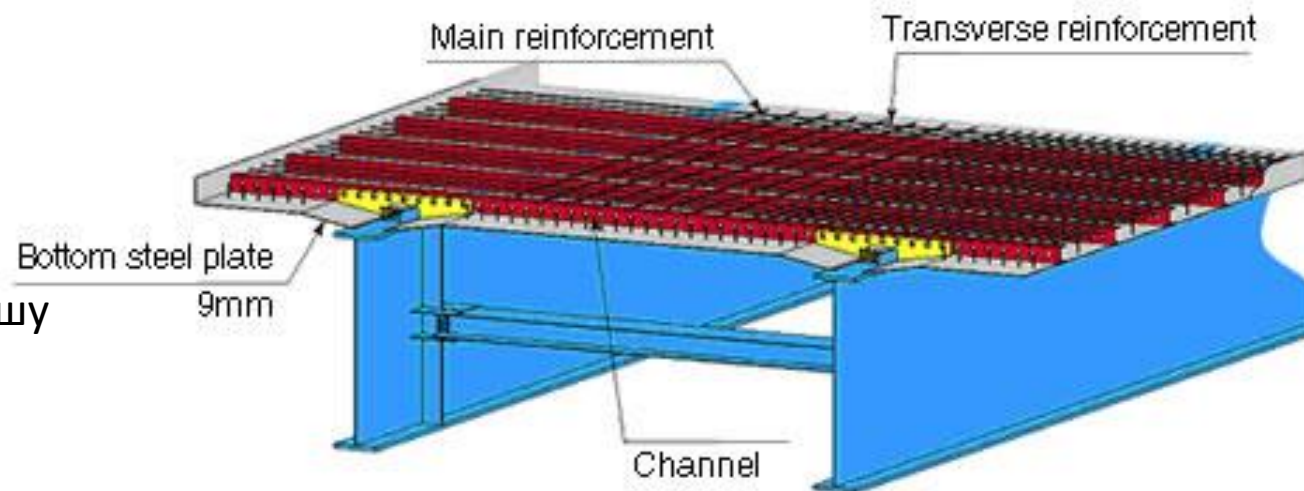
## Перевірка стійкості плоскої форми згину

Розрахункову несучу здатність по стійкості плоскої форми згину не розкріпленої з площини сталевих балки з поперечними перерізами класу 1, 2 або 3 та із постійним по довжині сталевим перерізом слід визначати за формулою

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

В даному випадку переріз балки відноситься до **класу 1**, для якого  $W_y = W_{ply}$

Для визначення **понижуючого коефіцієнта  $\chi_{LT}$**  в першу чергу слід розрахувати граничний момент втрати стійкості в пружній стадії  **$M_{cr}$**



Для перерізів з двома осями симетрії

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + [C_2 \cdot z_g]^2 - C_2 \cdot z_g \right\}$$

Коефіцієнти розрахункової довжини для шарнірного закріплення в запас приймаються рівними  $k=1,0$ ,  $k_w=1,0$

Для шарнірно опертої балки з рівномірно розподіленим навантаженням при  $k=1,0$  коефіцієнти рівні

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459$$

Навантаження приходить від профнастилу до верхньої полиці балки. Отже, координата точки прикладання навантаження щодо центру згину становить половину висоти балки:

$$z_g = \frac{h_a}{2} = \frac{404}{2} = 202 \text{ мм}$$

Підстановка всіх значень дозволяє визначити критичний момент як  $M_{cr} = 1,132 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1 \cdot 10^4}{(1,0 \cdot 9000)^2} \cdot 10^{-6} \times$

$$\times \left\{ \sqrt{\left(\frac{1,0}{1,0}\right)^2 \cdot \frac{344720 \cdot 10^2}{900,1} + \frac{(1,0 \cdot 9000)^2 \cdot 81000 \cdot 25,49}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1}} + [0,459 \cdot 202]^2 - 0,459 \cdot 202 \right\} = 72,14 \text{ кНм}$$

Звідси, умовна гнучкість балки

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1064,94 \cdot 235}{72,14 \cdot 10^3}} = 1,86 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

Оскільки в якості профілю балки прийнятий **зварний двутавр з двома вісями симетрії**, для нього можна застосувати більш точний розрахунок для прокатних і еквівалентних зварних перерізів

Для таких перерізів при співвідношенні розмірів  $h/b = 404/160 = 2,53 > 2$  приймається крива стійкості d, що відповідає **коефіцієнту початкових недосконалостей**

$$\alpha_{LT} = 0,76.$$

Таблиця 6.5

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Тоді за формулою для прокатних і еквівалентних зварних перерізів проміжний вираз

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,76 \cdot (1,86 - 0,4) + 0,75 \cdot 1,86^2] = 2,35$$

6.3.2.3 (1)

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1

Понижуючий коефіцієнт в такому випадку

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \left\{ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{1,86^2} = 0,29 \right.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,35 + \sqrt{2,35^2 - 0,75 \cdot 1,86^2}} = 0,25$$

умови

$$\chi_{LT} = 0,25 < 1,0 \text{ и } \chi_{LT} = 0,25 < 0,29$$

виконуються, а отже розрахунком приймається значення

$$\chi_{LT} = 0,25$$

Врахування характеру розподілу моменту в балці дозволяє підвищити несучу здатність.

Для рівномірно навантаженої шарнірно опертої балки поправочний коефіцієнт

$$k_c = 0,94.$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left[ 1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right], \text{ но } f \leq 1$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,94) \cdot [1 - 2,0 \cdot (1,86 - 0,8)^2] = 1,04$$

6.3.2.3 (2) и  
Таблица 6.6  
ДСТУ-Н Б  
EN 1993-1-1

Відповідно в даному випадку підвищення не відбувається і несуча здатність **по втраті стійкості плоскої форми згину** балки дорівнює

$$M_{b,Rd} = 0,25 \cdot \frac{1064,94 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 62,57 \text{ кНм}$$

Перевіримо умову **MEd/Mbrd**:

$$\frac{167,61}{62,57} = 2,68 > 1,0$$

**Умова стійкості не виконується.** Необхідно **додатково розкріпити** балку від втрати стійкості під час бетонування, що рекомендується робити за допомогою тимчасових або функціональних в'язевих елементів. Приймаємо розкріплення балки з кроком 3 м, що відповідає

$$k = 0,33 < 0,5$$

коефіцієнти C1 та C2 приймаємо за мінімальним табличним значенням  $k=0,5$  рівними 0,972 та 0,304 відповідно.

Тоді

$$M_{cr} = 0,972 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1 \cdot 10^4}{(1,0 \cdot 3000)^2} \cdot 10^{-6} \times$$

$$\times \left\{ \sqrt{\left(\frac{0,33}{1,0}\right)^2 \cdot \frac{344720 \cdot 10^2}{900,1} + \frac{(1,0 \cdot 3000)^2 \cdot 81000 \cdot 25,49}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 900,1}} + [0,304 \cdot 202]^2 - 0,304 \cdot 202 \right\}$$
$$= 145,78 \text{ кНм}$$





Практика показує, що значення  $M_{cr}$  значно залежить від рівня розкріплення стиснутого пояса балки. Для балки з розкріпленням через 3 м розрахунок по скінченно-елементній моделі показує наступні значення  $M_{cr}$  в залежності від відстані встановлення в'язей щодо стиснутого пояса:

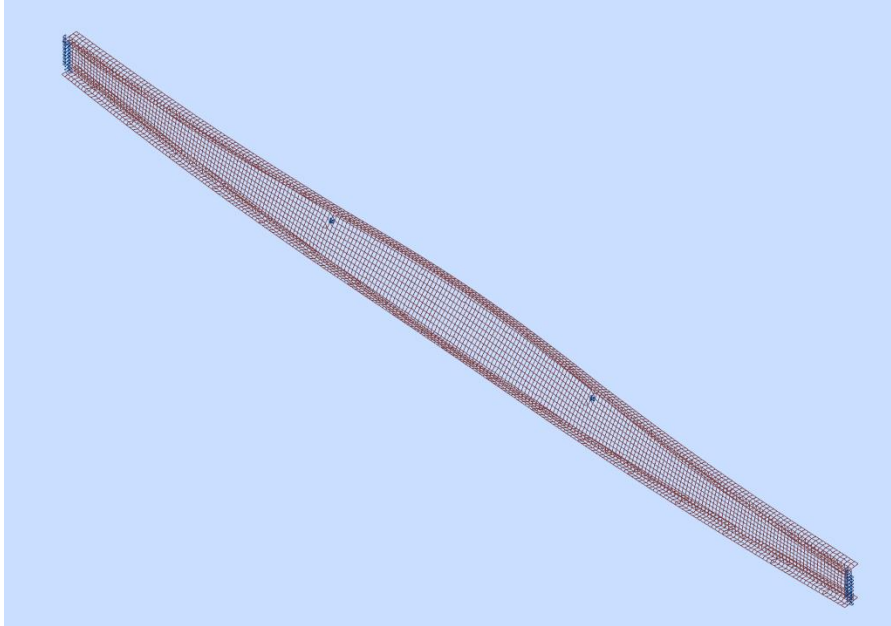
Рівень проставлення в'язей по стиснутому поясу $z_b$	Критичний момент втрати стійкості плоскої форми згину $M_{cr}$ , кНм
0 (в рівні верхнього поясу)	525,5
$h/4$	396,9
$h/2$ (в рівні вісі двотавру)	149,9

З результатів видно, що значення, яке було визначено за стандартним виразом, приблизно відповідає поперечному розкріпленню в рівні вісі двотавра. Такий підхід може завищити вимоги до перерізу і негативно позначитися на металоємності.

Додатково можна врахувати **роботу діафрагми настилу**, яка кріпиться в рівні верхнього пояса і в залежності від жорсткості здатна забезпечити часткове або повне розкріплення балки на етапі будівництва. Таке розрахункове припущення, проте, обов'язково повинно зазначатись в проектній документації і контролюватися при виконанні робіт із кріплення настилу до балок.



В рамках даного прикладу далі приймається розкріплення балки в'язями в рівні  $h / 4$  без урахування діафрагми профнастилу. Перша форма втрати стійкості для такого випадку має такий вигляд:



Відповідно  $M_{cr} = 396,9 \text{ кНм}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1064,94 \cdot 235}{396,9 \cdot 10^3}} = 0,79 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,76 \cdot (0,79 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,79^2] = 0,88$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0,75 \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{но} \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{1,86^2} = 0,29 \end{cases}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,88 + \sqrt{0,88^2 - 0,75 \cdot 0,79^2}} = 0,70, \text{но} \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{0,79^2} = 1,60 \end{cases}$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] = 1 - 0,5 \cdot (1 - 0,94) \cdot [1 - 2,0 \cdot (0,79 - 0,8)^2] = 0,97 < 1$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,70}{0,97} = 0,72$$

Несуча здатність з урахуванням додаткового розкріплення

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,72 \cdot \frac{1064,94 \cdot 235}{1,0} \cdot 10^{-3} = 180,19 \text{ кНм}$$

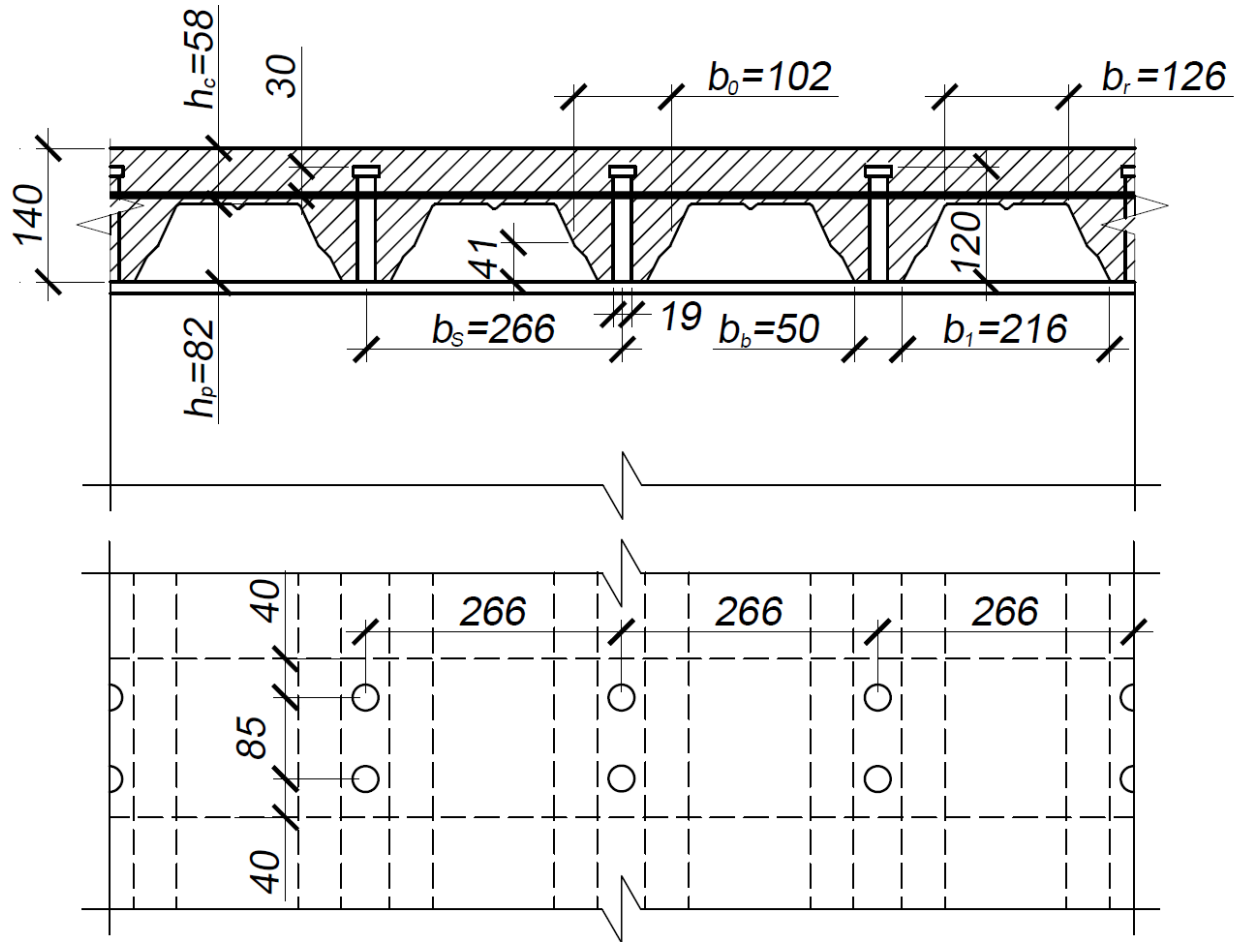
Перевірка умови **MEd/Mbrd**:

$$\frac{167,61}{180,19} = 0,93 < 1,0$$

Отже, при постановці в'язей з кроком 3 м в рівні  $h / 4$  щодо верхнього стиснутого пояса і без урахування ефекту діафрагми профнастилу, **балка буде достатньо розкріплена від втрати стійкості на етапі будівництва.**



# Перевірка несучої здатності сталезалізобетонної балки на етапі експлуатації



## **З'єднувальні елементи :**

Діаметр анкерного упору  $d = 19$  мм;

Загальна висота анкерного упору  $h_{cs} = 120$  мм;

Тимчасовий опір сталі анкерного упору  $f_u = 450$  Н/мм<sup>2</sup>

## **Зусилля, що сприймається одним стад-болтом**

$$h_{sc}/d = 120/19 = 6,3 > 4$$

Відтоді згідно 6.6.3.1 (1) ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1  
коефіцієнт  $\alpha = 1$

З урахуванням параметра  $\alpha$ , **несуча здатність стад-болта** визначається меншим із значень несучої здатності **анкерного упору** і несучої здатності по **бетону**:

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)})$$

Несуча здатність упору: 
$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \cdot 450 \cdot \pi \cdot \frac{19^2}{4}}{1,25} = 81,7 \text{ кН}$$

Несуча здатність бетону:

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \cdot 1,0 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{25 \cdot 31000}}{1,25} \times 10^{-3} = 73,7 \text{ кН}$$

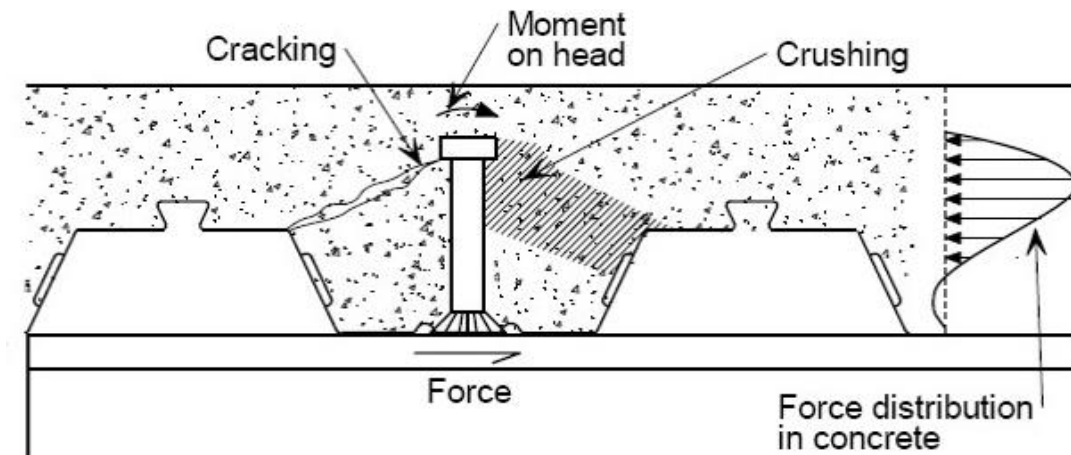
Таким чином **визначальне значення несучої здатності**  $P_{Rd} = P_{Rd}^{(2)} = 73,7 \text{ кН}$

При використанні профільованого настилу, який розташований поперек балки, несучу здатність з'єднувального елементу необхідно помножити на **понижуючий коефіцієнт  $k_t$**

Прийнята кількість стад-болтів в одному гофрі  $n_T = 2$

Відтоді

$$k_t = \frac{0,7 \cdot b_0}{\sqrt{n_T} \cdot h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7 \times 102}{\sqrt{2} \times 82} \left( \frac{120}{82} - 1 \right) = 0,285$$





ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 обмежує значення коефіцієнта верхньою межею  $k_{t,max}$  який для

$$n_r = 2 \quad t \leq 1,0 \text{ мм}$$

за умови наскрізної приварки становить  $k_{t,max} = 0,70$

Таблиця 6.2

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

$$k_t = 0,285 < k_{t,max} = 0,70$$

Відтоді можливо прийняти  $k_t = 0,285$

Розрахункова несуча здатність з'єднувального елемента з урахуванням зниження дорівнює:

$$k_t P_{Rd} = 0,285 \cdot 73,7 = 21,0 \text{ кН}$$

Таке сильне зниження наочно демонструє одну з причин рекомендації розміщувати профільований настил широкими полицями вниз для збільшення серединної ширини гофра  $b_0$  і, відповідно,  $k_t$ .

### Ступінь з'єднання на зсув

Для сталевго перерізу балки з рівними поясами при номінальній довжині стад-болтів не менше чотирьох діаметрів і при діаметрі в діапазоні від 16 до 25 мм, що відповідає заданим умовам, допускається використовувати **часткове з'єднання на зсув** за умови обмеження ступеню зсуву у з'єднанні:

$$L_e = 9 \text{ м} \leq 25 \text{ м}$$



$$\eta_{min} = 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) \cdot (0,75 - 0,03L_e) = 1 - \left( \frac{355}{235} \right) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot 9) = 0,27 < 0,4$$

Згідно нерівності розрахунком приймається  $\eta_{min} = 0,4$

### Визначення ефективної ширини бетонного поясу

В середині прольоту ефективна ширина бетонного поясу визначається за формулою:

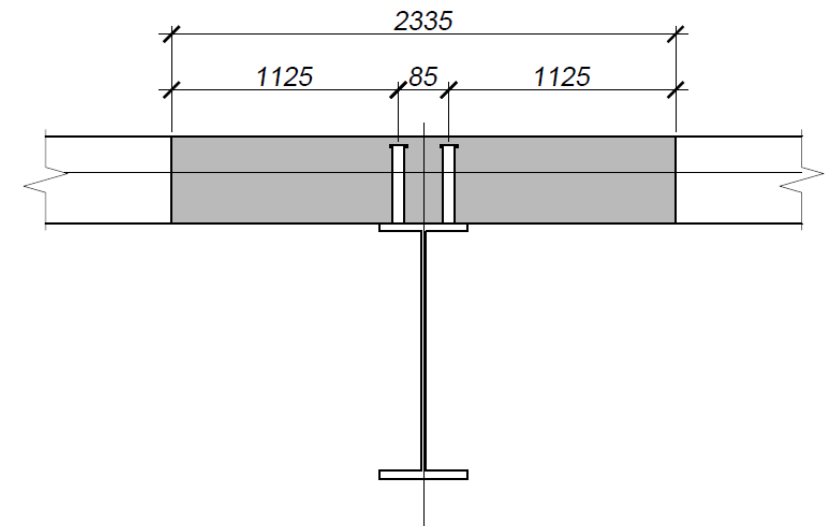
$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

Для випадку, коли кількість стад-болтів в гофрі становить **nr = 2** з відстанню між ними **b0 = 85 мм**

$$b_{ei} = b_{e1} = b_{e2} = \frac{L_e}{8} = \frac{9}{8} = 1,125\text{м}$$

При цьому  $b_{ei}$  не повинно перевищувати відстані  $b_i$  від з'єднувального елемента до середини кроку балок (прольоту плити):

$$b_i = \frac{b - b_0}{2} = \frac{3,0 - 0,085}{2} = 1,458\text{м}$$



$$b_{ei} = 1,125\text{м} < 1,458\text{м}$$

відповідно, розрахунком приймається сумарна ширина бетонної полиці перерізу:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0,085 + 1,125 + 1,125 = 2,335\text{м}$$

**Визначення граничного стискає зусилля при повному використанні бетонної полиці**

Розрахункова міцність бетону:  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7\text{Н/мм}^2$

Максимальне стискує зусилля в бетонній полиці

$$N_{c,f} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c = 0,85 \cdot 16,7 \cdot 2335 \cdot 58 \cdot 10^{-3} = 1922,4\text{кН}$$

**Визначення граничного зусилля розтягування в сталевому перерізі при повному використанні**

$$N_{pl,a} = f_y A_a = 235 \cdot 70,0 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 1645,0\text{кН}$$

**Визначення несучої здатності з'єднувальних елементів**

В даному випадку крок хвилі профільованого настилу складає  $b_s = 266\text{ мм}$ . Відповідно при установці в кожній хвилі двох рядів стал-болтів, їх кількість на половину прольоту становить

$$n = 2 \cdot \frac{L_s}{2 \cdot b_s} = 2 \cdot \frac{9}{2 \cdot 0,266} = 33\text{шт.}$$

Загальна несуча здатність з'єднувальних елементів на половині прольоту становить

$$N_c = n \cdot P_{Rd} = 33 \cdot 21,0 = 693,0 \text{ кН}$$

### Перевірка достатності з'єднання на зсув

В умовах повного з'єднання

$$N_{cf} = 1922,4 \text{ кН} > N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН}$$

нейтральна вісь була б розташована в межах бетонної полиці. Для забезпечення повного об'єднання в такому випадку необхідна несуча здатність зсувного з'єднання не менше  $N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН}$

Тоді коефіцієнт  $\eta$ , що визначає ступінь зсувного з'єднання

$$\eta = \frac{N_c}{N_{pl,a}} = \frac{693,0}{1645,0} = 0,42 > \eta_{min} = 0,4$$

повне з'єднання на зсув не забезпечується і замість  $N_{cf}$  має використовуватися  $N_c$

При цьому часткове з'єднання задовольняє вимогу мінімально необхідного з'єднання.



## Перевірка несучої спроможності перерізу сталезалізобетонної балки на зсув

Відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 несучу здатність сталезалізобетонної балки на зсув у вертикальній площині

$$V_{pl,Rd}$$

допускається розраховувати як несучу здатність **тільки сталевого перерізу**

$$V_{pl,a,Rd}$$

Несуча спроможність на зсув для сталеві балки визначена при розрахунку для етапу будівництва і становить:

$$V_{pl,a,Rd} = V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = 495,0 \text{ кН}$$

Перевірка умови з урахуванням навантажень на етапі експлуатації  **$V_{ed}/V_{c,Rd}$**

$$\frac{150,93}{495,0} = 0,30 \leq 1,0$$

Отже, несуча здатність поперечного перерізу сталезалізобетонної балки на **зсув в умовах експлуатації** **забезпечена**

Згідно з розрахунком, здійсненим на етапі будівництва, враховувати місцеву втрату стійкості від зусиль зсуву не потрібно.

## Перевірка несучої спроможності перерізу сталезалізобетонних балки при спільній дії згинального моменту і поперечної сили

Оскільки балка є шарнірно опертою, комбінація згинального моменту і поперечної сили в одному критичному перерізі не виникає. Також виконуються умови

$$V_{Ed} = 150,93 < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 495,0 = 247,5 \text{ кН}$$
$$h_w/t_w = 47,5 \leq 60\varepsilon = 60$$

коли впливом поперечного зусилля і втратою стійкості стінки можна знехтувати.

## Перевірка несучої здатності композитного перерізу на згин

Оскільки  $N_{pl,a} = 1645,0 \text{ кН} > N_c = 693,0 \text{ кН}$

то нейтральна вісь сталезалізобетонного перерізу проходить в межах сталевго перерізу. Припускаючи, що нейтральна вісь знаходиться в верхній полиці сталевго перерізу, стиснута зона двотавру складе

$$x_{pl,a} = \frac{(N_{pl,a} - N_c)}{2 f_y b_f} = \frac{(1645,0 - 693,0)}{2 \cdot 235 \cdot 165} \cdot 10^3 = 12,3 \text{ мм} > t_f = 12 \text{ мм}$$



При зазначеному припущенні стиснута зона перевищує фактично наявну товщину полиці 12мм, а, отже, нейтральна вісь перерізу буде проходити через стінку сталевго профілю:

$$x_{pl,a} = t_f + \frac{(t_w h_w f_y - N_c)}{2 t_w f_y} = 12 + \frac{(8 \cdot 380 \cdot 235 - 693,0 \cdot 10^3)}{2 \cdot 8 \cdot 235} = 17,69 \text{ мм}$$

Положення **центрів тяжіння** стиснутих і розтягнутих частин перерізу відносно нейтральної осі:

- **стиснута бетонна полиця**

$$z_{c,c} = h_p + 0,5 h_c + x_{pl,a} = 82 + 0,5 \cdot 58 + 17,69 = 128,7 \text{ мм}$$

- **стиснута полиця сталевго перерізу**

$$z_{c,f} = x_{pl,a} - 0,5 t_f = 17,69 - 0,5 \cdot 12 = 11,7 \text{ мм}$$

- **стиснута ділянка стінки сталевго перерізу**

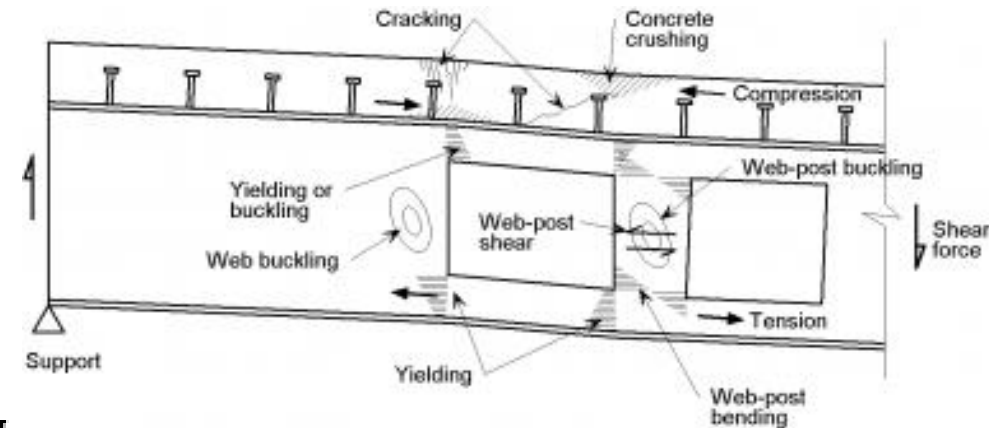
$$z_{c,w} = 0,5 \cdot (x_{pl,a} - t_f) = 0,5 \cdot (17,69 - 12) = 2,8 \text{ мм}$$

- **розтягнута ділянка стінки сталевго перерізу**

$$z_{t,w} = 0,5 \cdot (h_w + t_f - x_{pl,a}) = 0,5 \cdot (380 + 12 - 17,69) = 187,2 \text{ мм}$$

- **розтягнута нижня полиця сталевго перерізу**

$$z_{t,f} = 0,5 t_f + (h_w + t_f - x_{pl,a}) = 0,5 \cdot 12 + (380 + 12 - 17,69) = 380,3 \text{ мм}$$



---

Зусилля у відповідних частинах перерізу при пластичному розподілі напружень

- **стиснута бетонна полиця**

$$F_{c,c} = N_c = 693.0 \text{ кН}$$

- **стиснута полиця** сталевого перерізу

$$F_{c,f} = t_f b_f f_y = 12 \cdot 165 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 465,3 \text{ кН}$$

- **стиснута ділянка стінки** сталевого перерізу

$$F_{c,w} = t_w f_y (x_{pl,a} - t_f) = 8 \cdot 235 \cdot (17,69 - 12) \cdot 10^{-3} = 10,7 \text{ кН}$$

- **розтягнута ділянка стінки** сталевого перерізу

$$F_{t,w} = t_w f_y (h_w - x_{pl,a} + t_f) = 8 \cdot 235 \cdot (380 - 17,69 + 12) \cdot 10^{-3} = 703,7 \text{ кН}$$

- **розтягнута нижня полиця** сталевого перерізу

$$F_{t,f} = t_f b_f f_y = 12 \cdot 165 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 465,3 \text{ кН}$$

## Несуча здатність на згин

$$M_{Rd} = F_{c,c} \cdot z_{c,c} + F_{c,f} \cdot z_{c,f} + F_{c,w} \cdot z_{c,w} + F_{t,w} \cdot z_{t,w} + F_{t,f} \cdot z_{t,f}$$

$$M_{Rd} = (693,0 \cdot 128,7 + 465,3 \cdot 11,7 + 10,7 \cdot 2,8 + 703,7 \cdot 187,2 + 465,3 \cdot 380,3) \cdot 10^{-3} = 403,35 \text{ кНм}$$

Перевіряємо основну умову **Med/MRd**:  $\frac{339,59}{403,35} = 0,84 < 1,0$

Отже, несуча здатність поперечного перерізу сталезалізобетонної балки на згин в умовах експлуатації забезпечена.

### Перевірка несучої здатності сталезалізобетонної балки за критерієм стійкості плоскої форми згину

Згідно Єврокоду 4 полиця сталевго профілю, яка анкериться з'єднувальними елементами в тілі залізобетонної або сталезалізобетонної плити, може вважатися поперечно розкріплена за умови, що сама плита також стійка від такого зміщення. А балки з достатнім розкріпленням стиснутої полиці не схильні до втрати стійкості плоскої форми згину.

В даному випадку епюра згинальних моментів не є знакозмінною і по всій довжині балки стиск виникає у верхній полиці перерізу, яка відповідає викладеним вимогам. Таким чином, **стійкість плоскої форми згину балки на етапі експлуатації вважається забезпеченою за конструктивними ознаками.**

## Перевірка несучої здатності залізобетонної плити на поздовжній зсув.

### Перевірка міцності умовних стиснутих бетонних підкосів

Для запобігання руйнуванню бетонного поясу від стиску між поперечними тріщинами повинна бути виконана умова

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta \cos \theta$$

Коефіцієнт зниження міцності для бетону з тріщинами в умовах зсуву

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Кут нахилу між віссю балки і поперечними тріщинами (умовними стиснутими підкосами) допускається приймати в діапазоні від 26,5гр до 45гр. У загальному випадку з міркувань зниження рівня поперечного армування найбільш сприятливим вважається мінімальне значення кута нахилу, що, однак, підвищує вимоги до несучої здатності умовних стиснутих підкосів. Тоді можна вирішити зворотну задачу:

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{2 \cdot v_{Ed}}{v \cdot f_{cd}}\right)}{2}$$

Напруження по площині поздовжнього зсуву становить  $v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x}$

6.2.4 (3)  
ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

в більш розгорнутій формі  $v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{h_f \cdot \Delta x} \cdot \frac{A_{c1,eff}}{A_{c,eff}}$

Оскільки бетонна полиця симетрична  $A_{c1,eff}/A_{c,eff} = 1/2$

і, отже, зусилля по площині зсуву  $\Delta F_d$

дорівнюватиме половині зусилля поздовжнього зсуву на половині прольоту  $V_{L,Ed}/2$

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2 \cdot h_f \cdot \Delta x}$$

**Висота розрахункового перерізу** буде дорівнює висоті бетону над настилом, а довжина  $\Delta x$  - половині прольоту

**Зусилля поздовжнього зсуву** визначається, як **менше із значень несучої здатності перерізу** сталевого елемента, **бетонної полички** або **зсувних з'єднань**:

$$V_{L,Ed} = \min(N_{pl,a}; N_{c,f}; N_c)$$

$$V_{L,Ed} = \min(1645,0; 1922,4; 693,0) = 693,0 \text{ кН}$$

відтоді

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2 \cdot h_c \cdot \Delta x} = \frac{693 \cdot 10^3}{2 \cdot 58 \cdot 4500} = 1,33 \text{ Н/мм}^2$$

З урахуванням всіх підстановок

$$\theta = \frac{\arcsin\left(\frac{2 \cdot 1,33}{0,54 \cdot 16,7}\right)}{2} = 8^\circ 34' < 26^\circ 30'$$

Оскільки фактично необхідний кут нижче мінімального нормативного значення подальшим розрахунком приймаємо

$$\theta = 26,5^\circ$$

З метою самоконтролю повторно виконаємо перевірку вже в прямій постановці завдання:

$$v_{Ed} = 1,33 \text{ Н/мм}^2 < v \cdot f_{cd} \cdot \sin\theta \cos\theta = 0,54 \cdot 16,7 \cdot \sin 26,5^\circ \cos 26,5^\circ = 3,60 \text{ Н/мм}^2$$

Отже, достатня несуча здатність полки по стиснутому бетону забезпечена при

$$\theta = 26,5^\circ$$



## Поперечне армування для передачі зусиль поздовжнього зсуву

В даному прикладі сталевий профнастил розташований **гофрами поперек балок** і укладається по **трьохпролітній нерозрізній схемі**, тобто періодично має розриви в перерізі над балкою. При цьому прийнято, що стад-болти приварюються до сталевого профілю безпосередньо через профнастил. В такому випадку допускається підвищувати несучу здатність поперечного армування і використовувати для перевірки наступну нерівність

$$\frac{A_{sf}f_{sd}}{s_f} + \frac{P_{pb,Rd}}{s} \geq \frac{v_{Ed}h_c}{\cot\theta}$$

Проте, на практиці зазвичай не враховують вплив профнастилу і анкерування

$$\frac{A_{sf}f_{sd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed}h_c}{\cot\theta}$$

Співвідношення можна замінити параметром площі поперечного армування на одиницю ширини:  $\frac{A_{sf}}{s_f} = A_t$

Тоді умова необхідного рівня армування набуває вигляду  $A_t > \frac{v_{Ed}h_c}{f_{sd} \cdot \cot\theta}$

Розрахунковий межа текучості арматури:  $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ Н/мм}^2$

Згідно з попереднім розрахунком по стиснутому бетону приймаємо

$$\theta = 26,5^\circ$$

При підстановці всіх значень мінімальне армування складає:

$$A_t > \frac{1,33 \cdot 58}{434,8 \cdot \cot 26,5^\circ} = 0,089 \text{ мм}^2/\text{мм} = 89 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймається сітка діаметром 5 мм з кроком 200 мм, для якої

$$A_t = \frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{\pi \times 5^2}{4 \times 200} \times 1000 = 98,4 \text{ мм}^2/\text{м} > 89 \text{ мм}^2/\text{м}$$

**Мінімальна площа поперечного армування**

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{25}}{500} = 8 \cdot 10^{-4}$$

$$A_c = h_c \cdot b = 58 \times 1000 = 58000 \text{ мм}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{w,min} \cdot A_c = 8 \cdot 10^{-4} \cdot 58000 = 46,4 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Оскільки  $A_t = 98,4 \text{ мм}^2/\text{м} > A_{s,min} = 46,4 \text{ мм}^2/\text{м}$

умови необхідного і мінімального поперечного армування **виконані**.

# Перевірка граничних станів з експлуатаційної придатності (другою групою граничних станів)

## Повзучість і усадка

На початковому етапі слід визначити параметри, що описують ефекти усадки і повзучості. Для визначення коефіцієнтів повзучості на різних часових проміжках

$$\varphi(t, t_0)$$

і значення деформації повної усадки необхідні наступні дані:

- початковий коефіцієнт приведення  $n_0 = E_a / E_{cm} = 210000 / 31000 = 6,77$

- периметр контуру бетонного перерізу пояса, схильний до прямого атмосферного впливу  $u = b_{eff} = 2,335\text{м}$

- умовний розмір:  $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot b_{eff} \cdot h_c}{b_{eff}} = 2 \cdot h_c = 2 \cdot 58 = 116\text{мм}$

відносна вологість навколишнього повітря прийнята **RH 50%**

клас бетону **C25 / 30**

клас цементу по набору міцності **N (normal, нормальний)**

3.1.4 (5)

ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

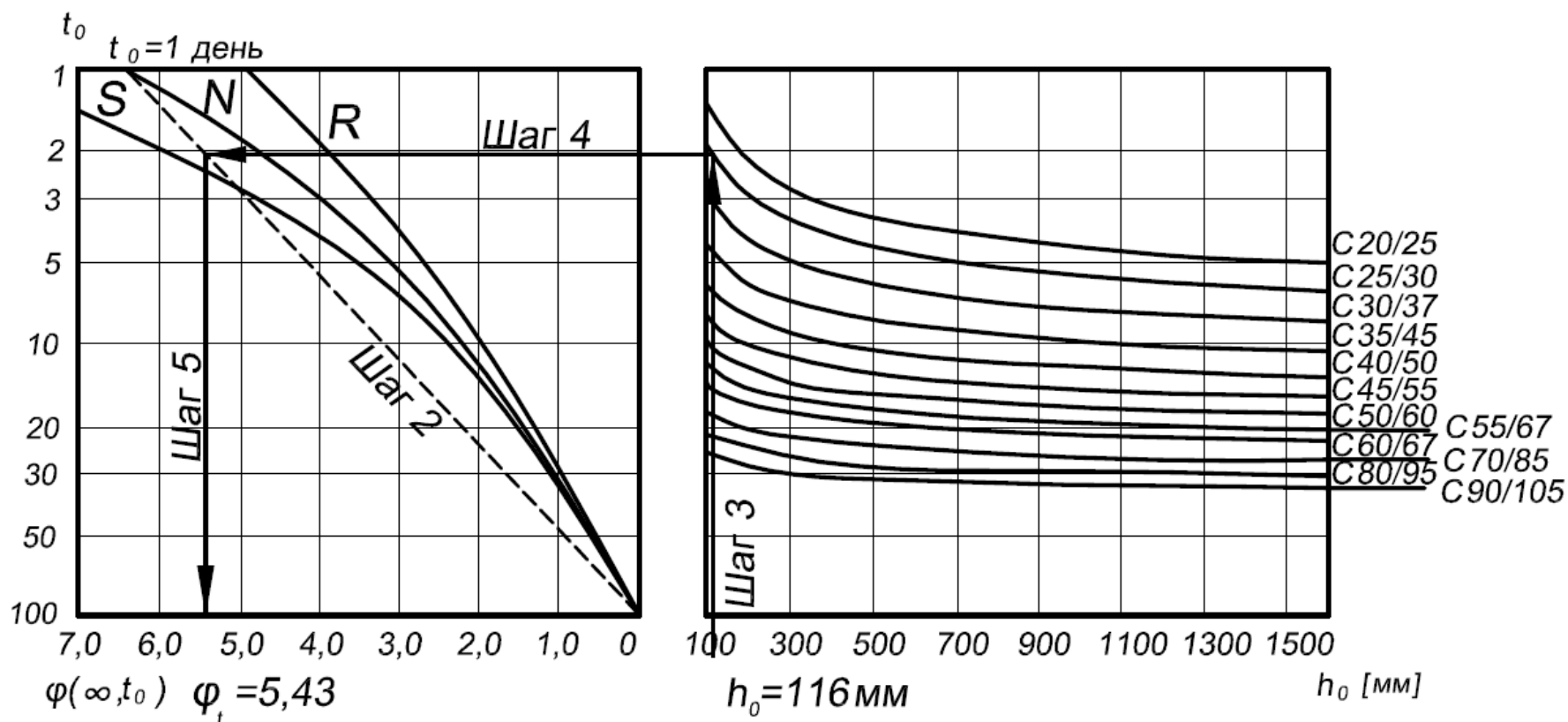
множник повзучості в залежності від типу навантаження

$\Psi_L = 0,55$  для ефектів усадки

$\Psi_L = 1,1$  для постійних навантажень

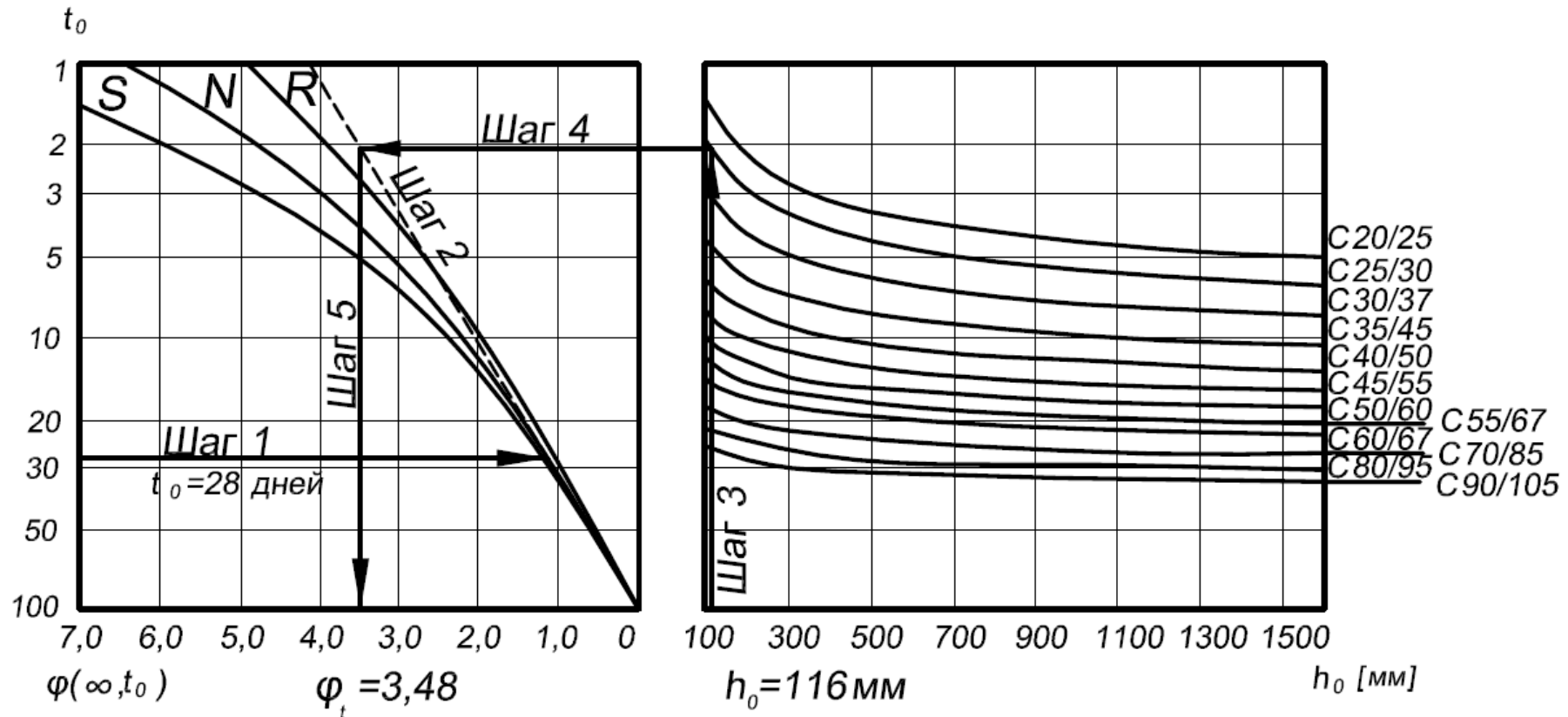
тимчасові проміжки для визначення ефектів повзучості:

$t_0 = 1$  доба  $t = \infty$  для урахування ефектів усадки  $\varphi_t(\infty, t_0 = 1 \text{ день}) = 5,43$



$t_0 = 28$  діб      $t = \infty$      для постійних і тривалих завантажень

$$\varphi_t(\infty, t_0 = 28 \text{ днів}) = 3,48$$



Деформації усадки для сталезалізобетонних конструкцій будівель можна прийняти відповідно до Додатку С, ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1. Для звичайного бетону в умовах сухого середовища це відповідає значенню

$$\varepsilon_{cs}(\infty) = 325 \cdot 10^{-6}$$

У навчальних цілях в даному прикладі виконано порівняння зазначеного значення із повною відносною деформацією усадки, обчисленою відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1.

3.1.4 (6)

ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

Повна деформація усадки має дві складові: деформація усадки при висиханні (усушка) і аутогенна усадка (при твердінні). Таким чином, згідно з ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 значення повної деформації усадки визначається виразом:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Номінальне значення вільної деформації усадки при висиханні визначається згідно з таблицею 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 або за відповідною формулою Додатку В.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$



Виходячи з відносної вологості навколишнього середовища RH 50% і RH0, рівного 100% згідно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1, приймаємо

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{50}{100} \right)^3 \right] = 1,356$$

Середня міцність бетону на стиск приймається по таблиці 3.1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 і для бетону C25 / 30 дорівнює

$$f_{cm} = 33 \text{ МПа}$$

Згідно Додатку В.2 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 с урахуванням типу цементу N приймаємо

$$f_{cm0} = 10 \text{ МПа}; \alpha_{ds1} = 4; \alpha_{ds2} = 0,12;$$

З урахуванням всіх підстановок

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot 4) \cdot \exp\left(-0,12 \cdot \frac{33}{10}\right) \cdot 10^{-6} \cdot 1,356 \right] = 5,12 \cdot 10^{-4} = 0,51\text{‰} = 512 \cdot 10^{-6}$$

Розвиток деформації усадки при висиханні із часом - описується виразом:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\beta_{ds} = 1 \text{ при } t = \infty$$

$$\text{Тоді } \varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Коефіцієнт  $k_h$  в залежності від умовного розміру  $h_0$  приймається по таблиці 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:

$$h_0 = 100\text{мм} \rightarrow k_h = 1,0$$

$$h_0 = 200\text{мм} \rightarrow k_h = 0,85$$

За лінійною інтерполяцією:

$$k_h = 0,85 + \frac{200-116}{200-100} \cdot (1,0 - 0,85) = 0,976$$

Тоді

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = 0,976 \cdot 512 \cdot 10^{-6} = 500 \cdot 10^{-6}$$

Деформації аутогенної (власної усадки) визначаються виразом

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{cd}(\infty)$$

$$\beta_{as} = 1 \text{ при } t = \infty$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck,cube} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 50 \cdot 10^{-6}$$

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 допускає нехтувати аутогенною усадкою при розрахунку сталезалізобетонних конструкцій будівель на комбіновані дії.

Загальна відносна деформація усадки

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 500 \cdot 10^{-6} + 50 \cdot 10^{-6} = 550 \cdot 10^{-6}$$

Розрахунок підтверджує, що значення деформації усадки згідно ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 значно перевищують рекомендації ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 для сталезалізобетонних конструкцій

$$\varepsilon_{cs} = 325 \cdot 10^{-6}$$

Подальшим розрахунком прийнято рекомендоване ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 значення

$$\varepsilon_{cs} = 325 \cdot 10^{-6}$$

Дод.С  
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

### Ефективна жорсткість сталезалізобетонного перерізу

Ефективна згинальна жорсткість сталезалізобетонного перерізу  $EI_L$  при повному зсувному з'єднанні залежить від природи і тривалості дії навантаження, і визначається за формулою:

$$EI_L = E_a \cdot I_a + E_L \cdot I_c + \frac{E_a \cdot A_a \cdot E_L \cdot A_c}{E_a \cdot A_a + E_L \cdot A_c} \cdot a^2$$

### Короткочасні навантаження:

$$E_a = 210000 \text{ Н/мм}^2 = 21000 \text{ кН/см}^2; I_a = 18875,6 \text{ см}^4; A_a = 70,0 \text{ см}^2;$$

$$I_c = \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12} = \frac{233,5 \cdot 5,8^3}{12} = 3797 \text{ см}^4; \quad A_c = b_{eff} \cdot h = 233,5 \cdot 5,8 = 1354,3 \text{ см}^2.$$

Відстань між центрами тяжіння бетонної полиці та сталевго перерізу

$$a = 0,5 \cdot (h_c + h_a) + h_p = 0,5 \cdot (5,8 + 40,4) + 8,2 = 31,3 \text{ см}$$

$$n_L = n_0 = 6,77$$

$$E_0 = \frac{E_a}{n_0} = \frac{210000}{6,77} = 31000 \text{ Н/мм}^2 = 3100 \text{ кН/см}^2 \quad E_L = E_0$$

$$EI_0 = 21000 \cdot 18875,6 + 3100 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 3100 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 3100 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI_0 = 1474821853 \text{ кНсм}^2 = 147482 \text{ кНм}^2$$

### Постійні і тривалі навантаження:

$$n_L = n_p = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \varphi_t) = 6,77 \cdot (1 + 1,10 \cdot 3,48) = 32,69$$

$$E_p = \frac{E_a}{n_p} = \frac{210000}{32,69} = 6424 \text{ Н/мм}^2 = 642 \text{ кН/см}^2 \quad E_L = E_p$$

$$EI_p = 21000 \cdot 18875,6 + 642 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 642 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 642 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI_p = 934054945 \text{ кНсм}^2 = 93405 \text{ кНм}^2$$

Ефекти усадки:

$$n_L = n_S = n_0 \cdot (1 + \psi_L \varphi_t) = 6,77 \cdot (1 + 0,55 \cdot 5,43) = 25,15$$

$$E_S = \frac{E_a}{n_S} = \frac{210000}{25,15} = 8350 \text{ Н/мм}^2 = 835 \text{ кН/см}^2 \quad E_L = E_S$$

$$EI_S = 21000 \cdot 18875,6 + 835 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 835 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 835 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI_S = 1025730096 \text{ кНсм}^2 = 102573 \text{ кНм}^2$$

## Прогин сталевого перерізу на етапі будівництва

Прогин від дії характеристичної комбінації навантажень на етапі будівництва становить:

$$e_d = b \cdot (g_k + q_{k,3}) = 3,0 \cdot (0,38 + 2,17) = 7,65 \text{ кН/м}$$
$$\delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_a} = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,65 \cdot 9^4}{21000 \cdot 18875,6} \cdot 10^7 = 16,5 \text{ мм}$$

### Прогин сталезалізобетонної балки

Прогин при дії постійних навантажень без урахування ефектів повзучості за відніманням навантажень, врахованих на етапі будівництва (бетон плити, армування, профнастил, сталева балка). Початок завантаження в віці  $t_0 = 28$  днів.

$$G_k = b \cdot g_k = 3,0 \cdot (3,47 - 2,09 - 0,087 - 0,11 - 0,18) = 3,0 \text{ кН/м}$$

$$EI_L = EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2 \quad \text{як для короткочасного завантаження}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,0 \cdot 9^4}{147482} \cdot 10^3 = 1,7 \text{ мм}$$

Прогин при дії тимчасових навантажень. Початок завантаження в віці  
 $t_0 = 28$  днів





Для приміщення категорії С2 коефіцієнт сполучень дій дорівнює

$$\Psi_1 = 0,7 \quad \Psi_2 = 0,6$$

$$Q_k = b \cdot \Psi_1 \cdot q_k = 3,0 \cdot 0,7 \cdot 4,8 = 10,08 \text{ кН/м}$$

$$EI_L = EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2 \text{ оскільки завантаження є короткочасним}$$

$$\delta_{2,1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,08 \cdot 9^4}{147482} \cdot 10^3 = 5,8 \text{ мм}$$

Додатковий прогин в результаті повзучості при дії квазіпостійної комбінації навантажень за період часу  $t = \infty$

Початок завантаження в віці  $t_0 = 28$  днів

$$e_d = b \cdot (g_k + \Psi_2 \cdot q_k) = 3,0 \cdot (3,47 + 0,6 \cdot 4,8) = 19,05 \text{ кН/м}$$

$$EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2 \quad EI_p = 93405 \text{ кНм}^2$$

В даному випадку необхідно визначити додатковий прогин тільки в результаті повзучості. Для цього слід розрахувати величину повного переміщення від квазістатичної комбінації навантажень і відняти від неї складову, яку вносить короткочасний ефект:

$$\delta_{2,2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_p} - \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{19,05 \cdot 9^4}{93405} - \frac{19,05 \cdot 9^4}{147482} \right) \cdot 10^3 = 6,4 \text{ мм}$$

Згідно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 впливом усадки на прогин сталезалізобетонних балок із застосуванням звичайних бетонів можна знехтувати, якщо співвідношення прольоту до загальної висоти не перевищує 20. У даному випадку

$$\frac{L}{h_a + h_p + h_c} = \frac{9000}{404 + 82 + 58} = 16,5 < 20$$

Умова виконується, а, отже, прогин від усадки можна не враховувати і прийняти  $\delta_{2,3} = 0$ .

Подальший розрахунок прогину від усадки виконаний в навчальних цілях

Прогин від впливу усадки бетону

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_S \cdot A_c = 325 \cdot 10^{-6} \cdot 835 \cdot 1354,3 = 367,5 \text{ кН}$$

Плечо моменту

$$a_c = \frac{E_a \cdot A_a}{E_a \cdot A_a + E_s \cdot A_c} \cdot a = \frac{21000 \cdot 70,0}{21000 \cdot 70,0 + 835 \cdot 1354,3} \cdot 31,3 = 17,7 \text{ см}$$

$$M_{cs} = N_{cs} \cdot a_c = 367,5 \cdot 17,7 \cdot 10^{-2} = 65,0 \text{ кНм}$$

$$EI_L = EI_S = 102573 \text{ кНм}^2$$

$$\delta_{2,3} = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI_S} = \frac{1}{8} \cdot \frac{65,0 \cdot 9^2}{102573} \cdot 10^3 = 6,4 \text{ мм}$$

Розглядувана балка має **часткове з'єднання**. ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 допускає розраховувати прогини в припущенні **повного з'єднання** при ступеню зсувного з'єднання  $\eta \geq 0,5$

і профнастилів висотою  $h_p \leq 80\text{мм}$

Якщо другу вимогу умовно можна вважати виконаною, то ступінь зсувного з'єднання в даному випадку відноситься до досить рідкого випадку

$$\eta_{min} = 0.4 < \eta = 0.42 < 0.5$$

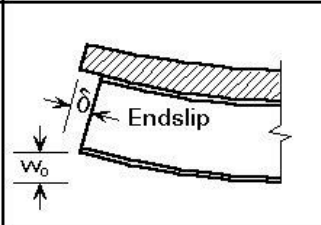
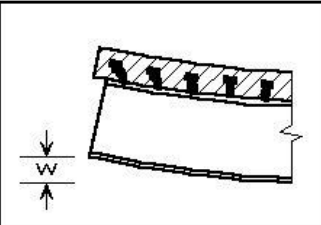
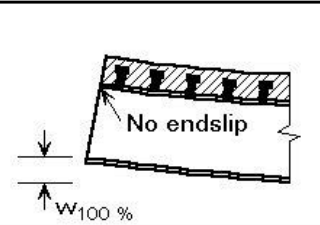
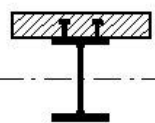
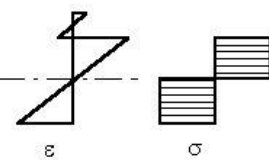
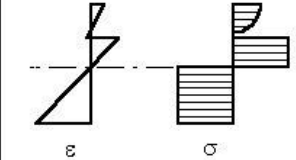
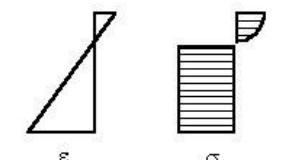
В такому випадку слід врахувати ефект, який чинить часткова взаємодія на прогин. ДСТУ-Н Б EN1994-1-1 не дає докладних вказівок на цей випадок і в якості рекомендації можна скористатися формулою попереднього ENV 1994-1-1

$$\delta = \delta_c + \alpha(\delta_a - \delta_c) \cdot (1 - \eta)$$

Прогин сталевго перерізу від навантажень на етапі експлуатації без урахування бетонної полиці:

$$e_d = b \cdot (g_k + \Psi_1 \cdot q_k) = 3,0 \cdot (3,47 + 0,7 \cdot 4,8) = 20,49 \text{ кН/м}$$

$$\delta_a = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_a} = \frac{5}{384} \cdot \frac{20,49 \cdot 9^4}{21000 \cdot 18875,6} \cdot 10^7 = 44,2\text{мм}$$

			
	No interaction	Partial interaction	Complete interaction
			
	$\varepsilon$ $\sigma$	$\varepsilon$ $\sigma$	$\varepsilon$ $\sigma$

Прогин сталезалізобетонної балки, отриманий на етапі експлуатації, в припущенні повного зсувного з'єднання

$$\delta_c = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3} = 1,7 + 5,8 + 6,4 + 6,4 = 20,3 \text{ мм}$$

коефіцієнт  $\alpha=0,5$  для конструкцій з тимчасовими опорами і  $\alpha=0,3$  - без них. В даному випадку приймається  $\alpha=0,3$

Тоді

$$\delta = 20,3 + 0,3 \cdot (44,2 - 20,3) \cdot (1 - 0,42) = 24,5 \text{ мм}$$

**Сумарний прогин етапів будівництва та експлуатації**

$$\delta_{tot} = \delta_0 + \delta = 16,5 + 24,5 = 41,0 \text{ мм}$$

Гранично допустимі прогини визначаємо лінійною інтерполяцією згідно з національним додатком ДСТУ-Н Б EN 1990 (Таблиця НБ.2.6)

Граничне значення становить  $L/200$  при прольоті  $L=6$ ;  $L/250$  при прольоті  $L=24$  і висоті поверху понад 6 м або при прольоті  $L = 12$  і висоті поверху до 6 м включно.

Отже, при висоті поверху понад 6 м граничне значення складе  $L/208$ , а при висоті поверху до 6 м включно  $L/225$

Отримане повне значення прогину з урахуванням ефектів усадки і повзучості становить

$$\frac{L}{9000/41} = \frac{L}{220}$$

Таким чином, балка відповідає вимогам при висоті поверху понад 6 м і перевищує допустимі прогини при висоті поверху до 6 м включно.

Вишукати резерви можна, не враховуючи додатковий прогин від усадки, що згідно ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 в даному випадку не обов'язково і залишається на розсуд інженера.

### Перевірка прогинів за спрощеним методом

5.4.2.2 (11)

ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

У навчальних цілях додатково наведено спрощений розрахунок прогинів, який накладає такі обмеження:

- конструкція не вимагає урахування геометричної нелінійності  $\alpha_{cr} > 10$
- перекриття не використовується для тривалого складування
- елементи конструкції не мають попереднього напруження через контрольовані деформації

У такому випадку і для короткочасних, і для тривалих завантажень допускається прийняти єдиний коефіцієнт приведення:

$$n_L = \frac{2 \cdot E_a}{E_{cm}} = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6,774 = 13,55$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_a}{n_L} = \frac{210000}{13,55} = 15500 \text{ Н/мм}^2 = 1550 \text{ кН/см}^2$$

Тоді

$$EI = EI_0 = EI_p = 21000 \cdot 18875,6 + 1550 \cdot 3797 + \frac{21000 \cdot 70,0 \cdot 1550 \cdot 1354,3}{21000 \cdot 70,0 + 1550 \cdot 1354,3} \cdot 31,3^2$$

$$EI = EI_0 = EI_p = 1249277924 \text{ кНсм}^2 = 124927 \text{ кНм}^2$$

Визначимо прогин при дії постійних навантажень з урахуванням ефектів повзучості

$$G_k = b \cdot g_k = 3,0 \cdot 3,47 = 10,41 \text{ кН/м}$$

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_k \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,41 \cdot 9^4}{124927} \cdot 10^3 = 7,1 \text{ мм}$$

Для найбільш точного розрахунку все ж таки слід виключити з даного значення короточасну складову прогину від навантажень, які вже враховані на етапі будівництва. Для цієї складової приймається початкова згинальна жорсткість сталезалізобетонного перерізу

$$EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$$

визначена за коефіцієнтом приведення

$$n_L = n_0 = 6,77$$

Поправка вводиться для навантаження

$$e_d = 3,0 \cdot (2.09 + 0.087 + 0.11 + 0.18) = 7,40 \text{ кН/м}$$

врахованого на етапі будівництва, і в запас може не виконуватися. З урахуванням цієї поправки:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{10,41 \cdot 9^4}{124927} - \frac{7,40 \cdot 9^4}{147482} \right) \cdot 10^3 = 2,8 \text{ мм}$$

Визначимо прогин при дії тимчасових навантажень з урахуванням **ефектів повзучості**. Приймається більше з значень коефіцієнтів сполучень для часто повторюваного і квазіпостійного сполучення навантажень

$$\Psi_1 = 0,7$$



$$Q_k = b \cdot \Psi_1 \cdot q_k = 3,0 \cdot 0,7 \cdot 4,8 = 10,08 \text{ кН/м}$$

$$\delta_{2,1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_k \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,08 \cdot 9^4}{124927} \cdot 10^3 = 6,9 \text{ мм}$$

Прогин від усадки бетону

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}(\infty) \cdot E_{c,eff} \cdot A_c = 325 \cdot 10^{-6} \cdot 1550 \cdot 1354,3 = 682,2 \text{ кН}$$

Плечо моменту

$$a_c = \frac{E_a \cdot A_a}{E_a \cdot A_a + E_s \cdot A_c} \cdot a = \frac{21000 \cdot 70,0}{21000 \cdot 70,0 + 1550 \cdot 1354,3} \cdot 31,3 = 12,9 \text{ см}$$

$$M_{cs} = N_{cs} \cdot a_c = 682,2 \cdot 12,9 \cdot 10^{-2} = 88,0 \text{ кНм}$$

$$\delta_{2,3} = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_{cs} \cdot L^2}{EI} = \frac{1}{8} \cdot \frac{88,0 \cdot 9^2}{124927} \cdot 10^3 = 7,1 \text{ мм}$$

Отже, прогин сталезалізобетонної балки, отриманий на етапі експлуатації, в припущенні повного зсувного з'єднання становить

$$\delta_c = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,3} = 2,8 + 6,9 + 7,1 = 16,8 \text{ мм}$$

Інші модифікації для отримання сумарного прогину виконуються аналогічно.

# Контроль напружень

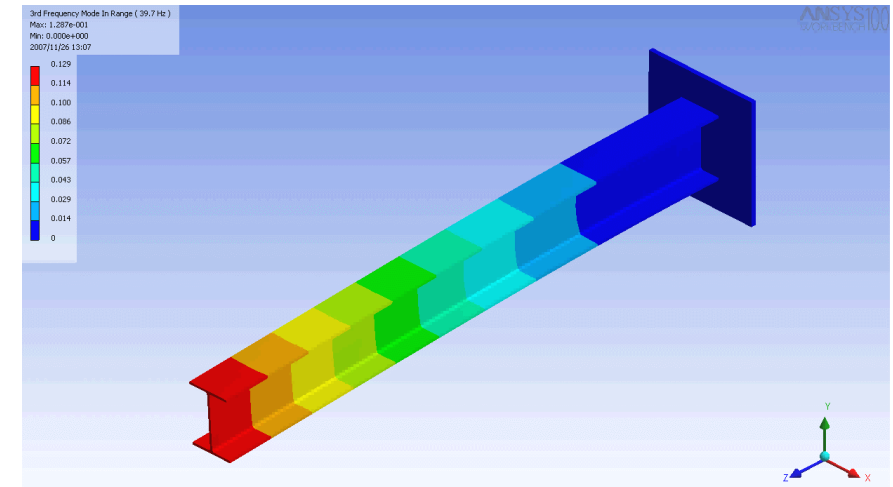
В даному випадку не потрібна перевірка витривалості і відсутнє попереднє напруження. Для сталезалізобетонних балок, які задовольняють цим вимогам, Єврокод 4 допускає не виконувати перевірку напружень в рамках розрахунку за другою групою граничних станів.

7.2.2 (1)  
ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1

## Перевірка власної частоти коливань балки

Для оцінки власної частоти коливань шарнірно опертої сталезалізобетонної балки можна скористатися спрощеним виразом в залежності від прогину. Приймається прогин що відповідає 100% постійних і 10% змінних навантажень на етапі експлуатації сталезалізобетонної балки:

$$e_d = b \cdot (g_k + 0,1 \cdot q_k) = 3,0 \cdot (3,47 + 0,1 \cdot 4,8) = 11,85 \text{ кН/м}$$



Для розрахунків на динамічні дії існує рекомендація підвищувати модуль пружності бетону до значення

$$E_{c,dyn} = 1.1 \cdot E_{cm}$$

В даному випадку для спрощення це не враховується і приймається згинальна жорсткість

$$EI_0 = 147482 \text{ кНм}^2$$

що відповідає короточасному завантаженню. Прогин від зазначеного короточасного завантаження становить:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{e_d \cdot L^4}{EI_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,85 \cdot 9^4}{147482} \cdot 10^3 = 6,9 \text{ мм}$$

Згідно **ISO 10137** приймаємо обмеження власної частоти значеннями не нижче **3,5 Гц (офіси, адміністративні будівлі).**

**Власна частота коливань** сталезалізобетонної балки як окремого елемента:

$$f = \frac{17,8}{\sqrt{\delta}} = \frac{17,8}{\sqrt{6,9}} = 6,5 \text{ Гц} > 3,5 \text{ Гц}$$

Для уточнення розрахунку необхідно розглянути перекриття в цілому і врахувати плиту, характеристики якої приймаються за попереднім прикладом. Для нерозрізної плити основна власна частота може оцінюватися за наступним спрощеним виразом

$$f_{1,s} = \frac{3.56}{l_s^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_s}{m}}$$

З попереднього прикладу приймаємо  $l_s = 3\text{ м}$

$$EI_s = 210000 \cdot 11,6 \cdot 10^6 = 2436000 \cdot 10^6 (\text{Н} \cdot \text{мм}^2) / \text{м} = 2436 \text{ кНм}^2 / \text{м}$$

$$m = \frac{3,0 \cdot (3,29 + 0,1 \cdot 4,8)}{9,81} = 1,153 \frac{\text{кН} \cdot \text{с}^2}{\text{м}^2}$$

З урахуванням всіх підстановок власна частота плити

$$f_{1,s} = \frac{3.56}{3^2} \cdot \sqrt{\frac{2436}{1,153}} = 18,2 \text{ Гц}$$

Сумарна частота перекриття з урахуванням уточнення розраховується, виходячи з виразу:

$$\frac{1}{f_1^2} = \frac{1}{f_{1s}^2} + \frac{1}{f_{1b}^2} = \frac{1}{18,2^2} + \frac{1}{6,5^2} = \frac{1}{37,5}$$

Звідси:

$$f_1 = \sqrt{37,5} = 6,12 \text{ Гц} > 3,5 \text{ Гц}$$

Умова виконується, що **відповідає задовільному динамічному відгуку** конструкції. Як бачимо, у випадку з довгопролітними балками і короткопролітними плитами складова плити в сумарною власній частоті перекриття незначна, тому в таких випадках для спрощення її часто не враховують.



## Контроль розкриття тріщин

Для шарнірно опертих однопрогонових сталезалізобетонних балках навіть при нерозрізній схемі плит теоретично відсутня необхідність контролю ширини розкриття тріщин. Однак для забезпечення тріщиностійкості конструктивно площа арматури в межах ефективної ширини бетонної полиці повинна становити не менше:

7.4.1 (4)  
ДСТУ-Н Б  
EN 1994-1-1

**0,4% площі перерізу бетону** конструкцій, що зводяться із застосуванням тимчасових опор

**0,2% площі перерізу бетону** конструкцій без тимчасових опор

У даному випадку тимчасові опори не застосовуються і достатнім вважається конструктивне армування в 0,2%.

Для спрощення легше виходити з метра ширини полиці, що дасть відповідну питому площу арматури.

Тоді

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot b \cdot h_c = 0,002 \cdot 1000 \cdot 58 = 116 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Приймається армування сіткою діаметром стрижнів 6 мм і чарункою 200x200 мм

$$A_s = \frac{6^2 \pi}{4} \frac{1000}{200} = 141,3 \text{ мм}^2 / \text{м} > 116 \text{ мм}^2 / \text{м}$$

Для перекриттів із шарнірним обпиранням балок настилу характерна укладання подібної конструктивної сітки по всій площині.

## ВИСНОВКИ

---

Елементи балочної клітки є основним об'єктом раціоналізації в сталезалізобетонних каркасах. Тому слід аналізувати результати розрахунку балок і поліпшити конструкцію за рахунок виключення критичних розрахункових параметрів. В даному випадку критичними параметрами стали:

**- на етапі будівництва: стійкість плоскої форми згину сталевोї балки при бетонуванні**

Виключити цей критерій допускається постановкою додаткових тимчасових або функціональних в'язей на етапі будівництва або урахуванням континуального розкріплення стиснутого пояса балки профнастилом перекриття. Рекомендується другий підхід за умови забезпечення належного контролю виконання робіт із кріплення профнастилу. При виникненні сумнівів у відповідності технології виконання робіт рекомендується перший підхід.

**- на етапі експлуатації: мінімальна ступінь зсувного з'єднання, міцність сталезалізобетонних перерізу на згин і обмеження граничного прогину**



Існує можливість виключити всі три критерії і значно оптимізувати конструкцію.

Для підвищення ефективності зсувного з'єднання в даному випадку найбільш раціонально **вибрати профнастил з більш широким гофром** або **інший тип плити**, що поліпшить характер роботи стад-болтів. При поточній схемі використовується всього 28,5% від несучої здатності стад-болтів, за рахунок чого також неефективно працює бетонна полиця.

Побічно підвищиться несуча здатність балки на згин, яка додатково може бути збільшена за рахунок використання у балці **сталей підвищеної міцності**. На європейському ринку найбільш стандартною вважається сталь S355. Необхідно враховувати, що оптимізація перерізу сталевого профілю матиме зворотний ефект на стійкість на етапі будівництва (це не важливо, якщо присутнє континуальне розкріплення стиснутого пояса) і прогини. У частині прогинів даний приклад відноситься до рідкісного випадку, коли ступінь зсувного з'єднання знаходиться в межах:

$$0.4 < \eta = 0.42 < 0.5$$

що за розрахунком негативно впливає на прогини. Тому збільшення ступеня зсувного з'єднання вище

$$\eta = 0.5$$

виключить складову від податливості анкерних упорів. Однак основним загальноприйнятим у світовій практиці методом виключення критерію прогинів є **надання балкам будівельного підйому**.



У загальному випадку для однопрогонових балок, в яких критичним є обмеження прогинів, слід задавати **будівельний підйом** на величину прогинів від постійних навантажень етапу будівництва і експлуатації. Ще один спосіб зменшити прогини - це використовувати нерозрізні схеми, що в разі сталезалізобетонних перекриттів, однак, пов'язано зі складнощами розрахунку і конструювання, а також додатковими ризиками негативних ефектів як, наприклад, утворення тріщин.

Використання **перфорованих композитних балок**, що дозволяє дещо знизити металоємність, та пропустити комунікації в тілі перекриття, зекономивши будівельну висоту.

За результатами аналізу можна зробити висновок, що в даному випадку оптимальною ресурсоемності можна домогтися, використавши такі прийоми: **врахувати розкріплення сталевих профілю профнастилом на етапі будівництва, виконати заміну на профнастил з більш широким нижнім гофром або інший тип плити, підвищити клас стали перерізу до S355 і надати балці будівельний підйом.**



# ДЯКУЮ ЗА УВАГУ!

[WWW.USCC.UA](http://WWW.USCC.UA)

Білик Артем Сергійович

к.т.н., голова інженерного центру УЦСБ

[abilyk@uscc.ua](mailto:abilyk@uscc.ua)

0507652354