

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до виконання курсового проекту та РГР
із навчальної дисципліни

«ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ»

*(для студентів 4 курсу денної форми навчання,
напряму підготовки 6.060101 – Будівництво,
професійне спрямування «Промислове і цивільне будівництво»)*

та з навчальної дисципліни

«ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

*(для студентів 3 курсу денної форми навчання,
напряму підготовки 6.060101 – Будівництво,
професійне спрямування «Промислове і цивільне будівництво»)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2017

Методичні рекомендації до виконання курсового проекту та РГР з навчальної дисципліни «Проектування дерев'яних конструкцій» (для студентів 4 курсу денної форми навчання) та з навчальної дисципліни «Дерев'яні конструкції» (для студентів 3 курсу денної форми навчання, напрям підготовки 6.060101 – Будівництво, професійне спрямування «Промислове і цивільне будівництво») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О.М. Бекетова; уклад.: **В. В. Фурсов**, А. М. Бідаков, О. М. Пустовойтова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 44 с.

Укладачі

д-р техн. наук В. В. Фурсов
канд. техн. наук **А. М. Бідаков**
канд. техн. наук **О. М. Пустовойтова**

Рецензент:

С.М. Золотов, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства імені О. М. Бекетова

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 3 від 19.10.17.

ЗМІСТ

| | |
|---|----|
| ВСТУП | 4 |
| 1 РОБОЧИЙ НАСТИЛ І ПРОГОНИ | 5 |
| 1.1 Розрахунок робочого настилу | 5 |
| 1.1.1 Статичний розрахунок | 5 |
| 1.1.2 Комбінації навантажень | 7 |
| 1.1.3 Конструктивний розрахунок | 8 |
| 1.1.4 Перевірка жорсткості | 9 |
| 1.2 Розрахунок прогону | 11 |
| 1.2.1 Статичний розрахунок прогону | 11 |
| 1.2.2 Конструктивний розрахунок прогону | 12 |
| 1.2.3 Перевірка міцності прогону при косому згині | 13 |
| 1.2.4 Перевірка жорсткості прогону | 15 |
| 2 КЛЕЄНА ДВОСХИЛА БАЛКА З ДОШОК | 18 |
| 2.1 Статичний розрахунок | 19 |
| 2.2 Підрахунок навантажень | 20 |
| 2.3 Визначення геометричних розмірів двохсилої клеєної балки | 21 |
| 2.4 Розрахунок міцності балки при згині | 22 |
| 2.5 Перевірка міцності балки у коньку (гребневій зоні) балки | 23 |
| 2.6 Перевірка стійкості балки | 24 |
| 2.7 Перевірка прогину балки | 25 |
| 2.8 Перевірка жорсткості балки | 27 |
| 2.9 Перевірка міцності балки на опорі | 28 |
| 2.9.1 Зминання поперек волокон | 28 |
| 2.9.2 Зсув або сколювання від поперечної сили на опорі | 29 |
| 3 РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ З КЛЕЄНИМИ КОЛОНАМИ | 30 |
| 3.1 Визначення параметрів поперечного перерізу колони | 31 |
| 3.2 Статичний розрахунок | 32 |
| 3.2.1 Розрахункова схема | 32 |
| 3.2.2 Навантаження на колону | 32 |
| 3.3 Перевірочні розрахунки колони | 35 |
| 3.3.1 Розрахункові значення міцності балки | 35 |
| 3.3.2 Геометричні характеристики перерізу колони | 35 |
| 3.4 Розрахунок кріплення колони до фундаменту на вклеєних стержнях | 37 |
| СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ | 40 |
| Додаток А | 41 |
| Додаток Б | 42 |
| Додаток В | 43 |

ВСТУП

Розповсюдження дерев'яних конструкцій у країнах Західної Європи обумовлено значними перевагами деревини порівнянно з металом та залізобетоном, серед яких екологічна чистота, легкість, відновлювальність матеріалу, простота утилізації, вогнестійкість та радіо прозорість деревини.

Виконання курсового проекту є важливою частиною навчального процесу підготовки студентів будівельного факультету, від якого залежить якість підготовки спеціалістів будівельної галузі як інженерів-проектувальників. Вправне володіння методами розрахунку елементів дерев'яних конструкцій набувається студентами під час виконання курсового проекту за своїм варіантом, що зосереджує майбутнього інженера на певних проектних задачах, які будуть його спіткати під час праці на виробництвах та проектних компаніях.

Розроблена курсова робота розглядає поетапний і детальний розрахунок одноповерхової цивільної або промислової будівлі з клеєної деревини. Розгорнуто надані конструктивні рішення вузлових з'єднань із відповідними вказівками щодо правил конструювання.

1 РОБОЧИЙ НАСТИЛ І ПРОГОНИ

Спроекувати і розрахувати настил із дошок і прогони утепленого покриття виробничої будівлі розміром в плані 15м ×48м у місті Суми. Покрівля металева з ухилом 1/15 по мінераловатному утеплювачу товщиною 150 мм, щільністю 65 кг/м³. Настил одинарний з соснових дошок класу міцності С24. Крок несучих конструкцій 4 м. Клас експлуатації будівлі – 1.

Вибір конструктивної схеми. Приймаємо покриття з нерозрізаними прогонами, встановленими на відстані 1,25 м по схилам даху.

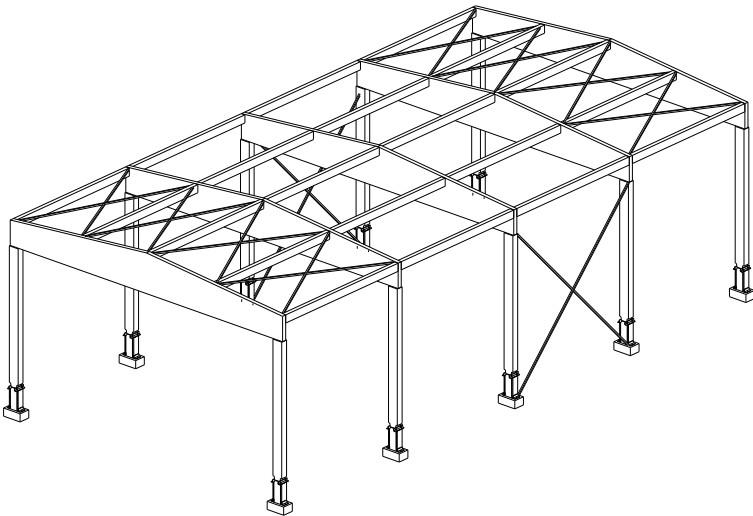


Рисунок 1 – Загальний вид конструкції будівлі

1.1 Розрахунок робочого настилу

Розрахунок за першим сполученням навантажень.

1.1.1 Статичний розрахунок

Навантаження за першим сполученням – експлуатаційним:
(постійне і змінне короточасне навантаження від снігу – S –

розрахунок за першим (на міцність) і другим (на жорсткість) граничними станами).

Таблиця 1 – Навантаження (кН/м²)

| № з/п | Підрахунок навантажень | Характеристичне значення |
|-------|--|--------------------------|
| 1 | Металева покрівля листи | 0,1 |
| 2 | Утеплювач – мінераловатні жорсткі плити $\rho = 60 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 150 \text{ мм}$ | 0,09 |
| 3 | Пароізоляція | 0,02 |
| 4 | Робочий настил з дошок (С24) $\delta = 22 \text{ мм}$, $\rho_{\text{тепл}} = 420 \text{ кг/м}^3$, $g_{\text{наст}} = 0,022 \text{ м} \cdot 4,2 \text{ кН/м}^3$ | 0,1 |
| | | 0,31 |
| 5 | Снігове навантаження ($S_0 = 1,67 \text{ кН/м}^2$, додаток Е, (ДБН В.1.2-2:2006)) | 1,67 |

Пояснення до таблиці 1:

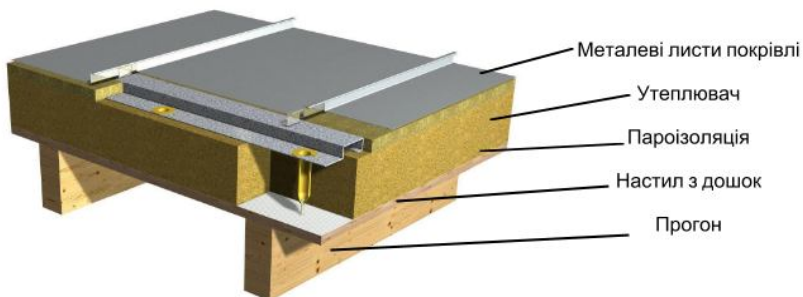
Характеристичне значення снігового навантаження приймається:

$$S_0 = S_k = 1,67 \text{ кН/м}^2.$$

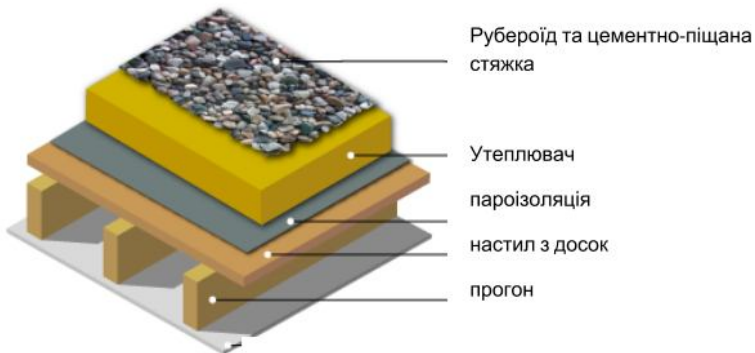
Постійне навантаження:

$$g_k = 0,31 \text{ кН/м}^2.$$

Схематичне зображення складових елементів конструкції покрівлі зображені на рисунку 2, де за схемою (рис.2.а) запропоновано покрівлю з металевими листами покриття, а за схемою (рис.2.б) покрівлю з руберойдом на цементно-піщаній стяжці.



а)



б)

Рисунок 2 – Схема розташування шарів покрівлі. а - покрівля з металевими листами, б - покрівля з рубероїдом на цементно-піщаній стяжці

1.1.2 Комбінації навантажень

Граничне значення

$$\sum \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot S_k$$

Експлуатаційне

$$\sum g_k + S_k$$

де g_k – власна вага;

S_k – снігове навантаження.

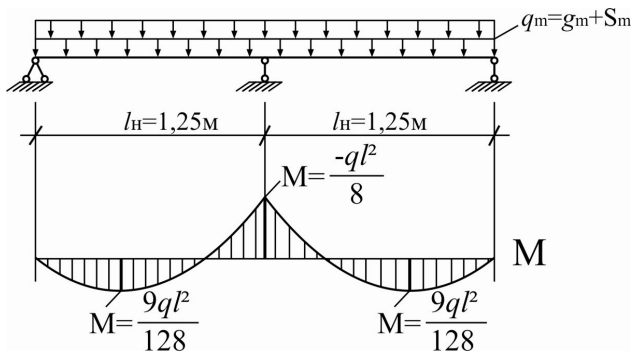


Рисунок 3 – Статична схема постійного та снігового навантаження

Приймаємо ширину настилу $b = 1$ м.

Частні коефіцієнти:

$$\gamma_G = 1,35 \qquad \gamma_Q = 1,35.$$

Дивись значення коефіцієнтів у ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 або EN 1990:2002.

Розрахункове значення навантаження:

$$q_d = \sum \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = g_d + s_d$$

$$q_d = g_d + s_d = 1,35 \cdot 0,31 + 1,5 \cdot 1,67 = 2,93 \text{ кН/м.}$$

1.1.3 Конструктивний розрахунок

Скатна складова стискає або розтягає настил (в залежності від того, де він закріплений). При малих ухилах ($\alpha \leq 30^\circ$) її можна не враховувати.

Визначаємо товщину настилу:

Перевірка міцності за нормальними напруженнями

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,d};$$

$$W_d = \frac{M_d}{f_{m,d}} = \frac{0,57 \cdot 10^6 \text{ Нмм}}{16,6 \text{ Н/мм}^2} = 34337,4 \text{ мм}^3.$$

Розрахункове значення міцності деревини при згині

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{24}{1,3} = 16,6 \text{ Н/мм}^2,$$

де $f_{\dots,d}$ – розрахункове значення міцності;

$f_{\dots,k}$ – характеристичне значення міцності;

k_{mod} – коефіцієнт перетворення (див. дод. А, табл. 1);

γ_M – частний коефіцієнт властивостей матеріалу (див. дод. А, табл. 3).

Клас тривалості діючого навантаження «короткочасне», оскільки враховується дія снігового навантаження, яка є короткочасною дією на будівлю.

Розрахунковий опір дошок приймається для деревини класу міцності С24. Ширина настилу b_n приймається такою що дорівнює 1000 мм. Необхідна висота дошок настилу:

$$W = \frac{b_H \cdot h_H^2}{6}$$

де

$$h_n = \sqrt{\frac{6W_d}{b_n}} = \sqrt{\frac{6 \times 34337,4 \text{ мм}^3}{1000 \text{ мм}}} = 14,4 \text{ мм.}$$

Згідно з сортаментом $h_n = 19 \text{ мм}$.

Оскільки висота перерізу дошки настилу h_n менше ніж 150 мм , то розрахунковий опір необхідно перерахувати так:

$$k_h = \min \left\{ (150 / 19)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,51; 1,3 \} = 1,3$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,3 \cdot 16,6 = 21,6 \text{ Н/мм}^2.$$

1.1.4 Перевірка жорсткості

$k_{\text{def}} = 0,6$ (дод. В, табл.1)

$\psi_{2,1} = 0,5$ (ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 або EN 1990:2002)

Модуль пружності деревини класу міцності С24

$E_{0,\text{mean}} = 11000 \text{ Н/мм}^2$ (дод. Б, табл.1).

Момент інерції

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1000 \cdot 19^3}{12} = 5,72 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Початкова деформація

$$w_{\text{inst},G} = \frac{2,13 \cdot g_k \cdot l^4}{384 \cdot E_{0,\text{mean}} \cdot I} = \frac{2,13 \cdot 0,31 \cdot 1250^4}{384 \cdot 11000 \cdot 5,72 \cdot 10^6} = 0,07 \text{ мм};$$

$$w_{\text{inst},Q} = \frac{q_k}{g_k} \cdot w_{\text{inst},G} = \frac{1,67}{0,31} \cdot 0,07 = 0,38 \text{ мм};$$

$$w_{\text{inst}} = w_{\text{inst},G} + w_{\text{inst},Q,1} = 0,07 + 0,38 = 0,45 \text{ мм} <$$

$$< \frac{l}{300} = \frac{1250}{300} = 4,17 \text{ мм.}$$

Кінцева деформація

$$w_{fin} = w_{inst} + \left(w_{inst,G} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,i} \right) \cdot k_{def} =$$

$$= 0,45 + (0,07 + 0,5 \cdot 0,38) \cdot 0,6 =$$

$$= 0,61 \text{ мм} < \frac{l}{150} = \frac{1250}{150} = 8,3 \text{ мм} .$$

$$w_{net,fin} = w_{fin} + w_S + w_{\Delta\omega} - w_c = 0,61 \text{ мм} < \frac{l}{250} = \frac{1250}{250} = 5 \text{ мм} .$$

Граничні прогини для миттєвої деформації (w_{inst}) та кінцевої деформації балки на двох опорах (див. дод. В, табл. 2).

Розрахунок за другим сполученням навантажень

Для виконання настилу використовуємо дошки шириною $b_o = 150$ мм. В цьому випадку навантаження від робітника (людини) з інструментом 1 кН передається двом дошкам.

Статичний розрахунок

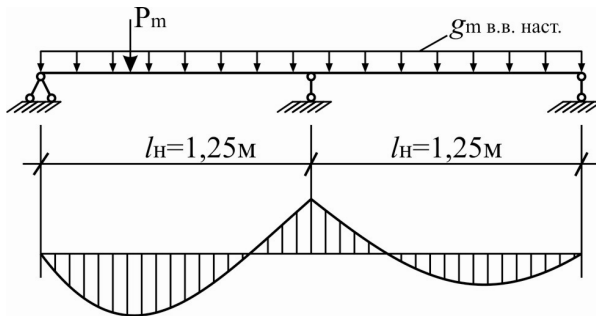


Рисунок 4 – Схема навантаження настилу під час монтажу

Власна вага двох дошок:

$$P = 1 \text{ кН}$$

$$P = 1,2 \text{ кН} \cdot \cos 3^\circ 49' = 1 \cdot 0,998 \approx 1 \text{ кН}.$$

Навантаження від 2-х дошок $\delta = 19$ мм; $b_o = 150$ мм

$$g_{тв.в.наст} = 2 \cdot 0,019 \cdot 0,15 \cdot 4,2 \text{ кН/м}^3 = 0,024 \text{ кН/м}.$$

Згинальний момент (у перерізі під зосередженим навантаженням)

$$M_x = 0,07 \cdot q_{тв.наст} \cdot l_H^2 + 0,207 \cdot P \cdot l_H =$$

$$= 0,07 \cdot 0,024 \text{ кН/м} \cdot 1,25 \text{ м}^2 + 0,207 \cdot 1 \text{ кН} \cdot 1,25 \text{ м} = 0,261 \text{ кНм} .$$

Конструктивний розрахунок

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 1,1 \cdot \frac{24}{1,3} = 20,31 \text{ Н/мм}^2,$$

$k_{\text{mod}} = 1,1$ оскільки навантаження на дошки від монтажника є раптовою дією.

$$\sigma = \frac{M(g+p)}{W_{2\text{дощок}}} = \frac{26,1 \text{ кН} \cdot \text{см}}{18,05 \text{ см}^3} = 1,45 \text{ кН/см}^2 = 14,5 \text{ Н/мм}^2 < 20,31 \text{ Н/мм}^2.$$

$$W = 2 \cdot \frac{15 \cdot 1,9^2}{6} = 18,05 \text{ см}^3.$$

Якщо перевірка не виконується, то можна зменшити крок прогонів або збільшити товщину настилу – що ефективніше визначається техніко-економічним аналізом. Оскільки крок прогонів заданий, то треба збільшити товщину настилу. Відповідно до сортаменту товщина робочого настилу: 19 мм; 22 мм; 25 мм; 32 мм. Як настила можуть використовуватись листи фанери, ДВП, ДСП та ОСП або OSB.

1.2 Розрахунок прогону

1.2.1 Статичний розрахунок прогону

Розрахункова схема прогону – багатопрольотна нерозрізна балка з рівними прольотами по всій довжині.

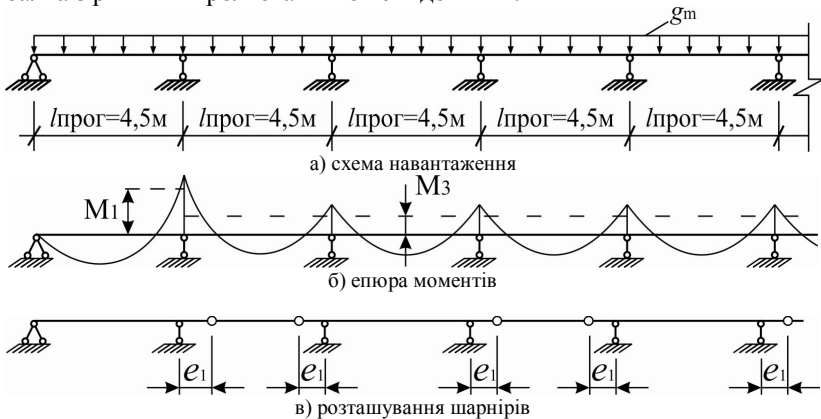


Рисунок 5 – Схема навантаження нерозрізного багатопрольотного прогону та еюра згинальних моментів

Навантаження від покриття (табл. 1):

$$g_k = 0,31 \text{ кН/м}^2.$$

Снігове навантаження:

$$S_k = 1,67 \text{ кН/м}^2.$$

Приймаємо прогон, який складається з двох дошок, поперечний переріз яких складає 50мм × 150 мм. Клас міцності прийнятих дошок С30. Матеріал для проектування прогонів може бути використана клеєна деревина, шпоновий брус або LVL, та балочна клеєна деревина.

Орієнтовне навантаження від власної ваги прогону

- характеристичне:

$$g_k = 2 \cdot 0,05 \text{ м} \cdot 0,15 \text{ м} \cdot 4,6 \text{ кН/м}^3 / 1,25 \text{ м} = 0,07 \text{ кН/м}^3.$$

- постійне навантаження на прогон з урахуванням його власної ваги :

$$g_k = 0,31 + 0,07 = 0,38 \text{ кН/м}^2,$$

$$q_d = (g_d + s_d) \cdot l_{\text{пр}} = (1,35 \cdot 0,38 + 1,5 \cdot 1,67) \cdot 1,25 = 3,76 \text{ кН/м}.$$

Коли відоме значення інтенсивності загального навантаження на прогон (погонне навантаження), можна визначити згинальні моменти:

$$M_{\text{оп}} = \frac{q_d \cdot l_{\text{прог}}^2}{12} = \frac{3,76 \cdot 4^2}{12} = 5,01 \text{ кНм}.$$

$$M_1 = M_2 = \frac{q l^2}{24} \quad l_{\text{прог}} = B = 4 \text{ м}.$$

Як зазначено на рисунку 5 максимальне значення моменту виникає на опорі $M_{\text{оп}}$, а не у прольоті, окрім першого прольоту будівлі.

1.2.2 Конструктивний розрахунок прогону

Перевірка міцності за нормальними напруженнями прийнятого перерізу:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,d};$$

$$\text{звідки} \quad W_d = \frac{M_d}{f_{m,d}} = \frac{5,01 \cdot 10^6 \text{ Нмм}}{20,8 \text{ Н/мм}^2} = 241 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

Розрахункове значення міцності деревини при згині

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{30}{1,3} = 20,8 \text{ Н/мм}^2.$$

Необхідна висота перерізу порогону:

$$h_{номр} = \sqrt{\frac{6W}{2b}} = \sqrt{\frac{6 \times 241 \cdot 10^3}{2 \cdot 50}} = 120,3 \text{ мм.}$$

Приймаємо прогон: 2мм × 50мм × 125 мм.

Міцність прийнятого поперечного перерізу прогону з цільної деревини необхідно перерахувати, оскільки висота перерізу менше ніж 150 мм.

$$k_h = \min \left\{ (150 / 125)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,04; 1,3 \} = 1,04$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,04 \cdot 20,8 = 21,6 \text{ Н/мм}^2$$

Визначене підвищення міцності через масштабний фактор збільшує додатково міцність прийнятого перерізу.

Момент опору та момент інерції прийнятого перерізу прогону:

$$W_x = 2 \cdot \frac{50 \cdot 125^2}{6} \cong 261 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

$$J_x = 2 \cdot \frac{50 \cdot 125^3}{12} = 16,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

Дошки для прогонів потрібно приймати наступних товщин згідно до сортаменту: $\delta = 40; 44; 50; 60$ мм. Конструктивно рекомендується приймати висоту прогону залежно від прольоту за співвідношенням: $h_{пр. \min} \approx B/24$.

| | |
|-------------------|-----------------------------------|
| $B = 4 \text{ м}$ | $h_{прог \min} = 125 \text{ мм};$ |
| $B = 5 \text{ м}$ | $h_{прог \min} = 150 \text{ мм};$ |
| $B = 6 \text{ м}$ | $h_{прог \min} = 175 \text{ мм}.$ |

1.2.3 Перевірка міцності прогону при косому згині

Характеристичні значення погонного навантаження на прогон відносно його місцевих осей (див. рис. 6):

$$g_{y,k} = 0,38 \text{ кН/м}^2 \cdot \sin 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 0,032 \text{ кН/м}$$

$$g_{z,k} = 0,38 \text{ кН/м}^2 \cdot \cos 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 0,47 \text{ кН/м}$$

$$S_{y,k} = 1,67 \cdot \sin 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 0,138 \text{ кН/м}$$

$$S_{z,k} = 1,67 \cdot \cos 3,8^\circ \cdot 1,25 \text{ м} = 2,08 \text{ кН/м}.$$

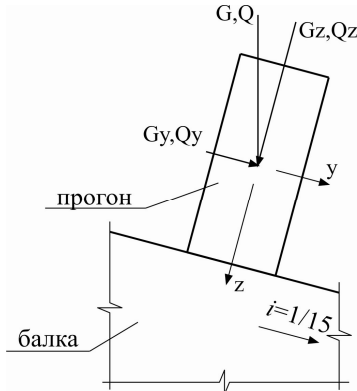


Рисунок 6 – Схема дії складових навантаження на прогон

Розрахункове значення навантаження:

$$q_d = 1,35 \cdot g_k + 1,5 \cdot S_k ;$$

$$q_{y,d} = 1,35 \cdot 0,032 + 1,5 \cdot 0,138 = 0,25 \text{ кН/м} ;$$

$$q_{z,d} = 1,35 \cdot 0,47 + 1,5 \cdot 2,08 = 3,76 \text{ кН/м} .$$

Максимальний згинальний момент

$$M_{1,y,d} = \frac{q_{z,d} \cdot l^2}{12} = \frac{3,76 \cdot 4^2}{12} = 5,01 \text{ кН/м}$$

$$M_{1,z,d} = \frac{q_{y,d} \cdot l^2}{12} = \frac{0,25 \cdot 4^2}{12} = 0,33 \text{ кН/м} .$$

Моменти опору перерізу

$$W_{y,d} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \text{ мм} \cdot 125^2 \text{ мм}}{6} = 0,26 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 ;$$

$$W_{z,d} = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{125 \text{ мм} \cdot 100^2 \text{ мм}}{6} = 0,21 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 .$$

Згинаючі напруження у прогоні

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{1,y,d}}{W_{y,d}} = \frac{5,01 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}}{0,26 \cdot 10^6 \text{ мм}^3} = 19,27 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{1,z,d}}{W_{z,d}} = \frac{0,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}}{0,21 \cdot 10^6 \text{ мм}^3} = 1,57 \text{ Н/мм}^2 .$$

Розрахункове значення міцності з урахуванням параметрів перерізу

$$k_h = \min \left\{ (150 / 125)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,04; 1,3 \} = 1,04 ;$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,04 \cdot 20,8 = 21,6 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$k_h = \min \left\{ (150 / 100)^{0,2}; 1,3 \right\} = \min \{ 1,09; 1,3 \} = 1,09 ;$$

$$f_{m,y,d} = k_h \cdot f_{m,d} = 1,09 \cdot 20,8 = 22,7 \text{ Н/мм}^2 .$$

Перевірка міцності прогону:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \text{и} \quad k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

де $k_m = 0,7$ (для прямокутного поперечного перерізу).

$$\frac{19,27}{21,6} + 0,7 \cdot \frac{1,57}{22,7} = 0,892 + 0,7 \cdot 0,069 = 0,94 \leq 1$$

$$0,7 \cdot \frac{19,27}{21,6} + \frac{1,57}{22,7} = 0,7 \cdot 0,892 + 0,069 = 0,69 \leq 1$$

Умова виконується. Міцність забезпечена.

1.2.4 Перевірка жорсткості прогону

$k_{\text{def}} = 0,6$ (див. дод. В, табл.1)

$\psi_{2,1} = 0,2$ (ДСТУ–Н Б В.1.2-13:2008 або EN 1990:2002)

$E_{0,\text{mean}} = 12000 \text{ Н/мм}^2$ (для деревини класу міцності С30, див.

дод. Б, табл. 1)

Моменти інерції відносно осей:

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 125^3}{12} = 16,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 ;$$

$$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{125 \cdot 100^3}{12} = 10,4 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 .$$

Початкова деформація:

$$w_{\text{inst},G,y} = \frac{1 \cdot g_{y,k} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{1 \cdot 0,143 \cdot 4000^4}{384 \cdot 12000 \cdot 16,3 \cdot 10^6} = 0,49 \text{ мм} ;$$

$$w_{inst,G,z} = \frac{1 \cdot g_{z,k} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{1 \cdot 0,44 \cdot 4000^4}{384 \cdot 12000 \cdot 10,4 \cdot 10^6} = 2,35 \text{ мм} ;$$

$$w_{inst,G} = \sqrt{w_{inst,G,y}^2 + w_{inst,G,z}^2} = \sqrt{0,49^2 + 2,35^2} = 2,4 \text{ мм} ;$$

$$w_{inst,Q,1} = \frac{q_k}{g_k} \cdot w_{inst,G} = \frac{1,67}{0,37} \cdot 2,4 = 10,8 \text{ мм} ;$$

$$w_{inst} = w_{inst,G} + w_{inst,Q,1} = 2,4 + 10,8 = 13,2 \text{ мм} < \frac{l}{300} = \frac{4000}{300} = 13,3 \text{ мм} .$$

Умова виконується.

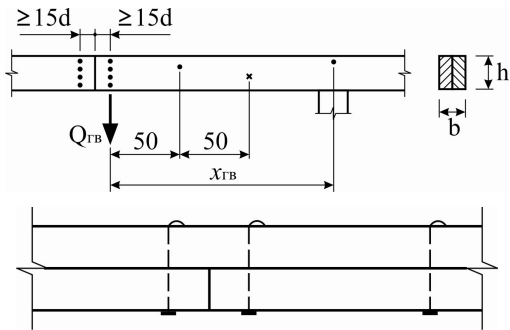
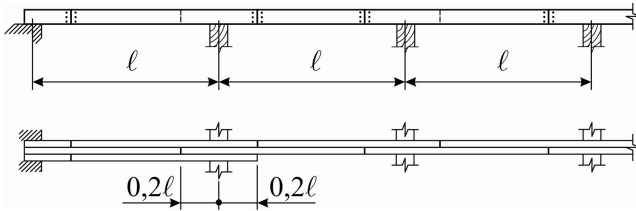
$$\begin{aligned} w_{fin} &= w_{inst} + \left(w_{inst,G} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,1} \right) \cdot k_{def} = \\ &= 13,2 + (2,4 + 0,2 \cdot 10,8) \cdot 0,6 = \\ &= 15,9 \text{ мм} < \frac{l}{150} = \frac{4000}{150} = 26,7 \text{ мм} . \end{aligned}$$

Якщо отриманий при розрахунку прогин перевищує граничне значення, то необхідно прийняти дошки з більшою висотою поперечного перерізу (для даного випадку 150 мм) та повторно виконати перевірку жорсткості (прогину).

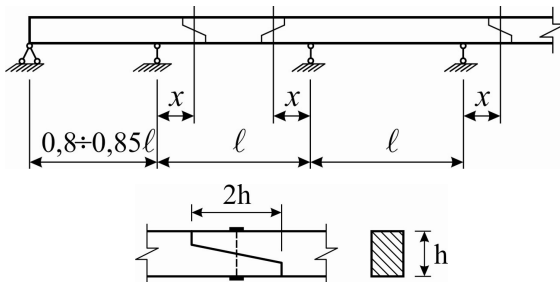
Оскільки в крайніх прольотах виникає згинальний момент більше ніж опорний, то встановлюємо додаткову дошку такого саме перерізу. По довжині дошки скріплюємо цвяхами 120×4 в шаховому порядку через 500 мм, як показано на рисунку 7, а). Стики дошок прогону розміщуємо в розбіг на відстані $X = 0,21 \cdot l_{\text{прог}}$ від осі опори. Прогон також може бути виконаним як брус з цільної деревини такого саме перерізу, як і прогон з дошок, але з'єднуватись косим прирубом із двома болтами (рис. 7, б).

Нерозрізні багатопролітні прогони можуть також виконуватись як з клеєної деревини, так і з шпонового бруса (ЛВЛ). Довжина таких прогонів може сягати 12 - 13 м (обмежена через габарити автотранспорту), що значно зменшить кількість з'єднань у прогонах.

Під час установаження прогонів на балки з похилими верхніми кромками потрібно у місцях кріплення встановлювати бобишки дерев'яні або металеві, як показано на рисунку 8.

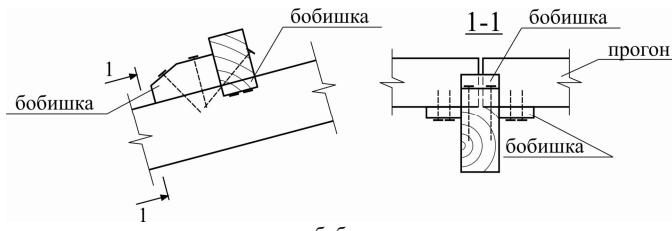


а) стик прогону з дошок на цвяхах

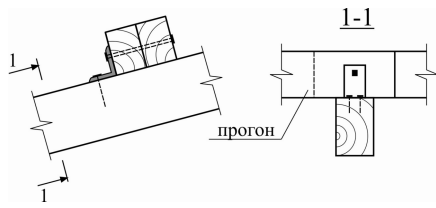


б) стик прогону з брусу на болтах

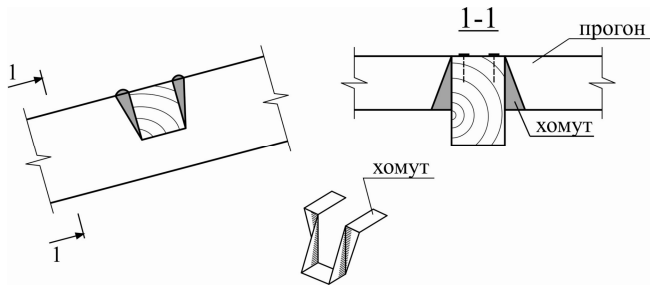
Рисунок 7 – Стик прогону з дошок та з брусу



а - бобишка



б - металевий кутик



в - хомут

Рисунок 8 – Кріплення прогону з бобишкою

2 КЛЕЄНА ДВОСХИЛА БАЛКА З ДОЩОК

Запроектувати і розрахувати двосхилу клеєну балку з дощок опалюваної будівлі у місті Суми (проліт балки 15 м, крок несучих конструкцій $B = 4$ м, ухил верхньої кромки $l = 1/15$). Матеріал балки - комбінована клеєна деревина класу міцності G130с. Клас експлуатації будівлі – 1.

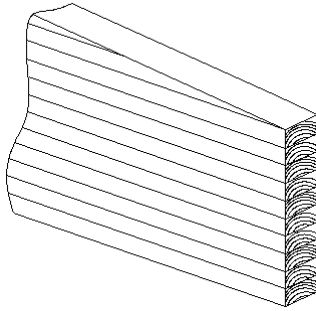


Рисунок 9 – Фрагмент клесної з дошок двосхилої балки

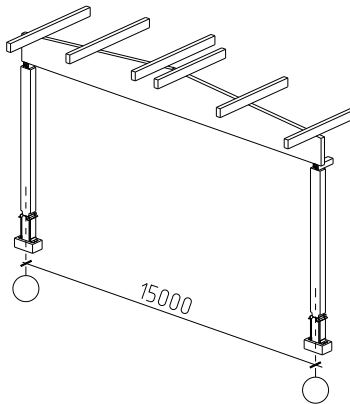


Рисунок 10 – Розташування прогонів по верхній грані балки

Конструкція покриття – будівельного виготовлення – настил по нерозрізних прогонах.

l – розрахунковий проліт балки

$$l = l^* - 2 \cdot 0,25 \text{ м} = l^* - 0,5 \text{ м} .$$

2.1 Статичний розрахунок

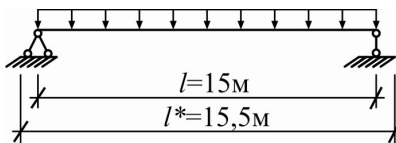


Рисунок 11 – Розрахункова схема

Конструктивний розрахунок

Для балок $l \leq 18$ м $b_{\min} = 11-12$ см

$$\left[l = 21-24 \text{ м}; \quad b_{\min} \geq 13,5 \text{ см} \right]$$

Рекомендовано $b_{\text{дошки}} = 150 \quad 175 \quad 200 \quad 225 \quad 250$

$b_{\text{балки}} = 140 \quad 165 \quad 185 \quad 210 \quad 230$

| | | | | | | |
|-----------------|------|------------|------------|------------|------------|-------|
| $l, \text{ м}$ | 9–10 | 11–13 | 14–16 | 17–18 | 19–21 | 22–24 |
| $b, \text{ мм}$ | 135 | 135 160 | 160 180 | 180 205 | 205 230 | 230 |

Приймаємо $b = 170$ мм.

Висота балки орієнтовно складає

$$0,1 \cdot L = 0,1 \cdot 15000 \text{ мм} = 1500 \text{ мм}.$$

2.2 Підрахунок навантажень

Орієнтовне навантаження від власної ваги балки

Середнє значення щільності клеєної деревини класу міцності G130с згідно з таблицею 4 стандарту EN 14080:2013 дорівнює $\rho_{g,mean} = 430 \text{ кг/м}^3$.

Характеристичне значення власної ваги балки:

$$g_k = 0,17 \text{ м} \cdot 1,5 \text{ м} \cdot 15 \text{ м} \cdot 4,3 \text{ кН/м}^3 = 16,45 \text{ кН}.$$

Площа покриття, з якої балка сприймає навантаження складає $4 \cdot 15 \text{ м} = 60 \text{ м}^2$. Навантаження від власної ваги балки на 1 м^2 дорівнює:

$$g_{k,beam} = g_k / S = 16,45 \text{ кН} / 60 \text{ м} = 0,27 \text{ кН/м}^2.$$

Постійне навантаження на балку з урахуванням її власної ваги:

$$g_k = 0,37 + 0,27 = 0,64 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_d = (g_d + \cdot s_d) \cdot l_{nn} = (1,35 \cdot 0,64 + 1,5 \cdot 1,67) \cdot 4 = 13,5 \text{ кН/м}.$$

Максимальний згинальний момент у середині прольоту у гребні

$$M_{ap,d} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{13,5 \cdot 15^2}{8} = 379,7 \text{ кНм}.$$

Поперечна сила

$$Q_{\max,d} = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{13,5 \cdot 15}{2} = 101,3 \text{ кН}.$$

Розрахункові значення міцності балки з комбінованої клеєної деревини класу міцності G130с.

$$f_{m,g,d,T22} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{30}{1,25} = 21,6 \text{ Н/мм}^2;$$

$$f_{t,90,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{t,90,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{0,5}{1,25} = 0,36 \text{ Н/мм}^2;$$

$$f_{v,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{3,5}{1,25} = 2,52 \text{ Н/мм}^2;$$

$$f_{c,0,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{24,5}{1,25} = 17,64 \text{ Н/мм}^2;$$

$$f_{c,90,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,90,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{2,5}{1,25} = 1,8 \text{ Н/мм}^2.$$

2.3 Визначення геометричних розмірів двохсклої клесної балки

Висоту балки на опорі виходячи з максимального сколювання необхідно визначати наступним чином:

$$h_s \approx \frac{1,5 \cdot Q_d}{b_{ef} \cdot f_{v,g,d}} = \frac{1,5 \cdot Q_d}{b \cdot k_{cr} \cdot f_{v,g,d}} = \frac{1,5 \cdot 101,3 \cdot 10^{-3}}{0,17 \cdot 0,67 \cdot 2,52} = 0,53 \text{ м.}$$

Приймаємо висоту балки на опорі $h_s = 0,55 \text{ м}$.

Висота балки у середині:

$$h_{ap} = h_s + i \cdot \frac{l}{2} = 0,55 \text{ м} + \frac{1}{15} \cdot \frac{15 \text{ м}}{2} = 1,05 \text{ м.}$$

Висота балки у гребні має бути більше, ніж дві висоти балки на опорі.

Приймаємо висоту балки у середині $h_{ap} = 1,1 \text{ м}$, (див. рис. 12).

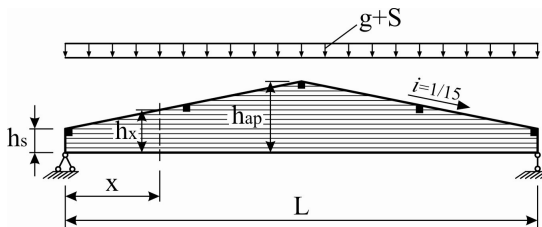


Рисунок 12 – Схема навантаження балки та місця розкріплення верхнього пояса

2.4 Розрахунок міцності балки при згині

Відстань від опори балки до розрахункового (небезпечного) перерізу балки

$$X = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_s}{h_{ap}} = \frac{15 \text{ м}}{2} \cdot \frac{0,55}{1,1} = 3,25 \text{ м}.$$

Висота балки у розрахунковому перерізі:

$$h_x = h_s + x \cdot \tan \delta = 0,55 + 3,25 \cdot 0,07 = 0,778 \text{ м};$$

$$h_x = 0,778 \text{ м} > 0,6 \text{ м} \rightarrow k_h = 1$$

$$M_{x,d} = Q_d \cdot x - \frac{q_d \cdot x^2}{2} = 101,3 \text{ кН} \cdot 0,778 \text{ м} - \frac{13,5 \text{ кН/м} \cdot (0,778 \text{ м})^2}{2} = 74,7 \text{ кНм}$$

$$W_{y,x} = \frac{b \cdot h_x^2}{6} = \frac{0,17 \cdot 0,778^2}{6} = 0,017 \text{ м}^3.$$

Напруження згину у грані паралельній напрямку волокон деревини у балці (згин з розтягом)

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{M_{x,d}}{W_{y,x}} = \frac{74,7 \text{ кНм}}{0,017 \text{ м}^3} = 4,4 \text{ Н/мм}^2 \quad \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,g,d}} = \frac{4,4}{21,6} = 0,2 < 1.$$

Напруження згину у похилій грані до напрямку волокон деревини у балці (згин зі стиском)

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = 4,4 \text{ Н/мм}^2$$

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,g,d}}{0,75 \cdot f_{v,g,d}} \cdot \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,g,d}}{f_{t,90,g,d}} \cdot \tan^2 \alpha \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{21,6}{0,75 \cdot 2,52} \cdot \frac{1}{15} \right)^2 + \left(\frac{21,6}{1,8} \cdot \left(\frac{1}{15} \right)^2 \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,59 + 0,003}} = 0,794.$$

$$\frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{k_h \cdot k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d}} = \frac{4,4}{1 \cdot 0,794 \cdot 21,6} = 0,26 < 1.$$

2.5 Перевірка міцності балки у коньку (гребневій зоні) балки

Момент опору

$$W_{y,ap,d} = \frac{b \cdot h_{ap}^2}{6} = \frac{0,17 \cdot 1,1^2}{6} = 0,034 \text{ м}^3$$

$$k_l = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha = 1 + 1,4 \cdot \frac{1}{15} + 5,4 \cdot \left(\frac{1}{15}\right)^2 = 1,12$$

$$k_p = 0,2 \cdot \tan \alpha = 0,2 \cdot \frac{1}{15} = 0,013$$

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{y,ap,d}} = 1,12 \cdot \frac{379,7 \text{ кНм}}{0,034 \text{ м}^3} = 12,51 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{y,ap,d}} = 0,013 \cdot \frac{379,7 \text{ кНм}}{0,034 \text{ м}^3} = 0,16 \text{ Н/мм}^2.$$

Коефіцієнти, враховуючі перерозподіл напружень та об'ємний фактор,

$$k_{dis} = 1,4$$

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2}$$

де $V_0 = 0,01 \text{ м}^3$ базовий об'єм.

$$\begin{aligned} V &= h_{ap} \cdot (h_{ap} - 0,25 \cdot h_{ap} \cdot \tan \alpha) \cdot b = \\ &= 1,1 \cdot \left(1,1 - 0,25 \cdot 1,1 \cdot \frac{1}{15}\right) \cdot 0,17 = 0,2 \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Граничне значення

$$\begin{aligned} V &\leq 2/3 \cdot (l \cdot h_s + l/3 \cdot (h_{ap} - h_s)) \cdot b = \\ &= 2/3 \cdot (15 \cdot 0,55 + 15/3 \cdot (1,1 - 0,55)) \cdot 0,17 = 1,25 \text{ м}^3. \end{aligned}$$

$$k_{vol} = \left(\frac{0,01}{0,2}\right)^{0,2} = 0,549.$$

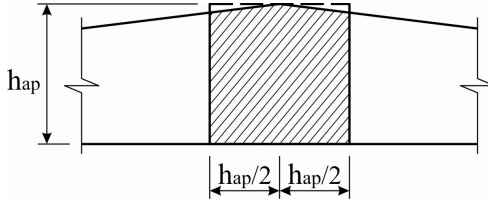


Рисунок 13 – Геометрія напруженого об'єму конька балки

Перевірка міцності конька балки на дію згинальних напружень

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_r \cdot f_{m,g,d}} = \frac{\sigma_{m,d}}{k_r \cdot f_{m,g,d,T15}} = \frac{12,51}{1 \cdot 19,4} = 0,64 < 1$$

$$f_{m,g,d,T15} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{27}{1,25} = 19,4 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка міцності на дію поперечних розтягуючих напружень

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,g,d}} = \frac{0,16}{1,4 \cdot 0,549 \cdot 0,36} = 0,57 < 1.$$

2.6 Перевірка стійкості балки

Балка розкріплена на опорах, у коньку та на відстані $\frac{1}{4}$ прольоту балки від кожної опори. Висота поперечного перерізу балки для перевірки її на стійкість приймається на відстані $0,65 \cdot L/2$.

$$l_{ef} = \frac{L}{2} = \frac{15 \text{ м}}{2} = 7,5 \text{ м}$$

$$E_{0,g,05} = 10800 \text{ Н/мм}^2$$

$$G_{g,05} = 540 \text{ Н/мм}^2$$

$$h_{0,65} = h_s + 0,65(h_{ap} - h_s) = 0,55 + 0,65(1,1 - 0,55) = 0,908 \text{ м}$$

$$I_z = \frac{b^3 \cdot h_{0,65}^3}{12} = \frac{0,17^3 \cdot 0,908^3}{12} = 3,72 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

$$\frac{h_{0,65}}{b} = \frac{0,908}{0,17} = 5,34 \rightarrow \alpha = 0,293$$

$$I_{tor} = \alpha \cdot b^3 \cdot h_{0,65} = 0,293 \cdot 0,17^3 \cdot 0,908 = 1,31 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$W_y = \frac{b \cdot h_{0,65}^2}{6} = \frac{0,17 \cdot 0,908^2}{6} = 2,34 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,g,05} \cdot I_z \cdot G_{g,05} \cdot I_{tor} \cdot 1,4}}{l_{ef} \cdot W_y} =$$

$$= \frac{3,14 \cdot \sqrt{10800 \text{ МН/м}^2 \cdot 3,72 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4 \cdot 540 \text{ МН/м}^2 \cdot 1,31 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4 \cdot 1,4}}{7,5 \text{ м} \cdot 2,34 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3} =$$

$$= 35,7 \text{ МН/м}^2 \cong 35,7 \text{ Н/мм}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,g,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{30}{35,7}} = 0,92$$

$$0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 0,87.$$

Перевірка нижньої грані балки паралельної напрямку волокон (згин з розтягом) у перерізі x :

$$\sigma_{m,0,d} = 4,44, \text{ Gl30c}$$

$$\frac{\sigma_{m,0,d}}{k_{crit} \cdot k_h \cdot f_{m,g,d}} = \frac{4,44}{0,87 \cdot 1 \cdot 21,6} = 0,24 < 1.$$

Перевірка верхньої похилої грані балки (згин зі стиском) у перерізі x :

$$\sigma_{m,0,d} = 4,44, \text{ Gl30c}$$

$$\frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{k_{crit} \cdot k_{m,\alpha,c} \cdot f_{m,g,d}} = \frac{4,44}{0,87 \cdot 0,794 \cdot 21,6} = 0,30 < 1.$$

2.7 Перевірка прогину балки

Складові частини вертикального прогину балки з урахуванням повзучості та будівельного підйому зображені на рисунку 14.

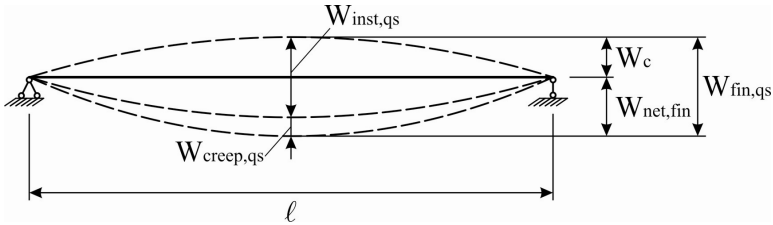


Рисунок 14 – Схема складових частин деформації балки

Пружні характеристики деревини балки класи міцності G130с:

$$E_{0,g,mean} = 13000 \text{ Н/мм}^2 = 13000 \text{ МН/м}^2$$

$$G_{g,05} = 650 \text{ Н/мм}^2 = 650 \text{ МН/м}^2.$$

Оскільки клас експлуатації будівлі – 1 та найкоротша дія на будівлю (снігове навантаження) є «короткочасною дією» за класом тривалості дії навантаження, та коефіцієнт $k_{def} = 0,6$.

Початкова деформація:

$$I_s = \frac{b \cdot h_s^3}{12} = \frac{0,17 \cdot 0,55^3}{12} = 2,36 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$M_{\max} = \frac{q_{g,k} \cdot L^2}{8} = \frac{(0,64 + 1,67) \cdot 15^2}{8} = 36,84 \text{ кНм} = 3,68 \cdot 10^{-2} \text{ МНм}$$

$$k_m = \frac{(h_s / h_{ap})^3}{0,15 + 0,85 \cdot (h_s / h_{ap})} = \frac{(0,55/1,1)^3}{0,15 + 0,85 \cdot (0,55/1,1)} = 0,22$$

$$k_v = \frac{2}{1 + (h_{ap} / h_s)^{2/3}} = \frac{2}{1 + (1,1/0,55)^{2/3}} = 0,77.$$

2.8 Перевірка жорсткості балки

Початкові деформації від власної ваги балки:

$$\begin{aligned}
 w_{inst,G} &= \frac{M_{\max} \cdot l^2}{9,6 \cdot E_{0,g,mean} \cdot I_s} \cdot k_m + \frac{1,2 \cdot M_{\max}}{G_{g,mean} \cdot A_s} \cdot k_v = \\
 &= \frac{3,68 \cdot 10^{-2} \text{ МНк} \cdot 15 \text{ м}^2}{9,6 \cdot 13000 \text{ МН/м}^2 \cdot 2,36 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4} \cdot 0,22 + \\
 &+ \frac{1,2 \cdot 3,68 \cdot 10^{-2} \text{ МНм}}{650 \frac{3,68 \cdot 10^{-2} \text{ МНк} \cdot 15 \text{ м}^2}{9,6 \cdot 13000 \text{ МН/м}^2 \cdot 2,36 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4} \cdot (0,55 \text{ м} \cdot 0,17 \text{ м})} \cdot 0,77 = \\
 &= 0,0062 + 0,0006 = 0,0068 \text{ м} = 6,8 \text{ мм} .
 \end{aligned}$$

Початкові деформації від снігового навантаження:

$$w_{inst,Q} = \frac{q_k}{g_k} \cdot w_{inst,G} = \frac{1,67}{0,64} \cdot 6,8 \text{ мм} = 17,7 \text{ мм} .$$

Початкова деформація без повзучості:

($\psi_2 = 0$ для снігового навантаження, оскільки місце розташування будівлі знаходиться нижче ніж 1000 м над рівнем моря).

$$\begin{aligned}
 w_{inst} &= w_{inst,G} + w_{inst,Q} = 6,8 \text{ мм} + 17,7 \text{ мм} = \\
 &= 24,5 \text{ мм} < \frac{l}{300} = \frac{15000}{300} = 50 \text{ мм} .
 \end{aligned}$$

Кінцеві деформації з урахуванням повзучості:

$$\begin{aligned}
 w_{fin} &= w_{inst} + \left(w_{inst,G} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q} \right) \cdot k_{def} = \\
 &= 24,5 + (6,8 + 0 \cdot 17,7) \cdot 0,6 = 28,6 \text{ мм} < \frac{l}{200} = \frac{15000}{200} = 75 \text{ мм} .
 \end{aligned}$$

Кінцеві деформації від квазіпостійного навантаження без будівельного підйому:

коли відсутній будівельний підйом, $w_c = 0$.

$$\begin{aligned}
 w_{net,fin} &= \left(w_{inst,G} + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q} \right) \cdot (1 + k_{def}) - w_c = \\
 &= (6,8 + 0 \cdot 17,7) \cdot (1 + 0,6) - 0 = 10,88 \text{ мм} < \frac{1}{300} = \frac{15000}{300} = 50 \text{ мм} .
 \end{aligned}$$

2.9 Перевірка міцності балки на опори

2.9.1 Змінання поперек волокон

Деревина балки на опорі стискається поперек волокон на опорі (обв'язувальний брус), див. рис. 15). Поперечний переріз обв'язувального бруса прийнято з цільної деревини розмірами 150мм × 150 мм.

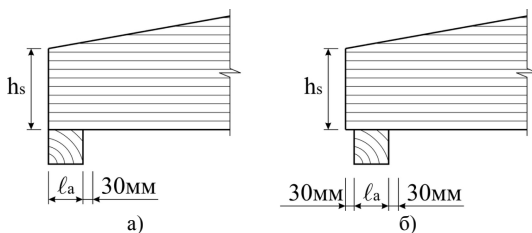


Рисунок 15 – Схеми опирання балки на колону

Ефективна площа стиску балки поперек волокон (рис. 15, а):

$$l_{ef} = l_A = 150 \text{ мм} + 30 \text{ мм} = 180 \text{ мм}$$

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b = 180 \text{ мм} \cdot 170 \text{ мм} = 30600 \text{ мм}^2$$

$$k_{c,90} = 1,75 \quad (l_1 > 2h)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{Q_{\max,d}}{A_{ef}} = \frac{101,3 \text{ кН}}{30600 \text{ мм}^2} = 3,31 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка міцності

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,g,d}} = \frac{3,31 \text{ Н/мм}^2}{1,75 \cdot 1,8 \text{ Н/мм}^2} = 1,05 > 1$$

перевірка не виконується.

Для збільшення ефективної площі приймемо схему опирання (рис. 15, б).

Ефективна площа стиску балки поперек волокон (рис. 15, б):

$$l_{ef} = l_A = 150 \text{ мм} + 2 \cdot 30 \text{ мм} = 210 \text{ мм}$$

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b = 210 \text{ мм} \cdot 170 \text{ мм} = 35700 \text{ мм}^2$$

$$k_{c,90} = 1,75 \quad (l_1 > 2h)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{Q_{\max,d}}{A_{ef}} = \frac{101,3 \text{ кН}}{35700 \text{ мм}^2} = 2,84 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка міцності

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90g,d}} = \frac{2,84 \text{ Н/мм}^2}{1,75 \cdot 1,8 \text{ Н/мм}^2} = 0,9 < 1.$$

Перевірка виконується.

2.9.2 Зсув або сколювання від поперечної сили на опорі

Зменшена поперечна сила:

$$\begin{aligned} V'_d &= \max V_d - q_d \left(h_s + \frac{l_A}{2} \right) = Q_d - q_d \left(h_s + \frac{l_A}{2} \right) = \\ &= 101,3 \text{ кН} - 13,5 \text{ кН/м} \cdot \left(0,55 \text{ м} + \frac{0,15 \text{ м}}{2} \right) = 92,9 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$h'_s = h_s + (l_A + h_s) \cdot \tan \alpha = 0,55 \text{ м} + (0,15 \text{ м} + 0,55 \text{ м}) \cdot \left(\frac{1}{15} \right) = 0,6 \text{ м}.$$

Дотичні напруження:

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{V'_d}{b_{ef} \cdot h'_s} = 1,5 \cdot \frac{V'_d}{k_{cr} \cdot b \cdot h'_s} = 1,5 \cdot \frac{92,9 \text{ кН}}{0,67 \cdot 0,17 \text{ м} \cdot 0,6 \text{ м}} = 2,04 \text{ МН/м}^2.$$

Перевірка міцності:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,g,d}} = \frac{2,04}{2,52} = 0,81 < 1.$$

Обраний клас міцності деревини GL30c є комбінованим та складається з дошок різних класів міцності, де в крайніх зонах поперечного перерізу розташовано більш високий (міцний) сорт деревини, (рис. 16).

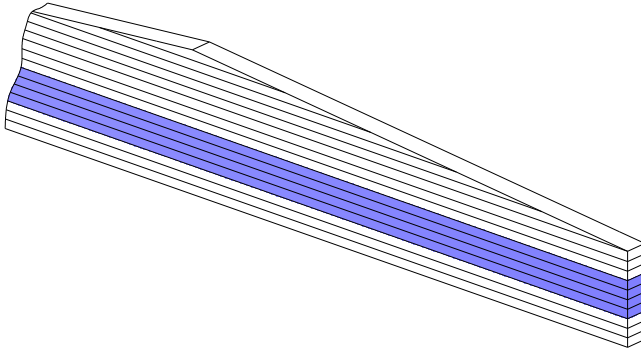


Рисунок 16 – Схема розташування деревини низького сорту у середині двосхилої балки

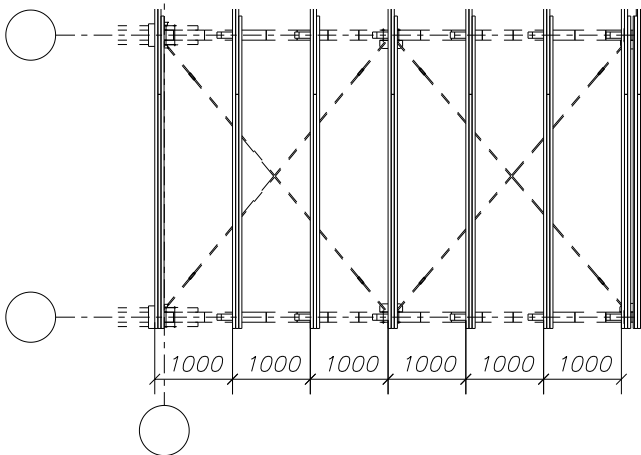


Рисунок 17 – Скатні зв'язки по покриттю

3 РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ З КЛЕСНИМИ КОЛОНАМИ (СТІЙКАМИ)

Запроектувати і розрахувати колони одно пролітної будівлі у м. Харкові (проліт $l = 15$ м крок несучих конструкцій $B = 4$ м; відмітка верха колони $H = 4$ м). Огороджувальні конструкції покриття – робочий настил по нерозрізних прогонах; стіни – тришарові сендвіч панелі з мінераловатним утеплювачем та металевими листами; несучі

– конструкції покриття – двосхилі клеєні балки з дошок. Матеріал стійок – соснові дошки другого сорту. Клас експлуатації будівлі – 1.

3.1 Визначення параметрів поперечного перерізу колони

Висота перерізу колони визначається з наступного співвідношення виходячи з величини граничної гнучкості та висоти колони як зазначено нижче.

Умовні позначення:

H – висота колони;

h – висота поперечного перерізу колони;

b – ширина поперечного перерізу колони;

$$b = 20,5 \text{ см} \quad H = 7 \text{ м} \quad h = 3,3 \cdot n \cdot \left[h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{10} \right) H \right]$$

$$b = 18 \text{ см} \quad H = 6 \text{ м} \quad \lambda_x = \frac{2,2H}{0,289h} \leq 120$$

$$b = 16 \text{ см} \quad H = 5 \text{ м} \quad h_{\min} = \frac{2,2H \text{ (см)}}{0,289 \cdot 120}$$

$$b = 13,5 \text{ см} \quad H = 4 \text{ м} \quad \left(h_{\min} = \frac{1}{16,76} \cong \frac{1}{16} H \right)$$

округляти в більшу сторону.

| | | |
|----------------|-------|---|
| $B, \text{ м}$ | $1/k$ | $h^* = \frac{1}{k} \cdot H$ округляти в більшу сторону. |
| 6 | 1/14 | |
| 5 | 1/15 | |
| 4 | 1/16 | |

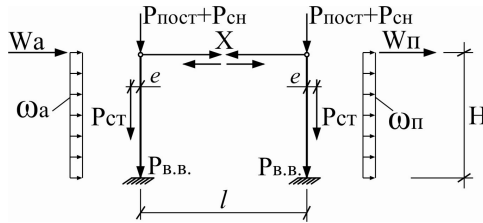
$$h^* = \frac{1}{k} \cdot H \quad h = 3,3 \cdot n \geq h^*$$

Приймаємо $h^* = \frac{1}{16} \cdot H = \frac{1}{16} \cdot 400 \text{ см} = 25 \text{ см}$

$$h = 3,3 \text{ см} \cdot 8 = 26,4 \text{ см.}$$

3.2 Статичний розрахунок

3.2.1 Розрахункова схема



- де $P_{ст}$ – навантаження від стінового огородження;
 $P_{пост}$ – постійне навантаження;
 $P_{сн}$ – снігове навантаження;
 $P_{в.в.}$ – власна вага колони;
 w – вітрове навантаження.

3.2.2 Навантаження на колону

Навантаження від покриття:

$$P_{пост} = (g_{покp} + g_{в.в.бал.})B \cdot \frac{l}{2} = (0,64 \text{ кН/м}^2) \cdot 4 \text{ м} \cdot \frac{15 \text{ м}}{2} = 19,2 \text{ кН};$$

- снігу:

$$P_{сн} = S_k \cdot B \cdot \frac{l}{2} = 1,67 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} \cdot \frac{15 \text{ м}}{2} = 50,1 \text{ кН};$$

- навантаження від стінового огородження з урахуванням стінових ригелів умовно приймається:

$$g_{ст} = 0,8 \text{ кН/м}^2$$

$$P^{ст} = g^{ст} \cdot B \cdot (H + h_{он}) = 0,8 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} \cdot (4 \text{ м} + 0,85 \text{ м}) = 15,5 \text{ кН}$$

$$h_{он} = h_{об.бр} + h_{он.бал.} + h_{прог} = 0,15 \text{ м} \cdot 0,55 \text{ м} + 0,15 \text{ м} = 0,85 \text{ м};$$

- навантаження від власної ваги колони:

$$P_{в.в.} = b \cdot h \cdot H \cdot \rho_{mean, G122h} = 0,135 \text{ м} \cdot 0,264 \text{ м} \cdot 4 \text{ м} \cdot 4,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} = 0,59 \text{ кН};$$

- вітрове навантаження:

$$w_0 = 0,42 \text{ кН/м}^2$$

$$w_Q = 0,56 \text{ кН/м}^2 \cdot B \cdot w_0 = 0,56 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} \cdot 0,42 \text{ кН/м}^2 = 0,94 \text{ кН/м}$$

$$w_n = 0,42 \text{ кН/м}^2 \cdot B \cdot w_0 = 0,42 \text{ кН/м}^2 \cdot 4 \text{ м} \cdot 0,42 \text{ кН/м}^2 = 0,71 \text{ кН/м}$$

$$w_a = w_a \cdot h_1 = 0,94 \text{ кН/м} \cdot 1,52 \text{ м} = 1,43 \text{ кН/м}$$

$$w_n = w_n \cdot h_1 = 0,71 \text{ кН/м} \cdot 1,52 \text{ м} = 1,08 \text{ кН/м}$$

$$h_1 = h_{об.бр.} + h_{ср.бал.} + h_{покр} = 0,15 \text{ м} + 1,1 \text{ м} + 0,27 \text{ м} = 1,52 \text{ м}$$

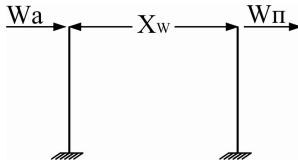
$$h_{покр} = h_{наст} + h_{утепл.} + h_{прог} + h_{м.покр} =$$

$$= 0,019 + 0,1 \text{ м} + 0,15 \text{ м} + 0,001 \text{ м} = 0,27 \text{ м}.$$

Зусилля в колонах рами як системи один раз статично не визначені враховуємо для кожного виду навантаження окремо, приймаючи жорсткість ригеля $EI = \infty$.

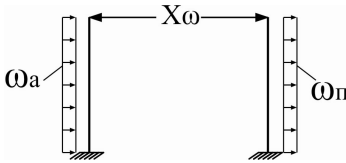
Визначаємо зайві невідомі:

- від зосередженого навантаження (від вітрового навантаження, прикладеного до верха стійки)



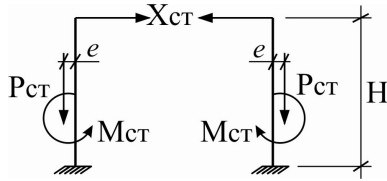
$$X_w = \frac{w_a - w_n}{2} = \frac{1,43 \text{ кН} - 1,08 \text{ кН}}{2} = 0,175 \text{ кН} ;$$

- від розподілу вітрового навантаження (від вітрового навантаження на стіни)



$$X_w = \frac{3}{16} (w_\alpha - w_n) H = \frac{3}{16} (0,94 \text{ кН} - 0,71 \text{ кН}) \cdot 4 \text{ м} = 0,17 \text{ кН} .$$

- від стінового огородження



$$M^{CT} = P^{CT} \cdot b; \quad b \approx 0,2;$$

$$X_{CT} = \frac{9M_{CT}}{8H} = \frac{9 \cdot 15,5 \text{ кНм}}{8 \cdot 4 \text{ м}} = 4,36 \text{ кН}$$

$$M_{CT} = 4,36 \text{ кН} \cdot 0,2 \text{ м} = 8,72 \text{ кНм}.$$

Граничні розрахункові зусилля у нижньому поперечному перерізі колони

$$M_{лів} = \left[(W_{\alpha} - X_w - X_w) \cdot H + \frac{w_{\alpha} H^2}{2} \right] \cdot \psi - M^{CT} + X_{CT} \cdot H =$$

$$= \left[(1,43 \text{ кН} - 0,175 \text{ кН} - 0,17 \text{ кН}) \cdot 4 \text{ м} + \frac{0,94 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 4 \text{ м}^2}{2} \right] \times$$

$$\times 0,9 - 8,72 \text{ кНм} + 4,36 \text{ кН} \cdot 4 \text{ м} = 19,61 \text{ кНм};$$

$$M_{прав} = \left[(W_{\Pi} + X_w + X_w) \cdot H + \frac{w_{\Pi} H^2}{2} \right] \cdot \psi + M^{CT} - X_{CT} \cdot H =$$

$$= \left[(1,08 \text{ кН} + 0,175 \text{ кН} + 0,17 \text{ кН}) \cdot 4 \text{ м} + \frac{0,71 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 4 \text{ м}^2}{2} \right] \times$$

$$\times 0,9 + 8,72 \text{ кНм} - 4,36 \text{ кН} \cdot 4 \text{ м} = 1,52 \text{ кНм}.$$

$\psi = 0,9$ – коефіцієнт сполучень навантажень

$$N_{відповідне} = P_{пост} + P_{ст} + P_{вв} + P_{сн} \cdot \psi =$$

$$= 19,2 + 15,5 + 0,59 + 50,1 \cdot 0,9 = 80,4 \text{ кН}.$$

$$N_{лів} = N_{прав} = 80,4;$$

$$M_{розр} = M_{\max} = 19,61 \text{ кНм};$$

$$Q_{\text{прав}} = W_n + X_W + X_w + w_n \cdot H + X_{cm} =$$

$$= 1,08 + 0,175 + 0,17 + 0,71 \cdot 4 + 4,36 = 8,63 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{лів}} = W_a - X_W - X_w + w_a \cdot H + X_{cm} =$$

$$= 1,43 - 0,175 - 0,17 + 0,94 \cdot 4 + 4,36 = 9,21 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{розр}} = Q_{\text{max}} = 9,21 \text{ кН.}$$

3.3 Перевірочні розрахунки колони

3.3.1 Розрахункові значення міцності балки

Деревина для колони прийнята з однорідної клеєної деревини класу міцності Gl22h. Клас експлуатації – 1.

Клас тривалості діючого навантаження «короткочасне».

$$f_{m,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{22}{1,25} = 15,2 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$f_{v,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{3,5}{1,25} = 2,52 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$f_{c,0,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{22}{1,25} = 15,2 \text{ Н/мм}^2 ;$$

$$f_{c,90,g,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c,90,g,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{2,5}{1,25} = 1,8 \text{ Н/мм}^2 .$$

Модуль пружності:

$$E_{0,05} = 8800 \text{ Н/мм}^2.$$

3.3.2 Геометричні характеристики перерізу колони

Радіус інерції колони:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 264 = 76,3 \text{ мм} .$$

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{135 \cdot 264^2}{6} = 1,57 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 .$$

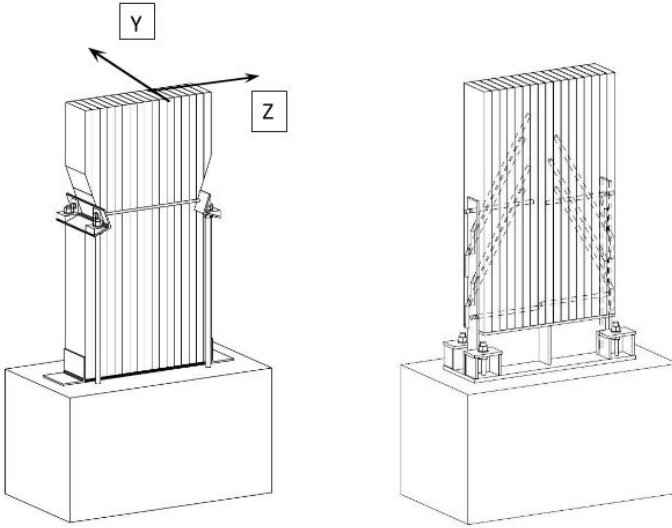


Рисунок 18 – Варіанти жорсткого кріплення колон до фундаменту

Розрахунок гнучкості та інтерполяція значення коефіцієнта продольного згину:

$$l_{ef,y} = l_{ef,z} = \beta \cdot l = 2,2 \cdot 4000 = 8800 \text{ мм}$$

Гнучкість:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{8800}{76,3} = 115,3$$

Приведена гнучкість:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{115,3}{3,14} \cdot \sqrt{\frac{22}{8800}} = 1,84$$

$$k_y = 0,5 \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right] = \\ = 0,5 \left[1 + 0,1 \cdot (1,84 - 0,3) + 1,84^2 \right] = 2,302$$

Коефіцієнт повздовжнього згину:

$$k_{c,y} = \min \left\{ \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}; 1 \right\} = \left\{ \frac{1}{2,302 + \sqrt{2,302^2 - 1,84^2}}; 1 \right\} = 0,272$$

Згинальні та стискальні напруження:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{19,61 \cdot 10^6 \text{ Н}}{1,57 \cdot 10^6 \text{ мм}^3} = 12,5 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{80,41 \cdot 10^3 \text{ Н}}{135 \text{ мм} \cdot 264 \text{ мм}} = 2,26 \text{ Н/мм}^2.$$

Висота поперечного перерізу балки не перевищує 600 мм, тому розрахункове значення міцності при згині потрібно підвищити.

$$(h = 264 \text{ мм}) < 600 \text{ мм}$$

$$k_{h,y} = \min \left[\left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}; 1,1 \right] = \min \left[\left(\frac{600}{264} \right)^{0,1}; 1,1 \right] = 1,09.$$

$$f_{m,y,d} \cdot k_{h,y} = 1,09 \cdot 15,2 = 16,6 \text{ Н/мм}^2.$$

Перевірка міцності:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{2,26}{0,272 \cdot 15,2} + 0,7 \cdot \frac{12,5}{16,6} = 0,547 + 0,527 = 1,074 > 1.$$

умова не виконується.

Необхідно збільшити висоту поперечного перерізу колони та повторно виконати перевірку міцності та стійкості за вище наведеними формулами.

3.4 Алгоритм розрахунку кріплення бази колони до фундаменту на вкесєних стержнях

Методика розрахунку згідно з СП 64.13330.2011

$$M_D = \frac{M}{\xi};$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{бп}}};$$

φ – визначається за формулою 7 і 8 СП 64.13330.2011, залежно від λ ;

M_D , N , Q – розрахункові зусилля.

Розміри перерізу $b \cdot h_k$

$$N_0 = N_{ТИМ} + N_n$$

Де $N_{ТИМ}$ – тимчасове навантаження на колону (сніг);

N_n – постійне навантаження на колону;

N_0 – сумарне навантаження.

1) Визначаємо крайові напруження в розрахунковому перерізі колони:

$$\sigma_p = \frac{M}{w_{\text{оп}} \cdot \xi_p} - \frac{N_n}{F_{\text{оп}}} \leq R_p \quad (\text{табл. 3 СП 64.13330.2011});$$

$$\sigma_{CT} = \frac{M}{w_{\text{оп}} \cdot \xi_c} - \frac{N_0}{F_{\text{оп}}} \leq R_c \quad (\text{табл. 3 СП 64.13330.2011});$$

$$\xi_p = 1 - \frac{N_n}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{оп}}};$$

$$\xi_c = 1 - \frac{N_0}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{оп}}}.$$

Розмір стиснутої зони:

$$k = \frac{\sigma_c \cdot h_k}{\sigma_c + \sigma_p}.$$

Тоді максимальне розтяжне зусилля в анкері:

$$N_p = \frac{M}{(S+c) \cdot \xi_p} - \frac{N_p \cdot c}{S+c}.$$

Виходячи із значення N_p , підбираємо 2 анкерних пластини.

$N_p^{\text{пласт}}$ визначаємо за формулою вище, тільки зі своїми значеннями S і c . Для розрахунків визначаємо із $N_p^{\text{пласт}}$ переріз анкерних пластин.

Приймаємо кут нахилу $\alpha = 30^\circ$.

Тоді зусилля в стержнях:

$$N_{CT} = \frac{N_p}{\cos \alpha}.$$

Далі приймаємо діаметр стержня і глибину вклейки (п. 7.39–7.49 СП 64.13330.2011).

$$k_c = 1,2 - 0,02 \frac{l_p}{d}.$$

Несуча здатність стержня:

$$T = R_{ck} \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot k_c \cdot k_\sigma \cdot m_d \leq F_a \cdot R_a,$$

R_{ck} – розрахунковий опір деревини сколюванню під кутом (формула 3 СП 64.13330.2011, з урахуванням п. 5.2.);

d_1 – діаметр отвору;

$l_p = l - l_0$; $l_0 = 3d$ – при приварюванні стержнів

$*k_\sigma = 1 - 0,01\sigma$ (МПа) – для стержнів працюючих на висмикування в зоні розтягування; σ – максимальне напруження розтягу.

$$*m_d = 1,12 - 10d \text{ (в м)}.$$

п. 7.45

k_{cp} – (п. 7.45 СП 64.13330.2011) коефіцієнт, що враховує нерівномірність включення стержнів у роботу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-161:2010. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. – Чинний від 2011–09–01. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 102 с.
2. Пособие по проектированию деревянных конструкций // ЦНИИСК. – М. : Стройиздат, 1986. – 216 с.
3. Проектирование и расчет деревянных конструкций : справочник / И. М. Гринь, В. В. Фурсов, Д. М. Бабушкин и др. ; под ред. И. М. Гриня. – Киев : Будівельник, 1988. – 240 с.
4. Иванов В. А. Конструкции из дерева и пластмасс / В. А. Иванов, В. З. Клименко. – Киев : Вища школа. Головное изд-во, 1983. – 279 с.
5. Шмидт А. Б. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры : учеб. пособие / А. Б. Шмидт, П. А. Дмитриев. – М. : Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2001. – 292 с.

ДОДАТОК А

Таблиця А.1 – Значення коефіцієнта k_{mod} залежно від температурно-вологісного режиму (клас експлуатації) та тривалості дії

| Матеріал | Клас експлуатації | Тривалість дії навантаження | | | | |
|---|----------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------------------------|----------------------------|---------|
| | | постійне (більше 10 років) | довге (6 міс.-10 років) | середнє (1 тижд. – 6 міс.) | коротке (менше 1 тижня) | раптове |
| Цільна деревина, клесна деревина, шпоновий брус (LVL), фанера | 1 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,1 |
| | 2 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,1 |
| | 3 | 0,5 | 0,55 | 0,65 | 0,7 | 0,9 |
| ОСП або OSB | 1 (OSB/2) | 0,3 | 0,45 | 0,65 | 0,85 | 1,1 |
| | 1 (OSB/3) (OSB/4) | 0,4 | 0,5 | 0,7 | 0,9 | 1,1 |
| | 2 (OSB/3) (OSB/4) | 0,3 | 0,4 | 0,55 | 0,7 | 0,9 |

Таблиця А.2 – Класи експлуатації

| Клас експлуатації | Роз'яснення | | |
|---|---------------------------------|--------------------------|----------------------------|
| | вологість елементів конструкції | температура експлуатації | відносна вологість повітря |
| 1 (закриті приміщення, нема прямої дії кліматичних факторів) | $\leq 12\%$ | +20°C | $\leq 65\%$ |
| 2 (частково закриті приміщення, нема прямої дії кліматичних факторів) | $\leq 20\%$ | +20°C | $\leq 85\%$ |
| 3 (пряма дія атм. опадів) | $> 20\%$ | $> 20^\circ\text{C}$ | $> 85\%$ |

Таблиця А.3 – Значень коефіцієнта γ_M

| | γ_M |
|--|------------|
| Цільна деревина, ДСП, ДВП, МДФ | 1,3 |
| Клесна деревина | 1,25 |
| Шпоновий брус (LVL), фанера, ОСП або OSB | 1,2 |

ДОДАТОК Б

Таблиця Б.1 – Характеристичні значення міцності цільної деревини хвойних порід (Н/мм²) згідно EN 338:2009

| | | Класи міцності | | | | | | | | |
|--|-----------------|----------------|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|
| | | C14 | C16 | C18 | C20 | C22 | C24 | C27 | C30 | C35 |
| (Н/мм ²) | | | | | | | | | | |
| Згин | $f_{m,g,k}$ | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 | 35 |
| Розтяг поперек | $f_{t,90,g,k}$ | 0,4 | | | | | | | | |
| Стиск вздовж | $f_{c,0,g,k}$ | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 25 |
| Стиск поперек | $f_{c,90,g,k}$ | 2,0 | 2,2 | 2,3 | 2,4 | 2,5 | 2,6 | 2,7 | 2,8 | |
| Зсув | $f_{v,g,k}$ | 3,0 | 3,2 | 3,4 | 3,6 | 3,8 | 4,0 | | | |
| (кН/мм ²) | | | | | | | | | | |
| Середнє значення модуля пружності вздовж волокон | $E_{0,mean}$ | 7 | 8 | 9 | 9,5 | 10 | 11 | 11,5 | 12 | 13 |
| Щільність (кг/м ³) | | | | | | | | | | |
| Щільність | $\rho_{g,mean}$ | 350 | 370 | 380 | 390 | 410 | 420 | 450 | 450 | 460 |

Таблиця Б.2 – Характеристичні значення міцності та пружні характеристики кленої деревини (Н/мм²) згідно до EN 14080:2013

| | | Класи міцності | | | | | | | |
|--|-----------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | Gl24h | Gl24c | Gl28h | Gl28c | Gl30h | Gl30c | Gl32h | Gl32c |
| (Н/мм ²) | | | | | | | | | |
| Згин | $f_{m,g,k}$ | 24 | 24 | 28 | 28 | 30 | 30 | 32 | 32 |
| Розтяг поперек | $f_{t,90,g,k}$ | 0,5 | | | | | | | |
| Стиск вздовж | $f_{c,0,g,k}$ | 24 | 21,5 | 28 | 24 | 30 | 24,5 | 30 | 24,5 |
| Стиск поперек | $f_{c,90,g,k}$ | 2,5 | | | | | | | |
| Зсув | $f_{v,g,k}$ | 3,5 | | | | | | | |
| (кН/мм ²) | | | | | | | | | |
| Середнє значення модуля пружності вздовж волокон | $E_{0,mean}$ | 11,5 | 11,0 | 12,6 | 12,5 | 13,6 | 10,8 | 14,2 | 13,5 |
| Середнє значення модуля зсуву | $G_{0,5}$ | 0,54 | | | | | | | |
| Щільність (кг/м ³) | | | | | | | | | |
| Щільність | $\rho_{g,mean}$ | 420 | 400 | 460 | 420 | 480 | 430 | 490 | 440 |

ДОДАТОК В

Таблиця В.1 – Коефіцієнт деформативності k_{def}

| Матеріал | Клас експлуатації | | |
|---|-------------------|------|-----|
| | 1 | 2 | 3 |
| Цільна деревина, клеєна деревина, шпоновий брус (LVL) | 0,6 | 0,8 | 2,0 |
| ОСП або OSB (OSB/2) | 2,25 | - | - |
| (OSB/3, OSB/4) | 1,5 | 2,25 | - |

Таблиця В.2 – Граничні величини прогинів

| | w_{inst} | $w_{net,fin}$ | w_{fin} |
|----------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Балка на двох опорах | $l/300 - l/500$ | $l/250 - l/350$ | $l/150 - l/300$ |
| Консольна балка | $l/150 - l/250$ | $l/125 - l/175$ | $l/75 - l/150$ |

Виробничо-навчальне видання

Методичні рекомендації
до виконання курсового проекту та РГР
із навчальної дисципліни

«ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ»

*(для студентів 4 курсу денної форми навчання,
напрям підготовки 6.060101 – Будівництво,
професійне спрямування «Промислове і цивільне будівництво»)*

та з навчальної дисципліни

«ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

*(для студентів 3 курсу денної форми навчання,
напрям підготовки 6.060101 – Будівництво,
професійне спрямування «Промислове і цивільне будівництво»)*

Укладачі:

ФУРСОВ Вадим Вікторович

БІДАКОВ Андрій Миколайович

ПУСТОВОЙТОВА Оксана Михайлівна

Відповідальний за випуск *В. С. Шмуклер*

Редактор *О. В. Михайленко*

Комп'ютерне верстання *О. М. Пустовойтова*

План 2016, поз.4М

Підп. до друку 03.11.2017. Формат 60 × 84/16

Друк на ризографі Ум. друк. арк. 1,8

Тираж 50 пр. Зам. №

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.