

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

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до виконання курсового проекту
з навчальної дисципліни

«ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

(для студентів денної та заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2018

Методичні рекомендації до виконання курсового проекту з навчальної дисципліни «Дерев'яні конструкції» (для студентів денної та заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія) / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад. : О. М. Пустовойтова, А. М. Бідаков. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2018. – 36 с.

Укладачі: канд. техн. наук О. М. Пустовойтова,
канд. техн. наук А. М. Бідаков

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

1 Рекомендації до виконання курсового проекту (КП).....	4
2 Приклад розрахунку курсового проекту.....	5
2.1 Розрахунок приставної крокви для покрівлі з пазової черепиці.....	5
2.2 Розрахунок приставної крокви з колоди з дворядним розміщенням проміжних опор для покрівлі з черепиці.....	8
2.3 Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення.....	11
2.4 Розрахунок спареного багатопрольотного прогону.....	14
2.5 Розрахунок сегментної металодерев'яної ферми з клеєним верхнім поясом.....	18
Список джерел.....	28
Додаток А.....	29
Додаток Б.....	35
Додаток В.....	36

1 Рекомендації до виконання курсового проекту

Графічну частину курсового проекту необхідно виконувати на аркуші ватмана форматом А-1, (або на 4 аркушах А-3) на якому необхідно подати:

- а) фрагмент плану покриття будівлі масштабом 1:100 ÷ 1:400;
- б) геометричну схему основної несучої конструкції (ферми) масштабом 1:500 – 1:1000;
- в) робоче креслення основної несучої конструкції покриття (ферми) масштабом 1:20 – 1:40. У симетричних конструкціях дозволено показувати не всю конструкцію, а її половину; перерізи окремих елементів наводити на кресленні із зазначенням розмірів;
- г) деталі основної несучої конструкції (вузлів та опорні частини, стики і складові елементи) масштабом 1:5 – 1:10;
- д) специфікацію матеріалів на одну монтажну марку основної несучої конструкції (на метал і деревину окремо) (додаток 3);
- е) примітки, де зазначено, з якого матеріалу виконано основну несучу конструкцію, вологість деревини і марку клею для склеювання дерев'яних елементів; катети зварних швів і марки електродів для металевих елементів; заходи для захисту деревини від гниття та загоряння, а металу – від корозії.

У креслення має бути кутувий штамп установленого зразка. Усі розміри на кресленнях подають у міліметрах.

Виконання КП супроводжують складанням пояснювальної записки обсягом 15–20 с. письмового паперу формату А–4. У записці має бути посилання на використану нормативну й технічну літературу.

Під час оформлення пояснювальної записки в ній необхідно відобразити такі розділи:

- а) вибір огороджуючих конструкцій покриття будівлі;
- б) вибір основних несучих конструкцій покриття будівлі (кроква, ферма) з визначенням коефіцієнта власної ваги й % витрати металу;
- в) розрахунок елементів огороджуючих конструкцій (настилу під покрівлю та прогонів у прогонному вирішенні покриття);
- г) розрахунок основної несучої конструкції (крокв, ферми);
- д) розробка питань захисту деревини від гниття та загоряння, а металу від корозії.

2 Приклад розрахунку курсового проекту

2.1 Розрахунок приставної крокви для покрівлі з пазової черепиці.

Вихідні дані: відстань між опорами (проліт крокв) $l = 3$ м.

Проводимо підрахунок навантажень на 1 пог. м горизонтальної проекції кроквяної ноги (табл. 2.1)

Таблиця 2.1 – Збір навантажень

Найменування і підрахунок навантажень	Характеристичне навантаження, q^n , кН/м	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_t	Розрахункове навантаження q , кН/м ²
Черепиця $\frac{0,5}{0,819} \cdot 1,33$	0,812	1,1	0,893
Лати $\frac{0,05 \cdot 0,06 \cdot 5}{0,3 \cdot 0,819} \cdot 1,33$	0,081	1,1	0,09
Кроквяна нога (орієнтовно перерізом 10×15 см)	0,092	1,1	0,101
Снігове навантаження $1,5 \cdot 0,714 \cdot 1,33$	1,424	1,6	2,278
Всього:	2,409		3,362

У цій таблиці у п. 1, п. 2 та п. 4 – відстань між осями кроквяних ніг – 1,33 м.

Крокву розглядаємо як однопрольотну розрізну балку прольотом $l = 3$ м.

Визначаємо найбільший згинальний момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3,362 \cdot 3^2}{8} = 3,783 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Потрібний момент опору перерізу кроквяної ноги з умови міцності, коли $R_b = 13$ МПа для 2-го сорту деревини:

$$W_{\text{нотр}} = \frac{M}{R_b} = \frac{3,783 \cdot 10^3}{13} = 291 \text{ см}^3.$$

Розглянемо кілька можливих варіантів у підборі перерізу кроквяних ніг.

Якщо крокви виконати з дощок завтовшки 5 см, то необхідна висота перерізу

$$h_{номр} = \sqrt{\frac{6W_{номр}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 291}{5}} = 18,7 \text{ см.}$$

Беремо дошки перерізом 5см × 20 см з $F = 100 \text{ см}^2$;

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{5 \cdot 29^2}{6} = 333 \text{ см}^3; \quad J_x = \frac{b \cdot h^3}{6} = \frac{5 \cdot 29^3}{6} = 3333 \text{ см}^4.$$

Якщо крокви будуть з брусів шириною 10 см, то

$$h_{номр} = \sqrt{\frac{6 \cdot 291}{10,0}} = 13,2 \text{ см.}$$

Беремо бруси перерізом 10см × 15 см $F = 150 \text{ см}^2$,

$$W_x = \frac{10 \cdot 15^2}{6} = 375 \text{ см}^3; \quad J_x = \frac{10 \cdot 15^3}{6} = 2813 \text{ см}^4.$$

Якщо крокви роботи з пластин шириною $D/2$, то моменти опору та інерції такого перерізу можна знайти за формулами:

$$W_x = 0,048 \cdot D^3; \quad J_x = 0,0238 \cdot D^4$$

Знаючи це, знайдемо необхідний діаметр пластини

$$D_{номр} = \sqrt[3]{\frac{W_{номр}}{0,048}} = \sqrt[3]{\frac{291}{0,048}} = 18,2 \text{ см.}$$

Беремо пластину діаметром у тоншому кінці $D_0 = 18 \text{ см}$ (16 см – буде занадто мало).

Довжина кроквяної ноги по схилу

$$l_1 = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{300}{0,819} = 367 \text{ см.}$$

Тоді діаметр пластини в середині прольоту буде

$$D = D_0 + 0,008 \frac{l_1}{2} = 18 + 0,008 \cdot \frac{367}{2} = 19,47 \text{ см,}$$

де 0,008 м – нормоване значення зміни діаметру колод на кожному метрі довжини.

Момент опору і момент інерції знайдемо за наведеними вище рівняннями

$$W_x = 0,048 \cdot 19,47^3 = 354,3 \text{ см}^3;$$

$$J_x = 0,0238 \cdot 19,47^4 = 3420,1 \text{ см}^4.$$

Найменший момент інерції маємо для перерізу з брусів. Відносний прогин для цього випадку буде

$$\frac{f}{l_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,409 \cdot 300^3}{10^5 \cdot 2813 \cdot 0,819} = \frac{1}{272} < \frac{1}{200},$$

тобто відносний прогин крокви відповідає вимогам жорсткості [9].

Якщо взяти крокви з колод, що спиляні на один кант шириною $D/3$, то момент опору та інерції такого перерізу можна знайти за формулами:

$$W_x = 0,096 \cdot D^3; \quad J_x = 0,0476 \cdot D^4 \text{ (дод. В).}$$

Потрібний момент інерції перерізу такої колоди з умов жорсткості; якщо $f = \frac{1}{200} \cdot l_1$,

$$J_{\text{нотр}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3 \cdot 200}{E \cdot \cos \alpha} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,409 \cdot 300^3 \cdot 200}{10^5 \cdot 0,819} = 2068 \text{ см}^4.$$

Звідси знаходимо потрібний діаметр колоди

$$D_{\text{нотр}} = \sqrt[4]{\frac{J_{\text{нотр}}}{0,0476}} = \sqrt[4]{\frac{2068}{0,0476}} = 14,44 \text{ см.}$$

Беремо колоду діаметром у тонкому кінці $D_0 = 13$ см. Тоді в розрахунковому перерізі (по середині прольоту)

$$D = 13 + 0,008 \cdot \frac{367}{2} = 14,47 \text{ см.}$$

Момент опору в цьому ж перерізі

$$W_x = 0,096 \cdot D^3 = 0,096 \cdot 14,47^3 = 291 \text{ см}^3.$$

Напруження в розрахунковому перерізі

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{3,783 \cdot 10^3}{291} = 13 \text{ МПа} < 16 \text{ МПа},$$

де 16 МПа – розрахунковий опір вигину R_b колод, що не мають урізок в розрахунковому перерізі.

2.2 Розрахунок приставної крокви з колоди з дворядним розміщенням проміжних опор для покрівлі з черепиці.

Вихідні дані: навантаження на 1 пог. м горизонтальної проєкції кроквяної ноги: нормативне $q'' = 2,75$ кН/м; розрахункове $q = 3,45$ кН/м; кут

нахилу крокв до горизонту $\alpha = \frac{40^0}{\cos \alpha} = 0,766$; $\sin \alpha = 1,75$ м.

Загальна довжина кроквяної ноги становить:

$$l' = \frac{l_1 + l_2}{\cos \alpha} = \frac{3 + 1,75}{0,766} = 6,2 \text{ м.}$$

Це дає змогу виконати кроквяну ногу з колоди довжиною 6,5 м без стику, а для розрахункової схеми вона буде двопрольотною нерозрізною балкою навантаженою рівномірно розподіленим навантаженням.

Небезпечним перерізом кроквяної ноги є переріз на середній опорі. Згинальний момент у цьому перерізі буде

$$M = \frac{q \cdot (l_1^3 + l_2^3)}{8 \cdot (l_1 + l_2)} = \frac{3,45 \cdot (3^3 + 1,75^3)}{8 \cdot (3 + 1,75)} = 2,94 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Вертикальний тиск у точці C дорівнює правій опорній реакції двопрольотної балки, і з урахуванням дії згинального моменту:

$$C = \frac{q \cdot l_2}{2} - \frac{M}{l_2} = \frac{3,45 \cdot 1,75}{2} - \frac{2,94}{1,75} = 1,34 \text{ кН.}$$

Під час симетричного завантаження обох схилів вертикальний тиск у точці C подвоюється: $P = 2 \cdot C = 2,68$ кН. Розкладаючи цей тиск на напрямлення кроквяної ноги, знайдемо стискальне зусилля у верхній частині кроквяної ноги:

$$N = \frac{P}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{2,68}{2 \cdot 0,643} = 2,09 \text{ кН.}$$

Кроквяну ногу беремо з колоди діаметром 13 см у тонкому кінці. Щоб отримати більший розрахунковий діаметр колоди в небезпечному перерізі, розміщуємо колоду тонким кінцем в сторону мауерлата, а прикоренем – до гребеня. Тоді розрахунковий діаметр колоди на середній опорі

$$D = D_0 + 0,008 \frac{l_1}{\cos \alpha} = 13 + 0,008 \cdot \frac{475}{0,766} \approx 16 \text{ см.}$$

Поперечний переріз кроквяної ноги на середній опорі має вигляд, (розріз 1-1). З верхньої сторони колоду стесано на глибину 0,5 см для укладання лат, з нижньої сторони колода ослаблена врубкою в прогін на глибину $h_{gp} = 3$ см, із боків – зроблені стежки на 1,5 см для щільного прилягання пластин ригеля. Щоби спростити розрахунок, отриманий переріз вважаємо прямокутним. Тоді:

$$F_{нт} = 13 \cdot 12,5 = 162 \text{ см}^2,$$

$$W_{нт} = \frac{13 \cdot 12,5^2}{6} = 339 \text{ см}^3.$$

Перевіряємо міцність перерізу кроквяної ноги на середній опорі на стиск з вигином:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{W_{нт}} = \frac{2,09 \cdot 10^2}{162} + \frac{2,94 \cdot 10^3}{339} = 9,96 \text{ МПа} < R_b = 13 \text{ МПа.}$$

Перевіримо також жорсткість посередині нижньої частини крокви. Для цього знайдемо:

розрахунковий діаметр колоди

$$D = 13 + 0,008 \cdot \frac{300}{2 \cdot 0,766} \approx 14,5 \text{ см;}$$

моменти інерції та опору перерізу для колод стесаних зверху на ширину $D/3$ ($h_{cm} \approx 0,5$ см) (дод. В):

$$J = 0,0476 \cdot 14,5^4 = 2104 \text{ см}^4.$$

$$W = 0,096 \cdot 14,5^3 = 293 \text{ см}^3;$$

відносний прогин

$$\begin{aligned} \frac{f}{l_1} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q'' \cdot l_1^3}{E \cdot J \cdot \cos \alpha} - \frac{M \cdot l_1}{16 \cdot E \cdot J \cdot \cos \alpha} = \frac{5 \cdot q'' \cdot l_1^3 - 24 \cdot M \cdot l_1}{384 \cdot E \cdot J \cdot \cos \alpha} = \\ &= \frac{5 \cdot 2,75 \cdot 300^3 - 24 \cdot 2,94 \cdot 10^4 \cdot 300}{384 \cdot 10^5 \cdot 2104 \cdot 0,766} = \frac{1}{388} < \frac{1}{200}, \end{aligned}$$

тобто відносний прогин крокви відповідає вимогам жорсткості [9].

Перевіримо напруження в цьому ж перерізі крокви, тобто посередині нижньої частини, розглядаючи для спрощення розрахунку цю частину кроквяної ноги як балку на двох опорах. Тепер згинальний момент буде

$$M = \frac{q \cdot l_1^2}{8} = \frac{3,45 \cdot 3^2}{8} = 3,881 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

А напруження вигину:

$$\sigma = \frac{M_1}{W} = \frac{3,881 \cdot 10^3}{293} = 13,25 \text{ МПа} < 16 \text{ МПа,}$$

де $R_b = 16 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір вигину для колод без урізок в розрахунковому перерізі.

Знайдемо зусилля розтягу в ригелі, що дорівнює горизонтальній проекції зусилля N :

$$H = N \cdot \cos \alpha = \frac{P}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{2,68}{2 \cdot 0,839} = 1,6 \text{ кН.}$$

Ригель беремо з двох пластин діаметром 14 см.

Розрахунок кріплення ригеля до кроквяної ноги, зважаючи на незначне зусилля H , не виконуємо. Конструктивно ставимо по три цвяхи $5 \text{ см} \times 150 \text{ мм}$ з кожної сторони стику із зустрічним їх забиванням.

Перевіримо достатність глибини врубки в місці опирання кроквяної ноги на прогин. Якщо глибина врубки $h_{вр} = 3 \text{ см}$, то в розрахунковому діаметрі колоди $D = 16 \text{ см}$ площа зім'яття врубки дорівнює:

$$F_{зім.} = \frac{F_{сегм.}}{\sin \alpha} = \frac{26,1}{0,643} = 40,6 \text{ см}^2,$$

де площа сегмента знайдена за спеціальними таблицями для колод з наведеними вище параметрами.

Зусилля зім'яття у врубці дорівнює сумі тисків на середню та крайню (в гребені) опори двоопорної балки:

$$\begin{aligned} V &= \left[\frac{q \cdot (l_1 + l_2)}{2} + \frac{M}{l_1} + \frac{M}{l_2} \right] + \left(\frac{q \cdot l_1}{2} - \frac{M}{l_2} \right) = \frac{q \cdot (l_1 + 2 \cdot l_2)}{2} + \frac{M}{l_1} = \\ &= \frac{3,45 \cdot (3 + 2 \cdot 1,75)}{2} + \frac{2,94}{3} = 12,18 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Це зусилля діє під кутом 90^0 до напрямку волокон деревини.

Напруження зім'яття у врубці:

$$\sigma_{зім.90} = \frac{12,18 \cdot 10}{40,6} = 3 \text{ МПа} = R_{зім.90},$$

тобто напруження зім'яття не перевищує розрахунковому опору зім'яттю впоперек волокон.

2.3 Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення

Приймаємо для розрахунку: деревину - сосну 3-го сорту, крок прогонів 1.25 м; переріз дощок робочого розрідженого настилу $b \times h = 15\text{см} \times 2,2\text{ см}$, покладені із зазором $S_0 = 10\text{ см}$, а верхній суцільний захисний настил товщиною $\delta = 1,6\text{ см}$.

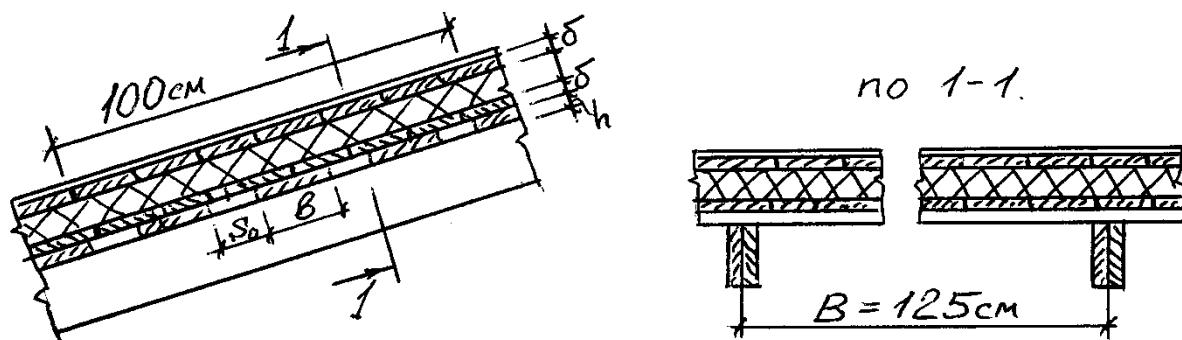


Рисунок 2.1 – До розрахунку настилу

Розрахунок настилу виконуємо для смуги шириною 100 см. Кут нахилу до уваги не беремо.

Здійснюємо підрахунок навантажень на 1 пог. м розрахункової смуги настилу (рис. 2.1).

Таблиця 2.2 – Збір навантажень

Найменування навантажень	$q^H, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	γ_f	$q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1 Тришарова рулонна покрівля	0,10	1,2	0,12
2 Вирівнюючий настил $0,016 \times 5,0$	0,08	1,1	0,088
3 Утеплювач $\delta = 0,07$ м; $\gamma = 0,5$ кН/м ³	0,035	1,2	0,042
4 Захисний настил $0,016 \times 5,0$	0,08	1,1	0,088
5 Робочий настил $0,15 \cdot 0,022 \frac{100}{15+10} \cdot 5,0$	0,066	1,1	0,073
Разом $q_{c.в}^H = 0,361$		$q_{c.в} = 0,411$	
6 Снігове навантаження	1,00	1,6	1,60
$q^H = 1,361$		$q = 2,011$	

Розрахункову схему настилу беремо у вигляді двопрольотної балки з прольотами $l = 1,25$ м. Визначаємо максимальний згинальний момент під час першого сполучення навантажень - власна вага і сніг (рис. 2.2)

$$M_{\max}^1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,011 \cdot 1,25^2}{8} = 0,393 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

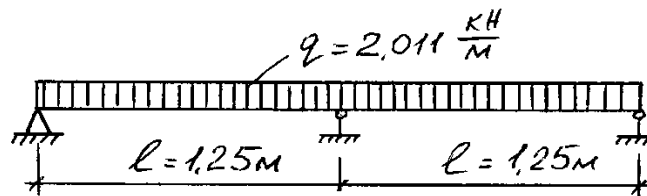


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема настилу під час першого сполученні навантажень

Визначаємо максимальний згинальний момент під час другого сполучення навантажень – власна вага покриття і зосереджений вантаж $P = 1,2$ кН (рис. 2.3):

$$\begin{aligned} M_{\max}^2 &= 0,07q_{c.в}l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l = \\ &= 0,07 \cdot 0,411 \cdot 1,25^2 + 0,207 \frac{1,2}{0,5} \cdot 1,25 = 0,666 \text{ кН}\cdot\text{м.} \end{aligned}$$

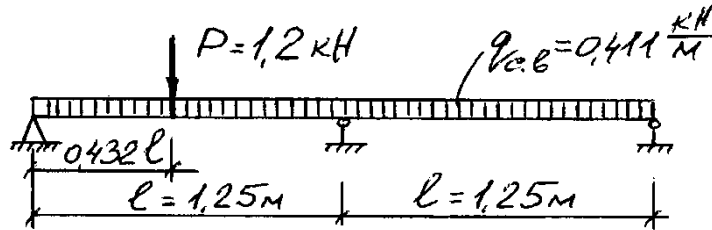


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема настилу при другому сполученні навантажень

Більш не вигідним для перевірки міцності настилу виявляється другий випадок навантаження.

Знаходимо момент опору настилу

$$W_{HT} = \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{100}{b + S_0} = \frac{15 \cdot 2,2^2}{6} \cdot \frac{100}{15 + 10} = 48,4 \text{ см}^3.$$

Тут $\frac{100}{15 + 10}$ – число дощок, які укладаються на ширині настилу 100 см.

Виконуємо перевірку міцності настилу за другим сполученням навантажень:

$$\sigma = \frac{M_{\max}^2}{W_{HT}} = \frac{0,666 \cdot 10^3}{48,4} = 13,76 \text{ МПа} < R_u \cdot 1,2 = 13,0 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа}.$$

Тут 1,2 – коефіцієнт умов роботи, що враховує короткочасність дії зосередженого навантаження.

Умову міцності задоволено.

Перевіряємо жорсткість настилу за першим сполученням навантажень.

Для цього попередньо знаходимо момент інерції настилу:

$$J = W \cdot \frac{h}{2} = 48,4 \cdot \frac{2,2}{2} = 53,24 \text{ см}^4.$$

Визначаємо відносний прогин настилу

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{1,361 \cdot 10^{-2} \cdot 125^3}{10^3 \cdot 53,24} = \frac{1}{361} < \frac{1}{150},$$

тобто вимогу за жорсткістю настилу задоволено.

2.4 Розрахунок спареного багатопрольотного прогону

Дано: Крок основних несучих конструкцій - 4,0 м. Інші дані ті ж, що й у розрахунку настилу.

Розв'язання: Беремо орієнтовно прогони з двох дощок з деревини сосни 2-го сорту перерізом 4,4 см × 17,5 см. Нормативне навантаження від ваги прогону на 1 м² покриття буде таким

$$g_{c.v.}^H = \frac{2 \cdot 0,044 \cdot 0,175 \cdot 5,0}{1,25} = 0,0616 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$\text{Розрахункове навантаження: } g_{c.v.} = 0,0616 \cdot 1,1 = 0,068 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Додавши ці навантаження до раніше отриманих навантажень на дощатий настил, отримуємо

$$g^H = 1,361 + 0,0616 = 1,4226 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$g = 2,011 + 0,068 = 2,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знаходимо навантаження на 1 пог. м прогону при відстані між ними 1,25 м:

$$q^H = 1,4226 \cdot 1,25 = 1,78 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q = 2,079 \cdot 1,25 = 2,60 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Рішення прогону приймаємо аналогічне до рівнопрогинного, тобто $x = 0,2113l$ (рис. 2.4). Беремо також $l_{кр} = l$, тобто маємо умову неможливості зменшення розмірів крайніх прольотів.

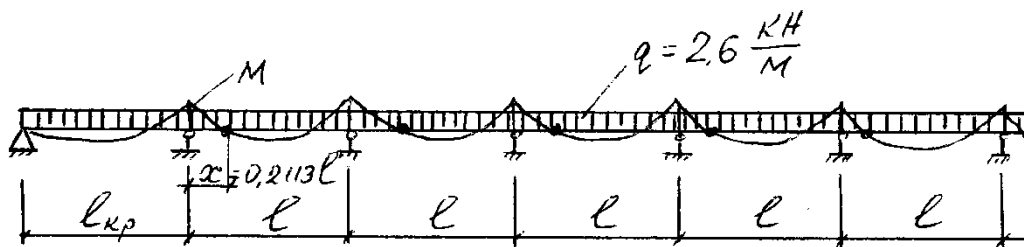


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема прогону

Визначаємо максимальний згинальний момент на першій проміжній опорі за перерахованих вище умов

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{2,60 \cdot 4^2}{10} = 4,16 \text{ кН.м.}$$

Знаходимо необхідний момент опору прогону

$$W_{TP} = \frac{M_{\max}}{R_u} = \frac{4,16 \cdot 10^3}{13,0} = 320 \text{ см}^3.$$

Цьому моменту опору відповідає переріз $2\text{см} \times (4,4\text{см} \times 15)\text{см}$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 15^2}{6} = 330 \text{ см}^3 > 320 \text{ см}^3.$$

Виконуємо перевірку міцності прогону

$$\sigma = \frac{4,16 \cdot 10^3}{330} = 12,6 \text{ МПа} < R_u = 13,0 \text{ МПа},$$

тобто вимогу за міцністю прогону задоволено.

Перевіряємо прогін на жорсткість, для чого спочатку визначаємо момент інерції перерізу прогону

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 15^3}{12} = 2475 \text{ см}^4.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{1,78 \cdot 10^{-2} \cdot 400^3}{10^3 \cdot 2475} = \frac{1}{333} < \frac{1}{200},$$

тобто прийнятий переріз прогону задовольняє також умови жорсткості.

Розрахунок стику прогонів

Припускаємо що цвяхи, які скріплюють стик прогонів $\varnothing 3 \text{ мм}$, $l_{2\sigma} = 80 \text{ мм}$.

Знаходимо відстань від осі опори до центру стику:

$$x = 0,2113l = 0,2113 \cdot 4,0 = 0,84 \text{ м.}$$

Знаходимо відстань від осі опори до центру розміщення цвяхів під час дворядного їхнього розміщення (рис. 25)

$$x_{2\sigma} = 84 - (6 + 3) = 75 \text{ см},$$

де 6 см – відстань від стику до першого ряду цвяхів;

3 см – половина відстані між рядами цвяхів.

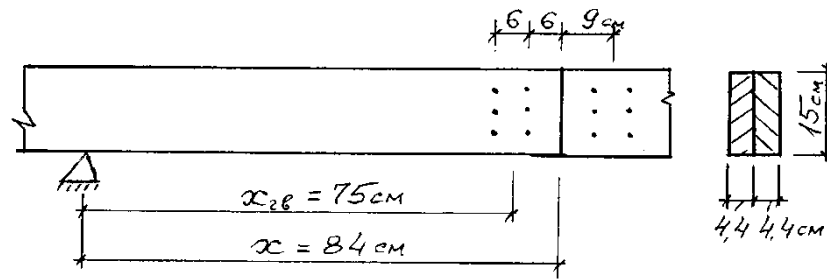


Рисунок 2.5 – До розрахунку стику прогонів

Визначаємо розрахункову довжину защемлення цвяха в другій непробивній наскрізь дощці прогону:

$$a_{28} = l_{28} - c - 0,2 \cdot n_{ш} - 1,5d_{28} = 8 - 4,4 - 0,2 \cdot 1 - 1,5 \cdot 0,3 = 2,65 \text{ см},$$

де $c = 4,4 \text{ см}$ – товщина дошки, що пробивається наскрізь;

$n_{ш} = 1$ – кількість швів, які перетинає цвях;

$0,2 \text{ см}$ – розрахункова деформація зсуву;

$1,5d_{28}$ – довжина загостреної частини цвяха;

$a_{28} = 2,65 \text{ см} > 4d_{28} = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ см}$, тобто вимога задоволена.

Знаходимо мінімальну несучу здатність однозрізного цвяха (табл. А.9

$$T_{28}^c = 0,50cd = 0,50 \cdot 4,4 \cdot 0,3 = 0,66 \text{ кН};$$

$$T_{28}^u = 2,50d^2 + 0,01a^2 = 2,50 \cdot 0,3^2 + 0,01 \cdot 2,65^2 = 0,2953 \text{ кН},$$

що менше $4,0d^2 = 4,0 \cdot 0,3^2 = 0,36 \text{ кН}$.

З отриманих значень беремо менше значення несучої здатності.

Знаходимо необхідну кількість цвяхів із кожної сторони стику.

$$n_{28} = \frac{M_{on}}{2x_{28} \cdot T_{28}} = \frac{4,16 \cdot 10^2}{2 \cdot 75 \cdot 0,2953} = 9,4 \text{ цвяхів.}$$

Припустимо, беремо 10 цвяхів. Розставляємо їх у два ряди по 5 цвяхів у ряду. В іншій частині прогону для забезпечення спільності роботи складових його двох дощок ставимо без розрахунку по два цвяхи $\varnothing 3 \text{ мм}$, $l_{28} = 80 \text{ мм}$ через 50 см .

Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості цвяхів - 10 штук з кожної сторони стику згідно з БНіП II 25-80 (рис. 6).

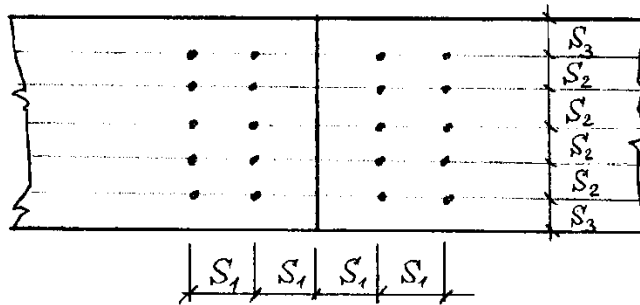


Рисунок 2.6 – Розміщення цвяхів на стику прогонів

S_1 має бути більше або дорівнювати $15d_{26} = 15 \cdot 0,3 = 4,5$ см якщо товщина елемента $c \geq 10d_{26} = 10 \cdot 0,3 = 3$ см, що пробивається наскрізь. У нашому випадку S_1 – відстань між осями цвяхів уздовж волокон і до краю дошки дорівнює 6 см, що більше, ніж мінімально припустима 4,5 см, а товщина однієї дошки $c = 4,4$ см, що також більше, ніж мінімальне рекомендоване значення 3 см.

Відстань між осями цвяхів уперек волокон між самими цвяхами $S_2 \geq 4d_{26}$ і відстань від крайнього ряду цвяхів до поздовжнього ребра дошки $S_3 \geq 4d_{26}$. У нашому випадку всі 5 цвяхів кожного ряду забиваємо по вертикалі через рівні проміжки.

Приймаємо що, $S_2 = S_3 = 2,5$ см, що більше, ніж $4d_{26} = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ см, або $15 \text{ см} = 4S_2 + 2S_3 = 6 \cdot 2,5$ см.

2.5 Розрахунок сегментної металодерев'яної ферми

з клесним верхнім поясом

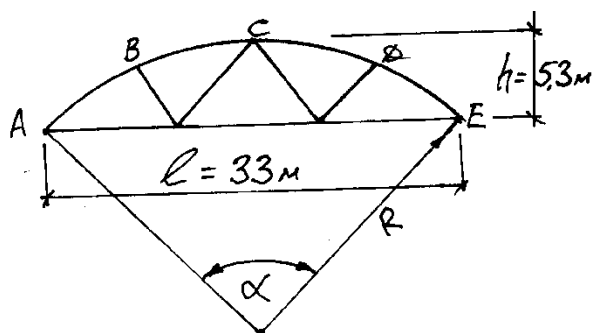


Рисунок 2.7 – Схема сегментної ферми

Визначаємо геометричні параметри ферми:

$$R = \frac{l^2}{8h} + \frac{h}{2} = \frac{33^2}{8 \cdot 5,3} + \frac{5,3}{2} = 28,34 \text{ м.}$$

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{l}{2R} = \frac{33}{2 \cdot 28,34} = 0,5822.$$

$$\frac{\alpha}{2} = 35^{\circ}36'. \quad \alpha = 71^{\circ}12'.$$

Довжина дуги верхнього поясу

$$S = \pi R \cdot \frac{\alpha}{180^{\circ}} = \frac{3,14 \cdot 28,34 \cdot 71^{\circ}12'}{180^{\circ}} = 35,22 \text{ м.}$$

Верхній пояс розбиваємо на 4 рівні панелі. Довжина дуги однієї панелі верхнього поясу

$$S_n = \frac{S}{4} = \frac{35,22}{4} = 8,805 \text{ м.}$$

Довжина хорди кожної панелі (рис. 2.8)

$$d = 2R \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2 \cdot 4}\right) = 2 \cdot 28,34 \cdot 0,1547 = 8,77 \text{ м.}$$

Довжини панелей нижнього поясу

$$AF = FK = KE = 11 \text{ м.}$$

Довжини розкосів

$$BF = KD = \sqrt{4,0^2 + 3,2^2} = 5,122 \text{ м,}$$

$$CF = CK = \sqrt{5,5^2 + 5,3^2} = 7,638 \text{ м.}$$

Статичний розрахунок ферми

Визначаємо навантаження з урахуванням криволінійної поверхні покриття.

а) від власної ваги покриття

$$q^H = \frac{(1,27 - 0,75)}{1,5} \cdot \frac{S}{l} = \frac{0,52}{1,5} \cdot \frac{35,22}{33} = 0,37 \text{ кН/м}^2,$$

де 1,27 кН/м – інтенсивність нормативного погонного навантаження, знайденого під час розрахунку панелі;

1,5 м – ширина панелі;

0,75 кН/м – вага снігового нормативного навантаження на панель.

$$q = \frac{(1,80 - 1,20)}{1,5} \cdot \frac{35,22}{33} = 0,427 \text{ кН/м}^2,$$

де 1,8 і 1,2 – відповідно інтенсивність розрахункового погонного навантаження на панель сумарна і від снігу;

б) від снігового навантаження з урахуванням циліндричної поверхні:

$$P_c^H = P_0 \cdot C = 0,50 \cdot 0,7783 = 0,3892 \text{ кН/м}^2$$

$$C = \frac{l}{8h} = \frac{33}{8 \cdot 5,3} = 0,7783.$$

$$P_c = 0,3892 \cdot 1,6 = 0,623 \text{ кН/м}^2,$$

де 1,6 – коефіцієнт безпеки за навантаженням для снігового навантаження.

Знаходимо власну вагу ферми нормативну $q_{e.в}^H$ і розрахункову $q_{e.в}$

$$q_{e.в}^H = \frac{q^H + P_c^H}{\frac{k_{c.в}}{k_{c.в}} \cdot l - 1} = \frac{0,37 + 0,3892}{\frac{1000}{3 \cdot 33} - 1} = 0,0834 \text{ кН/м}^2.$$

$$q_{e.в} = 0,0834 \cdot 1,1 = 0,092 \text{ кН/м}^2.$$

Визначаємо навантаження на 1 пог. м ферми:

а) від постійного навантаження: $q = (0,427 + 0,092) \cdot 5,3 = 2,751 \text{ кН/м}$;

б) від тимчасового навантаження: $P = 0,623 \cdot 5,3 = 3,302 \text{ кН/м}$,

де 5,3 – крок ферм.

Знаходимо опорні реакції під час повногоу завантаження ферми:

$$A_n = A_{II} = \frac{(2,751 + 3,302) \cdot 33}{2} = 99,88 \text{ кН.}$$

Діаграму Максвелла–Кремони будуюмо від одиничного навантаження (рис. 2.8), для чого спочатку знаходимо опорні реакції R_A і R_B :

$$\sum M_B = 0. \quad R_A \cdot 33 - 0,5 \cdot 33 - 1 \cdot 25,2 - 0,5 \cdot 16,5 = 0.$$

$$R_A = \frac{16,5 + 25,5 + 8,25}{33} = 1,51.$$

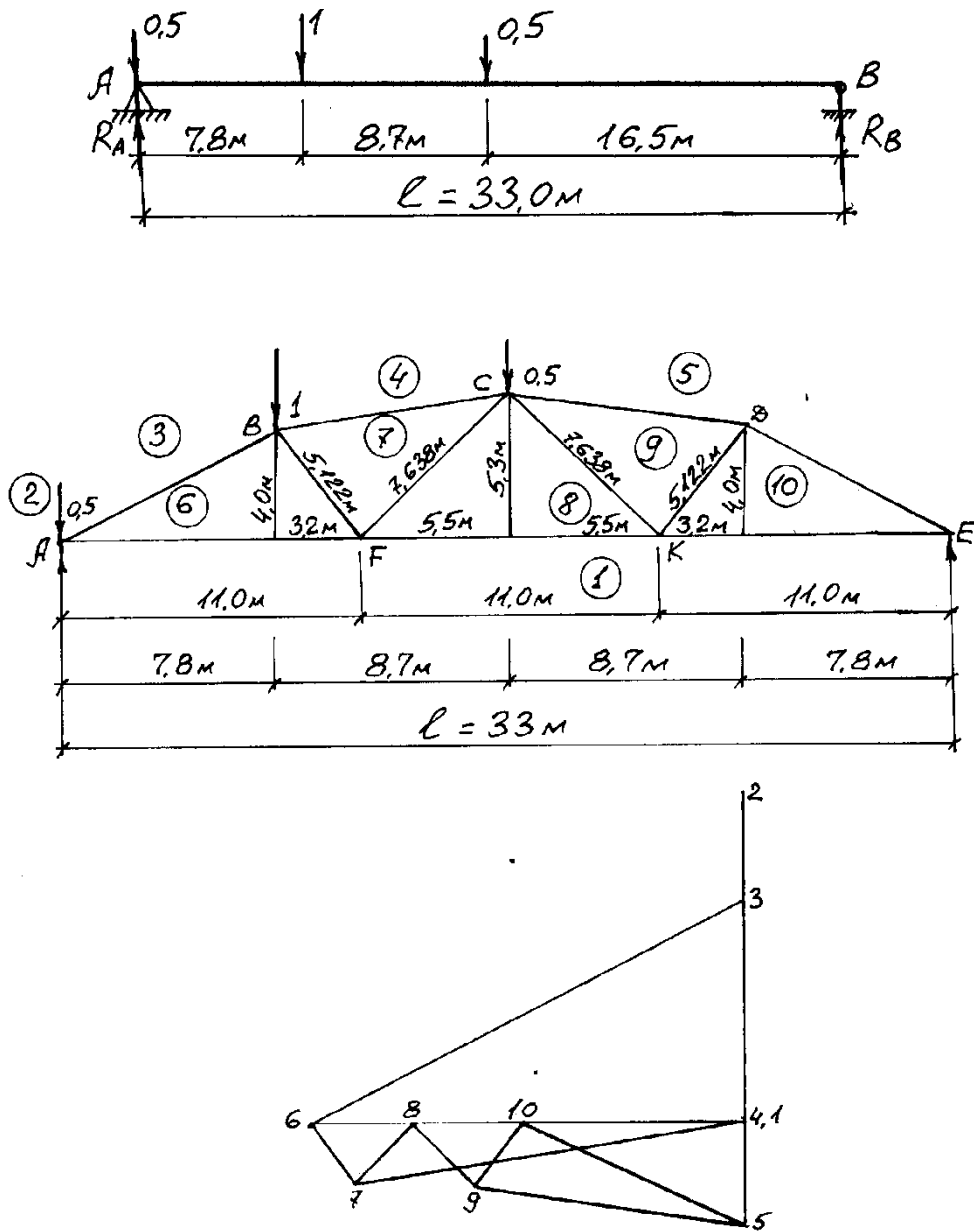


Рисунок 2.8 – Діаграма Максвелла–Кремони

$$\sum y = 0. \quad R_A + R_B = 2; \quad R_B = 2 - R_A = 2 - 1,51 = 0,49.$$

Визначаємо вантажні коефіцієнти:

а) для постійного навантаження $G_{\text{пост}} = 2,751 \cdot \frac{7,8 + 8,7}{2} = 22,70 \text{ кН};$

б) для тимчасового навантаження $G_{\text{тимч}} = 3,302 \cdot \frac{7,8 + 8,7}{2} = 27,24 \text{ кН}.$

Таблиця 2.3 – Зусилля в елементах ферми

Елементи ферми	Номера елементів	Зусилля від одиничного навантаження, кН			Зусилля від постійного навантаження ($G = 22,70$ кН)	Зусилля від тимчасового навантаження ($G_{тимч} = 27,24$ кН)			Розрахункові зусилля, кН
		зліва	справа	на всьому прольоті		зліва	справа	на всьому прольоті	
Верхній пояс	3–6	-2,225	-1,125	-3,35	-6,04	-60,61	-30,65	-91,26	-167,30
	4–7	-1,825	-1,26	-3,085	-70,03	-49,72	-34,32	-84,04	-154,07
	5–9	-1,26	-1,825	-3,085	-70,03	-34,32	-49,72	-84,04	-154,07
	5–0	-1,125	-2,225	-3,35	-76,04	-30,65	-60,61	-91,26	-167,30
Нижній пояс	1–6	+2,0	+1,04	+3,04	+69,01	+54,48	+28,33	+82,81	+151,82
	1–8	+1,54	+1,54	+3,08	+69,92	+41,95	+41,95	+83,90	+153,82
	1–10	+1,04	+2,0	+3,04	+69,01	+28,33	+54,48	+82,81	+151,82
Розкоси	6–7	-0,36	+0,36	0	0	-9,81	+9,81	0	-9,81
	7–8	+0,43	-0,43	0	0	+11,71	-11,71	0	-11,71
	8–9	-0,43	+0,43	0	0	-11,71	+11,71	0	-11,71
	9–10	+0,36	-0,36	0	0	+9,81	-9,81	-	-9,81

Конструктивний розрахунок ферми

Розрахунок перерізу верхнього поясу (рис. 2.9):

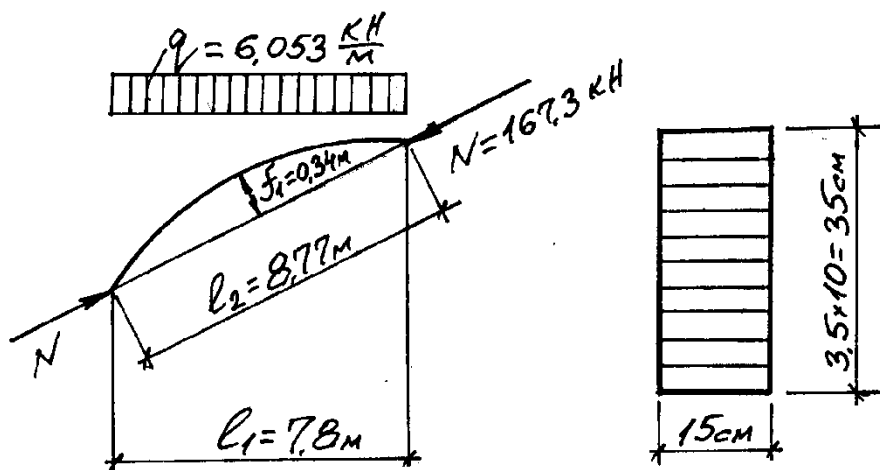


Рисунок 2.9 – Розрахункова схема і переріз верхнього поясу

$$f_1 = \frac{l_2^2}{8R} = \frac{8,77^2}{8 \cdot 28,34} = 0,34 \text{ м};$$

$$M_{\text{розр}} = \frac{ql_1^2}{8} - N \cdot f_1 = \frac{6,053 \cdot 7,8^2}{8} - 167,30 \cdot 0,34 = 46,0331 - 56,882 = -10,85 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Беремо переріз верхнього поясу з 10 дощок товщиною 3,5 см (після стругання) загальною висотою 35 см і шириною 15 см. Тоді

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{15} = 2,33 < 5;$$

$$F = 15 \cdot 35 = 525 \text{ см}^2;$$

$$W = \frac{15 \cdot 35^2}{6} = 3063,5 \text{ см}^2;$$

$$\lambda_x = \frac{l_2}{r} = \frac{877}{0,289 \cdot 35} = 86,7;$$

$$\varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{86,7^2} = 0,399;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{\delta p} \cdot R_c} = 1 - \frac{16730}{0,399 \cdot 525 \cdot 150} = 0,467,$$

де $R_c = 1,5 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір деревини стиску.

Знаходимо напруження в перерізі верхнього поясу:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{\xi \cdot W_{HT}} = \frac{167,30}{525} + \frac{10,85 \cdot 10^2}{0,467 \cdot 3062,5} = \\ &= 0,31866 + 0,75856 = 1,0773 \text{ кН/см}^2 < R_g = 1,50 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

тобто умову міцності задоволено.

Розрахунок перерізу нижнього пояса

Розрахункове зусилля в нижньому поясу

$$N_p = 153,82 \text{ кН};$$

$$F_H = \frac{N_p}{R} = \frac{153,82}{21,00} = 7,32 \text{ см}^2.$$

За умовою граничної гнучкості у вертикальній площині приймаємо

$$2 \angle 90 \times 7 \quad \text{з} \quad F = 2 \cdot 12,3 = 24,6 \text{ см}^2.$$

Вага 1 пог. м = 0,0984 кг × 2 = 0,1968 кг.

$$J_x = 94,3 \text{ см}^4, \quad r_x = 2,77 \text{ см}, \quad z_0 = 2,47 \text{ см}.$$

Гнучкість у вертикальній площині

$$\lambda_x = \frac{1100}{2,77} = 397,1 < \lambda_{np} = 400.$$

$$W_{\min} = \frac{J_x}{h - z_0} = \frac{94,3}{9 - 2,47} = 14,44 \text{ см}^3.$$

Згинальний момент від власної ваги

$$M_H = \frac{q_{в.в.} \cdot d^2}{8} = \frac{0,1968 \cdot 11^2}{8} = 2,977 \text{ кН.м}.$$

Напруження у нижньому поясі:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{153,82}{24,6} + \frac{297,70}{14,44} = 20,96 \text{ кН/см}^2 < R = 21,0 \text{ кН/см}^2.$$

Підбір перерізу розкосів

Для уніфікації розкоси беремо однакового перерізу. Переріз підбираємо за граничною гнучкістю

$$\text{Розкіс 7-8} \quad l_0 = 763,8 \text{ см}, \quad N = -11,71 \text{ кН}, \quad \lambda_{cp} = 150.$$

Знаходимо висоту перерізу

$$h = \frac{l_0}{0,289 \cdot \lambda_{cp}} = \frac{763,8}{0,289 \cdot 150} = 17,7 \text{ см}.$$

Беремо розкоси перерізом 15 см × 20 см із $F = 15 \times 20 = 300 \text{ см}^2$.

$$\lambda_x = \frac{l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{763,8}{0,289 \cdot 20} = 133;$$

$$\varphi_x = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{133^2} = 0,169.$$

Перевіряємо напруження в розкосі:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x \cdot F_{розр}} = \frac{11,71}{0,169 \cdot 300} = 0,231 \text{ кН/см}^2, \text{ що менше}$$

$$R_c = 1,50 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахунок опорного вузла

Вузол проектуємо у вигляді звареного зі сталевих листів башмака. Верхній пояс упирається в ребристу плиту, приварену до щік башмака. Нижній пояс кріпиться до щік башмака зварними швами. Визначаємо площу обпирання торця верхнього поясу на плиту башмака з умови зім'яття деревини.

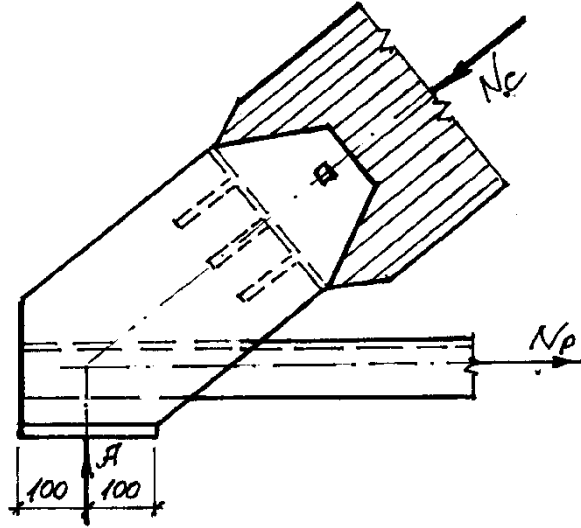


Рисунок 3.10 – Опорний вузол ферми

$$F_{зім} = \frac{N}{R_{зім}} = \frac{167,30}{1,50} = 112 \text{ см}^2.$$

$$\text{Довжина плити } l_n = \frac{F}{b} = \frac{112}{15} = 7,5 \text{ см},$$

де $b = 15$ см – ширина раніше прийнятого перерізу верхнього поясу.

Опорну плиту розраховуємо як контурну, оберту на чотири сторони:

Навантаження на плиту

$$\sigma_{зім} = \frac{N}{R_{зім}} = \frac{167,30}{20 \cdot 15} = 0,558 \text{ кН/см}^2;$$

$$M = \alpha_1 \sigma_{зім} \cdot a^2 = 0,1 \cdot 0,558 \cdot \left(\frac{15}{2}\right)^2 = 3,14 \text{ кН.см},$$

$$\text{де } \frac{b}{a} = \frac{15}{7,5} = 2. \quad \alpha_1 = 0,1.$$

$$W = \frac{M}{R} = \frac{3,14}{21,00} = 0,15 \text{ см}^3.$$

Товщина плити $\delta_{пл} = \sqrt{6W} = \sqrt{6 \cdot 0,15} = 0,948 \text{ см}.$

Приймаємо $\delta_{пл} = 1,0 \text{ см}.$

Беремо ребристу плиту як балку із прольотом, що дорівнює відстані між осями щік башмака:

$$M = \frac{0,558 \cdot 20(15+1)^2}{8} = 357,12 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Відстань від грані до центра ваги перерізу

$$y = \frac{20 \cdot 1,0 \cdot 0,5 + 8,0 \cdot 1,0 \cdot 5}{20 \cdot 1 + 8 \cdot 1} = 1,786 \text{ см}.$$

Момент інерції перерізу

$$J_x = \frac{20 \cdot 1^3}{12} + \frac{1 \cdot 8^3}{12} + 20(1,786 - 0,5)^2 + 24(5 - 1,786)^2 = 285 \text{ см}^4.$$

Тоді

$$\sigma = \frac{M(h-y)}{J_x} = \frac{357,12(9-1,786)}{285} = 9,04 \text{ кН/см}^2 < R_u = 21,00 \text{ кН/см}^2,$$

тобто умова міцності виконано.

Визначаємо розміри опорної плити

З умови обпирання і закріплення анкерними болтами приймаємо опорну плиту розміром $20 \times 30 \text{ см}.$

Напруження стиску під плитою

$$\sigma = \frac{A}{F_{пл}} = \frac{99,88}{20 \cdot 30} = 0,1665 \text{ кН/см}^2,$$

де A – опорна реакція ферми.

Товщину плити визначаємо з умови її вигину на різних ділянках:

Консольна ділянка плити

$$M_1 = \frac{0,1665 \cdot 6,5^2}{2} = 0,88 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Середня ділянка плити

$$M_2 = \frac{0,1665 \cdot (15 + 1)^2}{8} = 5,33 \text{ кН.см.}$$

Момент опору знаходимо за згинальним моментом для середньої ділянки плити, тобто за більшим його значенням:

$$W = \frac{M_{\max}}{R} = \frac{5,33}{21,00} = 0,254 \text{ см}^3.$$

$$\text{Товщина плити } \delta_{nl} = \sqrt{6W} = \sqrt{6 \cdot 0,254} = 1,24 \text{ см.}$$

Приймаємо $\delta_{nl} = 2,0 \text{ см.}$

Визначаємо довжину зварних швів, що кріплять кутники нижнього поясу до опорного вузла.

$$l_{ш} = \frac{N}{R_y^{зв} \cdot 2h_{ш} \cdot m_{зв}} = \frac{151,82}{15,00 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 0,7} = 14,46 \text{ см.}$$

Приймаємо, що $l_{ш}^{об} = 16 \cdot 0,7 + 1 = 13 \text{ см,}$ у пера $l_{ш}^n = 10 \text{ см.}$

Елементи башмака зварюємо швом $h_{ш} = 8 \text{ мм.}$ Перевірку не проводимо через явний запас міцності.

Проміжні вузли верхнього поясу

Для передачі зусиль поясів і кріплення розкосів у вузлах установлюються зварні сталеві башмаки розміром $20\text{см} \times 15 \text{ см.}$ Оскільки розміри башмака такі ж, як і в упорної плити в опорному вузлі, напруження зм'яття деревини не перевіряємо. Між плитами башмака ставимо ребра жорсткості.

Плиту перевіряємо на вигин

$$M = \frac{\sigma_{зім} \cdot l^2}{8} = \frac{0,558 \cdot 4,8^2}{8} = 1,61 \text{ кН.см;}$$

$$W = \frac{1,61}{21,00} = 0,076 \text{ см}^3;$$

$$\delta_{nl} = \sqrt{6W} = \sqrt{6 \cdot 0,076} = 0,68 \text{ см.}$$

Приймаємо товщину плити $\delta = 10 \text{ мм.}$

Вузлові болти, до яких кріплять розкоси, які мають незначні зусилля, приймаємо конструктивно діаметром $d = 2$ см.

Розкоси кріпляться до вузлів за допомогою сталевих накладок перерізом – $80\text{мм} \times 8$ мм. Накладки до розкосів прикріплюють двома болтами $d = 16$ мм.

Перевіряємо сталеві накладки:

а) на розтягання в ослабленому центральним болтом перерізі:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} = \frac{11,71}{9,6} = 1,22 \text{ кН/см}^2 < R = 21,00 \text{ кН/см}^2,$$

де $F_{HT} = 2 \cdot 0,8 \cdot (8 - 2) = 9,6 \text{ см}^2$;

б) на стиск за стійкістю з площини пластинки

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{\sigma p}} = \frac{11,71}{0,133 \cdot 12,8} = 6,88 \text{ кН/см}^2 < R = 21,00 \text{ кН/см}^2;$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{35}{0,289 \cdot 0,8} = 150;$$

$$\varphi = \frac{3000}{150^2} = 0,133.$$

$$F_{\sigma p} = 2 \cdot 0,8 \cdot 8 = 12,8 \text{ см}^2.$$

Визначаємо несучу здатність одного двозрізного болта:

за вигином болта $T_g = 2,50 \cdot d^2 = 2,50 \cdot 1,6^2 = 6,40$ кН;

за зім'яттям деревини $T_c = 0,50cd = 0,50 \cdot 15 \cdot 1,6 = 12,00$ кН.

Кількість болтів знаходимо за вигином болта:

$$n = \frac{N_{\max}}{n_{zp} \cdot T_{\min}} = \frac{11,71}{2 \cdot 6,40} = 0,92 \text{ шт.}$$

Приймаємо конструктивно 2 болти.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Слищкоухов Ю.В. Конструкции из дерева и пластмасс. – М. : Стройиздат, 1986. – 543 с.
2. Иванов В. А., В. З. Клименко. Конструкции из дерева и пластмасс / В. А. Иванов, В. З. Клименко – Київ : Вища школа, 1983. – 279 с.
3. Иванов В. А. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования. – Київ : Вища школа, 1981. – 391 с.
4. Гринь И. М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет. – Київ : Вища школа, 1975. – 280 с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия.
5. 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.
6. Попельнух В. М. Основи проектування конструкцій з дерева і пластмас : Тексти лекцій для студентів будівельних спеціальностей. – Харків: ХДАМГ, 2002. – 124 с.
7. Попельнух В. М. Конструкції з дерева і пластмас : Конспект лекцій для студентів будівельних спеціальностей. – Харків : ХДАМГ, 2003. – 104 с.
8. Попельнух В. М., О. І. Лугченко. Контрольні питання і головні задачі курсу «Конструкції з дерева і пластмас» / Попельнух В. М., О. І. Лугченко. – Харків: ХДАМГ, 2005. – 85 с.

ДОДАТОК А

Таблиця А.1

Напружений стан і характеристика елементів	Позначення	Розрахункові опори, для сортів деревини МПа /кгс/см ²		
		1	2	3
1	2	3	4	5
1 Вигин, стиск і зім'яття уздовж волокон:				
а) елементи прямокутного перерізу (за винятком зазначених у підпунктах «б», «в») висотою до 50 см	$R_b, R_c, R_{зім}$	14/140	13/130	8,5/85
б) елементи прямокутного перерізу шириною від 11 до 13 см при висоті перерізу від 11 до 50 см	$R_b, R_c, R_{зім}$	15/150	14/140	10/100
в) елементи прямокутного перерізу шириною понад 13 см при висоті перерізу від 13 до 50 см	$R_b, R_c, R_{зім}$	16/160	15/150	11/110
г) елементи з круглих лісо-матеріалів без урізань у розрахунковому перерізі	$R_b, R_c, R_{зім}$	–	16/160	10/100
2 Розтягання уздовж волокон:				
а) неклеєні елементи	R_p	10/100	7/70	–
б) клеєні елементи	R_p	12/120	9/90	–
3 Стиск і зім'яття по всій поверхні поперек волокон	$R_{c90}, R_{зім90}$	1,8/18	1,8/18	1,8/18
4 Зім'яття поперек волокон місцеве:				
а) в опорних частинах конструкції, лобових врубках та вузлових примиканнях елементів	$R_{зім90}$	3/30	3/30	3/30

Продовження таблиці 1

1	2	3	4	5
б) під шайбами при кутах зім'яття від 90 до 60 ⁰	$R_{зім90}$	4/40	4/40	4/40
5 Сколювання уздовж волокон:				
а) при вигині неклеєних елементів	$R_{СК}$	1,8/18	1,6/16	1,6/16
б) при вигині клеєних елементів	$R_{СК}$	1,6/16	1,5/15	1,5/15
в) у лобових врубках для максимального напруження	$R_{СК}$	2,4/24	2,1/21	2,1/21
г) місцеве в клеєних з'єднаннях для максимального напруження	$R_{СК}$	2,1/21	2,1/21	2,1/21
6 Сколювання поперек волокон:				
а) у з'єднаннях неклеєних елементів	$R_{СК90}$	1/10	0,8/8	0,6/6
б) у з'єднаннях клеєних елементів	$R_{СК90}$	0,7/7	0,7/7	0,6/6
7 Розтягання поперек волокон елементів із клеєної деревини	R_{P90}	0,35/3,5	0,3/3	0,25/2,5

Примітка 1. У конструкціях будівельного виготовлення величини розрахункових опорів на розтягання, прийняті за п. 2а даної таблиці, треба знижувати на 30%.

Примітка 2. Розрахунковий опір вигину для елементів настилу і лат під покрівлю з деревини 3-го сорту необхідно приймати рівним 13 МПа (130 кгс/см²).

Таблиця А.2

Породи деревни	Коефіцієнт m_n для розрахункових опорів		
	розтяганню, вигину, стиску і зім'яттю уздовж волокон $R_p, R_b, R_c, R_{зім}$	стиску та зім'яттю поперек волокон $R_{c90}, R_{зім90}$	сколюванню $R_{СК}$
Хвойні			
1 Модрина, крім європейської та японської	1,2	1,2	1
2 Кедр сибірський, крім Красноярського краю	0,9	0,9	0,9
3 Кедр красноярського краю, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4 Ялиця	0,8	0,8	0,8
Тверді листяні			
5 Дуб	1,3	2	1,3
6 Ясен, клен, граб	1,3	2	1,6
7 Акація	1,5	2,2	1,8
8 Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9 В'яз, ільм	1	1,6	1
М'які листяні			
10 Вільха, липа, осика, тополя	0,8	1	0,8

Примітка. Коефіцієнти m_n , зазначені в таблиці для конструкцій опор повітряних ліній електропередачі, що виготовляються з не просоченої антисептиками модрина (при вологості $\leq 25\%$), помножують на коефіцієнт 0,85.

Таблиця А.3

Навантаження	Коефіцієнт m_n	
	для усіх видів опорів, крім зім'яття поперек волокон	для зім'яття поперек волокон
1 Вітрове, монтажне, крім зазначеного у п. 3	1,2	1,4
2 Сейсмічне	1,4	1,6
3 Для опор повітряних ліній електропередачі Ожеледне, монтажне, вітрове при ожеледі, від ваги дротів при температурі нижче середньорічної	1,45	1,6
При обриві проводів і тросів	1,9	2,2

Таблиця А.4

Висота перерізу, см	50 і менше	60	70	80	100	120 і більше
Коефіцієнт m_b	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

Таблиця А.5

Товщина шару, см	19 і менше	26	33	42
Коефіцієнт $m_{ш}$	1,1	1,05	1	0,95

Таблиця А.6

Напружений стан	Позначення розрахункових опорів	Коефіцієнт $m_{гн}$ при відношенні r_k/a			
		150	200	250	500 і більше
Стиск і вигин	R_c, R_e	0,8	0,9	1	1
Розтягання	R_p	0,6	0,7	0,8	1

Примітка: r_k - радіус кривизни гнutoї дошки або бруска: a - товщина гнutoї дошки або бруска в радіальному напрямку.

Таблиця А.7

Кут, град	Коефіцієнт K_α				
	для металевих, алюмінієвих та склопластикових нагелів діаметром, мм				для дубових нагелів
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,6	0,55	0,05	0,7

Таблиця А.8

Позначення коефіцієнтів	Кількість шарів в елементі	Значення коефіцієнтів для розрахунку вигинних складених елементів при прольотах, м			
		2	4	6	9 і більше
K_w	2	0,7	0,85	0,9	0,9
	3	0,6	0,8	0,85	0,9
	10	0,4	0,7	0,8	0,85
$K_{ж}$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
	3	0,25	0,5	0,6	0,7
	10	0,07	0,2	0,3	0,4

Таблиця А.9

Схеми з'єднань	Напружений стан з'єднання	Розрахункова несуча здатність T на один шов з'єднання (умовний зріз). кН(кгс)	
		цвяха, металевого, алюмінієвого, склопластикового нагеля	дубового нагеля
1 Симетричні з'єднання	а) Зім'яття в середніх елементах; б) Зім'яття в крайніх елементах	0,5 cd (50 cd) 0,8 ad (80 ad)	0,3 cd (30 cd) 0,5 ad (50 ad)
2 Несиметричні з'єднання	а) Зім'яття у всіх елементах рівної товщини, а також у більш товстих елементах однозрізних з'єднань;	0,35 cd (35 cd)	0,2 cd (20 cd)
	б) Зім'яття у більш товстих середніх елементах двозрізних з'єднань при $a \leq 0,5c$;	0,25 cd (25 cd)	0,14 cd (14 cd)
	в) Зім'яття у більш тонких крайніх елементах при $a \leq 0,35c$;	0,8 ad (80 ad)	0,5 ad (50 ad)
	г) Зім'яття в більш тонких елементах однозрізних з'єднань і в крайніх елементах при $c > a > 0,35c$	$k_H ad$	$k_H ad$
3 Симетричні й несиметричні з'єднання	а) Вигин цвяха	$2,5d^2 + 0,01a^2$ ($250d^2 + a^2$) але не більше $4d^2$ (400 d^2)	—
	б) Вигин нагеля з металу С38/23	$1,8d^2 + 0,02a^2$ ($180d^2 + 2a^2$) але не більше $2,5d^2$ (250 d^2)	—
	в) Вигин нагеля з алюмінієвого сплаву Д16-Т	$1,6d^2 + 0,02a^2$ ($160d^2 + 2a^2$) але не більше $2,2d^2$ (220 d^2)	—

Примітка 1. У таблиці: c - товщина середніх елементів, а також рівних за товщиною або більш товстих елементів однозрізних з'єднань, a - товщина крайніх елементів, та також більш тонких елементів однозрізних з'єднань; d - діаметр нагеля; усі розміри в см.

Примітка 2. Розрахункову несучу здатність нагеля в двозрізних несиметричних з'єднаннях при неоднаковій товщині елементів слід визначати з урахуванням наступного:

а) розрахункову несучу здатність нагеля з умови зім'яття в середньому елементі товщиною c при проміжних значеннях a між c і $0,5c$ слід визначати інтерполяцією між значеннями за пп. 2а і 2 б таблиці;

б) при товщині крайніх елементів $a > c$ розрахункову несучу здатність нагеля варто визначати з умов зім'яття в крайніх елементах за п. 2а таблиці із заміною c на a ;

Таблиця А.10

Елементи конструкцій	Граничні прогини у долях прольоту, не більше
1 Балки міжповерхових перекриттів	1/250
2 Балки горищних перекриттів	1/200
3 Покрівлі (крім єндов)	
а) прогони, кроквяні ноги	1/200
б) балки консольні	1/150
в) ферми, клеєні балки (крім консольних)	1/300
г) плити	1/250
д) лати, настили	1/150
4 Несучі елементи єндов	1/400
5 Панелі та елементи фахверка	1/250

Таблиця А.11

Вид зв'язків	Коефіцієнт K_c при	
	центральному стиску	стиску з вигином
1 Цвяхи	$1/10d^2$	$1/5d^2$
2 Металеві циліндричні нагелі:		
а) діаметром $\leq 1/7$ товщини елементів, які з'єднують	$1/5d^2$	$1/2,5d^2$
б) діаметром $> 1/7$ товщини елементів, які з'єднують	$1,5/a \cdot d$	$3/a \cdot d$
3 Дубові циліндричні нагелі	$1/d^2$	$1,5/d^2$
4 Дубові пластинчасті нагелі	-	$1,4/\delta \cdot b_{nl}$
5 Клей	0	0

Примітка: Діаметри цвяхів і нагелів d , товщину елементів a , елементів, які з'єднують, ширину b_{nl} і товщину δ пластинчастих нагелів слід брати в см.

ДОДАТОК Б

Таблиця Б.1 – Сортамент пиломатеріалів хвойних порід

Товщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	–	–	–	–	–
16	75	100	125	150	–	–	–	–	–
19	75	100	125	150	175	-	–	–	–
22	75	100	125	150	175	200	225	–	–
25	75	100	125	150	175	200	225	250	–
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	–	100	125	150	175	200	225	250	275
125	–	–	125	150	175	200	225	250	–
150	–	–	–	150	175	200	225	250	–
175	–	–	–	–	175	200	225	250	–
200	–	–	–	–	–	200	225	250	–
250	–	–	–	–	–	–	–	250	–

Примітка 1. Розміри пиломатеріалів за довжиною встановлені з градацією 0,25 м від 1 до 6,5 м.

Примітка 2. Номінальні товщина і ширина пиломатеріалів установлені для деревини вологістю 20%.

Примітка 3. Дошка має ширину більшу подвійної товщини. Брусок відповідно не більше подвійної товщини, брус - якщо товщина і ширина більші 100 мм.

Примітка 4. У разі потреби за спеціальним замовленням розміри пиломатеріалів можуть відрізнятися від зазначених у таблиці.

Таблиця Б.2 – Рекомендовані ухили і поверхнева щільність покрівель залежно від застосовуваних матеріалів

Вид покрівлі	Ухил покрівлі		Поверхнева щільність покрівлі (кг/м ²) кН/м ²	
	мінімальний	максимальний		
Покрівлі з рулонних матеріалів	0	1:4	(12)	0,12
Покрівлі з хвилястих азбестоцементних листів звичайного профілю	1:5	1:2	(5)	0,05
Те ж посиленого профілю	1:4	1:1	(14)	0,14
Покрівлі з плоских азбестоцементних листів і плиток	1:2	2:1	(20)	0,20
Покрівлі з хвилястих склопластикових листів	1:4	1:1	(4)	0,04
Покрівлі з алюмінієвих листів	1:5	1:2	(3)	0,03

Таблиця Б.3 – Коефіцієнт безпеки по навантаженню γ_s для снігового навантаження на покриття

q^h/p^h	1 і більше	0,8	0,6	0,4 і менше
γ_f	1,4	1,5	1,55	1,6

Примітка. q^h - нормативна власна вага покриття (включаючи і вагу підвісного стаціонарного обладнання);

p^h - нормативна вага снігового покриву.

ДОДАТОК В

Таблиця В.1 – Форми специфікації матеріалів на несучі конструкції

Специфікація деревини (фанери)						
№ елемента	Найменування елемента	Переріз, мм	Довжина, мм	Кількість, шт.	Об'єм, м ³	Маса, кг

Виробничо-практичне видання

Методичні рекомендації
до виконання курсового проекту
з навчальної дисципліни

«ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

(для студентів денної та заочної форм навчання та слухачів другої вищої освіти спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)

Укладачі: **ПУСТОВОЙТОВА** Оксана Михайлівна,
БІДАКОВ Андрій Миколайович

Відповідальний за випуск *О. О. Петрова*
Редактор *Ю.Ц. Ільницька*
Комп'ютерне верстання *О. М. Пустовойтова*

План 2015, поз. 3М

Підп. до друку 23.04.2018. Формат 60 × 84/16
Друк на ризографі. Ум. друк. арк. 0,9
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.