

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
імені Володимира Даля

КАФЕДРА БУДІВНИЦТВА УРБАНІСТИКИ ТА ПРОСТОРОВОГО
ПЛАНУВАННЯ

ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ.

Проектування дерев'яних конструкцій

Курс лекцій з дисципліни «Дерев'яні конструкції»
*(для студентів усіх форм навчання
спеціальності G19 – «Будівництво та цивільна інженерія»)*

Укладачі

В. М. Соколенко, доц.,
О. А. Черних, доц.
К.В. Соколенко, ст. викл.

Київ, 2025 р.

УДК 691.11

Дерев'яні конструкції. Проектування дерев'яних конструкцій: курс лекцій. ч 2 / Укл.: В. М. Соколенко, О. А. Черних, К.В. Соколенко. – Київ: СНУ ім. В. Даля, 2025. – 148 с.

Для студентів спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія» 4 курсу денної та заочної форм навчання.

Укладачі

В. М. Соколенко, доц.,
О. А. Черних, доц.
К.В. Соколенко, ст. викл.

Рецензент

М. В. Білошицький, доц.

Відповідальний за випуск

В.М. Соколенко, доц.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ І ПЛОЩИННИХ СУЦІЛЬНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	6
1.1 Розрахунок розтягнутого стику на циліндричних нагелях	6
1.2 Розрахунок розтягнутого з'єднання на цвяхах	8
1.3 Розрахунок балки на пластинчастих нагелях	12
1.4 Розрахунок клеєфанерної панелі покриття	14
1.5 Приклад розрахунку курсового проекту.....	19
1.5.1 Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення.....	20
1.5.2 Розрахунок спареного багатопрольотного прогону.....	23
1.5.3 Розрахунок клеєфанерної балки.....	28
2. ПЛОЩИННІ НАСКРІЗНІ ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ.....	35
2.1 Конструкція і розрахунок сегментних ферм із розрізним клеєним верхнім поясом	40
2.2 Конструкція і розрахунок багатокутних брущатих ферм	46
2.3 Шпренгельні балки.....	51
2.4 Рамні поперечники будівель.....	54
3. ПРОСТОРОВЕ КРИПЛЕННЯ ПЛОЩИННИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	57
4. ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ В ПОКРИТТЯХ БУДІВЕЛЬ	62
4.1 Кружально-сітчасті склепіння	63
4.2 Складки.....	73
4.3 Структурні конструкції	76

4.4 Тонкостінні куполи-оболонки	78
4.5 Гіперболічні оболонки	82
5. СПЕЦІАЛЬНІ СПОРУДИ	87
5.1 Вежі (башти)	87
5.2 Щогли на відтяжках	91
5.3 Риштування, підмості, кружала	93
6. ВИГОТОВЛЕННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ	98
7. ЕКСПЛУАТАЦІЯ, РЕМОНТ І ПІДСИЛЕННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ	109
8. ЕКОНОМІКА КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВА	119
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	132
ДОДАТКИ	134

ВСТУП

Курс «Дерев'яні конструкції» є одним із завершальних серед дисциплін бакалаврської підготовки студентів, які при його вивченні мають можливість ознайомитися з основними положеннями розрахунку не тільки елементів конструкцій з дерева, але й з розрахунком площинних суцільних, наскрізних та просторових конструкцій.

У курсі лекцій наведено також відомості про з'єднання елементів дерев'яних конструкцій, приклади розрахунку елементів і площинних суцільних дерев'яних конструкцій.

Курс лекцій складено відповідно до програми курсу «Дерев'яні конструкції» для спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Його зміст відповідає характеру викладу цієї дисципліни на кафедрі будівництва урбаністики та просторового планування Східноукраїнського національного університету.

1 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ І ПЛОЩИННИХ СУЦІЛЬНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1 Розрахунок розтягнутого стику на циліндричних нагелях

Дано: Розтягнутий стик нижнього пояса кроквяної ферми виконаний за допомогою дощатих накладок, з'єднаних з поясом нагелями з круглої сталі. Пояс зроблений з брусів перерізом $c \times h = 12,5 \times 17,5 \text{ см}$, накладки прийняті з дощок перерізом $a \times h = 6 \times 17,5 \text{ см}$. Розрахункове розтягуюче зусилля $N = 106 \text{ кН}$. Деревина – сосна 1 сорту. Знайти кількість нагелів і перевірити ослаблений отворами переріз нижнього пояса, (рис. 6.1).

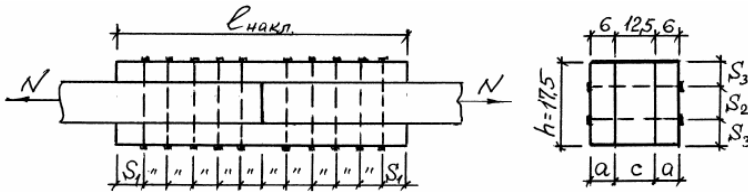


Рисунок 1.1 – До розрахунку розтягнутого стику на циліндричних нагелях

Розв'язання: Діаметр нагелів призначаємо рівним $(0,2 - 0,25)a$, де a – товщина накладки. Приймаємо $d = 1,6 \text{ см}$.

Відповідно до формул 2.3 – 2.5 і таблиці А.9 додатка А знаходимо розрахункову несучу здатність нагеля на один зріз:

– за вигином нагеля:

$$T_g = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 1,6^2 + 0,02 \cdot 6^2 = 5,33 \text{ кН},$$

що менше, ніж $T = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 1,6^2 = 6,4кН$;

– за зім'яттям середнього елемента товщиною $c = 12,5см$:

$$T_c = 0,5cd = 0,5 \cdot 12,5 \cdot 1,6 = 10кН;$$

– за зім'яттям крайнього елемента товщиною $a = 6см$:

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 6 \cdot 1,6 = 7,68кН.$$

Найменша несуча здатність вийшла за вигином нагеля:

$$T_{\min} = 5,33кН .$$

У даному з'єднанні нагелі двозрізні, тобто $n_c = 2$.

Визначаємо необхідну кількість нагелів:

$$n_{\text{наг}} = \frac{N}{n_c \cdot T_{\min}} = \frac{106}{2 \cdot 5,33} = 9,94шт.$$

Приймаємо 10 нагелів, з них 4 болти з кожної сторони стику.

Нагелі розміщуємо в два поздовжніх ряди.

Відстань між нагелями уздовж волокон:

$$S_1 = 7d = 7 \cdot 1,6 = 11,2см.$$

Приймаємо $S_1 = 12см$.

Маючи S_1 , знаходимо необхідну довжину накладки:

$$l_{\text{накл}} = 12 \cdot S_1 = 12 \cdot 12 = 144см,$$

де перша цифра 12 – це кількість проміжків S_1 за довжиною накладки, (рис. 6.1).

Відстань від осі нагелів до ребра накладок:

$$S_3 = 3d = 3 \cdot 1,6 = 4,8см.$$

Приймаємо $S_3 = 5см$.

Відстань між нагелями поперек волокон:

$$S_2 = h - 2S_3 = 17,5 - 2 \cdot 5 = 7,5см > 3,5d = 3,5 \cdot 1,6 = 5,6см.$$

Зважаючи на те, що загальна площа перерізу накладок менша площі поперечного перерізу бруса нижнього пояса, (рис. 6.1), більш напруженими в роботі на розтягання будуть накладки.

Знаходимо площу ослабленого отворами під нагелі перерізу накладок:

$$F_{ит} = 2a(h - 4d) = 2 \cdot 6 \cdot (17,5 - 4 \cdot 1,6) = 133,2 \text{ см}^2.$$

Тут $F_{ит}$ визначено з урахуванням вимоги, що ослаблення, розташовані за довжиною розтягнутого елемента на ділянці 20 см, приймаються сполученими в одному перерізі.

Напруження розтягання в накладках знаходимо за формулою 3.4:

$$\sigma = \frac{N}{F_{ит}} = \frac{106 \cdot 10}{133,2} = 7,96 \text{ МПа} < R_p \cdot m_0 = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ МПа},$$

де 10 – коефіцієнт, що враховує що $1 \text{ кН/см}^2 = 10 \text{ МПа}$.

Умова міцності виконана.

1.2 Розрахунок розтягнутого з'єднання на цвяхах

Дано: Зусилля $N = 38 \text{ кН}$ передається від однієї середньої дошки перерізом $c \times h = 4 \times 15 \text{ см}$ двом крайнім дошкам перерізом $a \times h = 3,2 \times 15 \text{ см}$ за допомогою цвяхів, (рис. 6.2). Потрібно розрахувати з'єднання і розставити цвяхи. Прийнято деревину сосну 1 сорту.

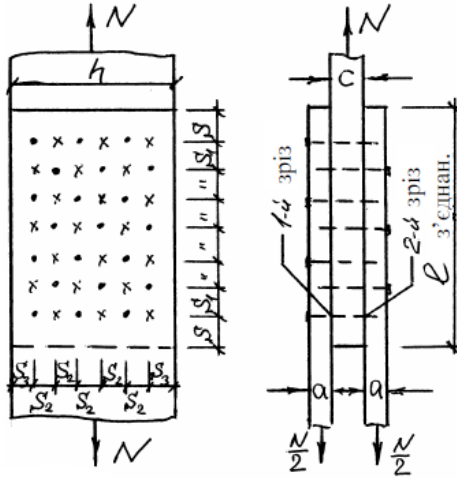


Рисунок 1.2 – До розрахунку розтягнутого з'єднання на цвяхах

Розв'язання: Знаходимо сумарну товщину пакета дощок у місці з'єднання: $b = a + c + a = 3,2 + 4 + 3,2 = 10,4 \text{ см}$. Довжину цвяха вибираємо такою, щоб не пробивати пакет наскрізь, тобто $l_{цв} = 100 \text{ мм}$, $d_{цв} = 4 \text{ мм}$. Знаходимо розрахункову довжину защемлення кінця цвяха в непробивному наскрізь крайньому елементі за формулою 2.6:

$$a_p = l_{цв} - a - c - 0,2 \cdot n_{цв} - 1,5 \cdot d_{цв} = 10 - 4 - 3,2 - 0,2 \cdot 2 - 1,5 \cdot 0,4 = 1,8 \text{ см},$$

що більше $4d_{цв} = 1,6 \text{ см}$. Якщо $a_p < 4d_{цв}$, то роботу кінця цвяха не враховують.

Визначаємо несучу здатність цвяха для першого його зрізу, (табл. А.9 додатка А):

– за вигином цвяха:

$$T_u^1 = 2,5d_{цв}^2 + 0,01a^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 3,2^2 = 0,5024 \text{ кН},$$

що менше $4d^2 = 4 \cdot 0,4^2 = 0,64 \text{ кН}$;

– за зiм'яттям деревини в середньому елементi:

$$T_c^1 = 0,5cd_{цв} = 0,5 \cdot 4 \cdot 0,4 = 0,8кН;$$

– за зiм'яттям деревини в крайньому елементi:

$$T_a^1 = 0,8ad_{цв} = 0,8 \cdot 3,2 \cdot 0,4 = 1,02кН.$$

Визначаємо несучу здатність цвяха для другого його зрізу (з боку непробивного наскрізь крайнього елемента):

– за вигином цвяха:

$$T_u^2 = 2,5d_{цв}^2 + 0,01a_p^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 1,8^2 = 0,4324кН;$$

– за зiм'яттям деревини в середньому елементi:

$$T_c^2 = 0,5cd_{цв} = 0,5 \cdot 4 \cdot 0,4 = 0,8кН;$$

– за зiм'яттям деревини в крайньому елементi:

$$T_a^2 = 0,8a_p \cdot d_{цв} = 0,8 \cdot 1,8 \cdot 0,4 = 0,576кН.$$

Найменшою несучою здатністю цвяха по його двох зрізах виявилася несуча здатність за вигином самого цвяха:

$$T_{\min} = T_u^1 + T_u^2 = 0,5024 + 0,4324 = 0,9348кН.$$

Знаходимо необхідну кількість цвяхів у з'єднанні:

$$n_{цв} = \frac{N}{T_{\min}} = \frac{38}{0,9348} = 40,7шт.$$

Приймаємо 42 цвяхи, розмішуючи їх у 7 рядах по 6 цвяхів у ряді.

Для забезпечення рівномірної роботи крайніх елементів треба половину цвяхів забити з лицьової сторони стику, (крапки на рис. 6.2), а іншу половину – з тильної сторони, (хрестики на рис. 6.2).

Відстань від крайнього ряду цвяхів до торця дошки має бути не менше:

$$S = 15d_{цв} = 15 \cdot 0,4 = 6см.$$

Для визначення відстані між осями цвяхів уздовж волокон S_1 слід мати на увазі, що ця відстань повинна бути не менше $15d_{це}$ при товщині елемента, що пробивається, $a \geq 10d_{це}$ і $S_1 = 25d_{це}$ при $a = 4d_{це}$. Для проміжних значень товщини a відстань S_1 визначають за інтерполяцією.

У нашому випадку відношення товщини крайньої дошки до діаметра цвяха:

$$\frac{a}{d_{це}} = \frac{3,2}{0,4} = 8, \text{ тобто } a = 8d_{це}.$$

При цьому значенні a мінімальну відстань між рядами цвяхів уздовж волокон знаходимо за інтерполяцією:

$$S_1 = \left[15 + \frac{(25 - 15) \cdot (10 - 8)}{10 - 4} \right] d_{це} = 18,3d_{це} = 18,3 \cdot 0,4 = 7,3 \text{ см.}$$

$$\text{Приймаємо } S_1 = S = 7,5 \text{ см.}$$

Повна довжина з'єднання, (рис. 6.2):

$$l_{з'єдн.} = 8 \cdot S_1 = 8 \cdot 7,5 = 60 \text{ см.}$$

Відстані між цвяхами поперек волокон S_2 і від поздовжнього ребра дошки до крайніх цвяхів S_3 повинні бути не менше $S_2 = S_3 = 4d_{це} = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ см.}$

Приймаємо $S_2 = 2 \text{ см}$ і $S_3 = 2,5 \text{ см}$, тоді:

$$h = 5S_2 + 2S_3 = 5 \cdot 2 + 2 \cdot 2,5 = 15 \text{ см.}$$

Перевіряємо міцність на розтягання середньої дошки, для чого спочатку визначимо її площу нетто за винятком ослаблення цвяхами:

$$F_{нт} = c \cdot h - n_{це} \cdot d_{це} \cdot c = 4 \cdot 15 - 6 \cdot 0,4 \cdot 4 = 50,4 \text{ см}^2.$$

Напруження розтягання знаходимо за формулою 3.4:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} = \frac{38 \cdot 10}{50,4} = 7,54 \text{ МПа} < R_p \cdot m_0 = 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності виконана.

1.3 Розрахунок балки на пластинчастих нагелях

Дано: Навантаження на балку, (рис. 4.1), – постійне нормативне $q^H = 1,1 \text{ кН/м}^2$; постійне розрахункове $q = 1,24 \text{ кН/м}^2$; корисне нормативне $p^H = 3 \text{ кН/м}^2$; корисне розрахункове $p = 3,9 \text{ кН/м}^2$; проліт балки $l = 6 \text{ м}$; крок балок $B = 5 \text{ м}$. Деревина балки – сосна 2 сорту.

Розв'язання: 1. За формулою 4.2 визначаємо власну вагу балки:

$$q_{в.в.}^H = \frac{3 + 1,1}{\frac{1000}{5 \cdot 6} - 1} = 0,1268 \text{ кН/м}^2.$$

Визначаємо інтенсивність нормативного q^H і розрахункового q погонного навантаження за формулою 4.3:

$$q^H = (3 + 1,1 + 0,1268) \cdot 5 = 21,2 \text{ кН/м};$$
$$q = (3,9 + 1,24 + 0,1268 \cdot 1,1) \cdot 5 = 26,4 \text{ кН/м}.$$

Знаходимо значення згинального моменту:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{26,4 \cdot 6^2}{8} = 118,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2. За формулою 4.4 визначаємо необхідний момент опору балки:

$$W_H = \frac{M}{R_e \cdot K_w} = \frac{118,8 \cdot 10^3}{15 \cdot 0,85} = 9320 \text{ см}^3,$$

де 10^3 – коефіцієнт переведення метрів у см і МПа в кН/см².

3. Задаючи ширину балки $b = 17,5\text{см}$, визначаємо її висоту h за формулою 4.5:

$$h = \sqrt{\frac{6W_H}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 9320}{17,5}} = 56,8\text{см}.$$

Приймаємо висоту перерізу балки $h = 60\text{см}$, тобто балка повинна складатися з трьох брусів $17,5 \times 20\text{см}$, що вимагає застосування глухих пластинчастих нагелів, (рис. 6.3), з такими параметрами: $l_{nl} = 5,4\text{см}$, $\delta_{nl} = 1,2\text{см}$.

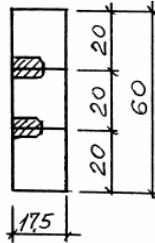


Рисунок 1.3 – Прийнятий переріз балки

4. Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки за формулою 4.6, для чого спочатку знаходимо її момент інерції:

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{17,5 \cdot 60^3}{12} = 315000\text{см}^4.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{бр} \cdot K_{ж}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{21,2 \cdot 10^{-2} \cdot 600^3}{10^3 \cdot 315000 \cdot 0,6} = \frac{1}{317} < \frac{1}{250},$$

тобто вимогу щодо жорсткості балки задоволено, (див. табл.А.12 додатку А).

5. Визначаємо кількість пластинчастих нагелів на ділянці балки $0,4l$ за формулою 4.7, для чого спочатку знаходимо статичний момент

зсувної частини перерізу відносно нейтральної осі $S_{\sigma p}$ і несучу здатність одного пластинчастого нагеля T_{nl} :

$$S_{\sigma p} = 17,5 \cdot 20^2 = 7000 \text{ см}^3;$$

$$T_{nl} = 0,75 \cdot b_{nl} = 0,75 \cdot 10,5 = 7,875 \text{ кН};$$

$$b_{nl} = 0,5b_{\sigma p} + 0,3l_{nl} = 0,5 \cdot 17,5 + 0,3 \cdot 5,4 = 10,37 \text{ см}.$$

Приймаємо $b_{nl} = 10,5 \text{ см}$.

$$n_{nl} = \frac{1,2M \cdot S_{\sigma p}}{J_{\sigma p} \cdot T_{nl}} = \frac{1,2 \cdot 118,8 \cdot 10^2 \cdot 7000}{315000 \cdot 7,875} = 40,23 \text{ шт}.$$

Приймаємо $n_{nl} = 42 \text{ шт}$.

6. Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості пластинчастих нагелів на ділянці $0,4l$ з урахуванням мінімальної відстані між ними $S_{\min} = 2l_{nl}$. У зв'язку з тим, що пластинчасті нагелі прийняті глухі, вони розміщуються в шаховому порядку з півкроком

$S_1 = \frac{S_{\min}}{2} = l_{nl} = 5,4 \text{ см}$. У кожному шві балки може розміститися:

$$n_{nl} = \frac{0,4l}{S_1} = \frac{0,4 \cdot 600}{5,4} = 44,4 \text{ шт}, \text{ що більше, ніж прийнято } n_{nl} = 42 \text{ шт}.$$

7. Обчислюємо необхідний будівельний підйом балки за формулою 4.8:

$$f_{\sigma yd} = \frac{l \cdot \delta \cdot n_{шт}}{2h_0} = \frac{600 \cdot 0,2 \cdot 2}{2 \cdot 40} = 3 \text{ см}.$$

1.4 Розрахунок клеєфанерної панелі покриття

Дано: Матеріал обшивок панелі, (рис. 5.4), водостійка березова фанера марки ФСФ сорту В/ВВ, матеріал каркаса – дошки з деревини

сосни 2-го сорту. Крок несучих конструкцій $B = 6\text{ м}$. Місце будівництва – III сніговий район, де $P_{сн}^H = 1,0\text{ кН/м}^2$. Покрівля тепла, рулонна.

Розв'язання: Ширину панелі беремо рівною 1,5 м, що відповідає нормальній ширині листа фанери – 1525 мм. Довжину панелі приймаємо рівною 598 см з урахуванням зазору на неточність виготовлення.

Для обшивок панелі використовуємо семишарову фанеру $\delta_\phi = 8\text{ мм}$.

Висоту поздовжніх ребер приймаємо з дощок шириною 150 мм, що після острожки ребер дає $h_p = 150 - 2 \cdot 3 = 144\text{ мм}$. Загальна висота панелі виходить рівною $h = h_p + 2\delta_\phi = 14,4 + 2 \cdot 0,8 = 16\text{ см}$, що відповідає конструктивній вимозі $h = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{40} \right) l$.

Ширину поздовжніх ребер (товщину дощок) беремо рівною 40 мм. Пласти середніх ребер не стругаємо, а зовнішні пласти крайніх ребер стругаємо на 2 мм для приклейки до них додаткових брусків, (див. рис. 5.4), що забезпечують спільну роботу суміжних панелей. Поперечні ребра влаштовуємо тільки в торцях панелі у вигляді вкладишів.

Приймаємо панель, що складається з п'яти поздовжніх ребер з відстанню між ребрами у світлі $b_0 = 31,6\text{ см}$, в осях $c = 35,6\text{ см}$.

Утеплювач – плитковий полістирольний пінопласт товщиною 50 мм, об'ємною вагою $0,4\text{ кН/м}^3$ приклеюємо до нижньої обшивки панелі на шарі полістирольної фарби, що одночасно виконує роль пароізоляції.

Таблиця 1.1 – Навантаження, яке приходить на 1 пог. м
довжини панелі

№ п/п	Найменування елементів панелі та навантажень	Нормативне навантаження q'' , кН/м	Коефіцієнт безпеки за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження q , кН/м
1	Руберойд три шари 0,1·1,5	0,15	1,2	0,18
2	Фанерні обшивки 2·0,008·6,5·1,5	0,156	1,1	0,172
3	Ребра каркаса 5·0,04·0,144·5	0,144	1,1	0,158
4	Утеплювач 0,05·0,4 (1,5 – 5·0,04)	0,026	1,2	0,031
5	Пароізоляція – шар фарби 0,01·(1,5 – 5·0,04)	0,013	1,2	0,016
6	Снігове навантаження 1·1,5	1,5	1,6	2,4
	Разом:	1,989		2,957

Перевіримо правильність призначення кількості поздовжніх ребер, (рис. 5.5), за формулою 5.7:

$$c \leq 13,33R_{в.ф.} \cdot \delta_{\phi}^2.$$

При компоновці поперечного перерізу панелі, що розраховується, c – відстань в осях між поздовжніми ребрами прийнята рівною 35,6 см, тому:

$$c = 35,6 \leq 13,33 \cdot 6,5 \cdot 0,8^2 = 55,4 \text{ см},$$

тобто умову перевірки вигинних напружень фанерної обшивки поперек волокон задоволено.

Знаходимо b_{np} – приведену ширину перерізу панелі, що враховує нерівномірність розподілу нормальних напружень в обшивках панелі, за формулою 5.10:

$$b_{np} = 0,9b_0 = 0,9 \cdot (31,6 \cdot 4 + 4 \cdot 3) = 125 \text{ см},$$

де b_0 – відстань у світлі між крайніми поздовжніми ребрами.

Розрахунковий проліт панелі знаходимо за її геометричною довжиною, зменшеною на 1%:

$$l_0 = 0,99 \cdot 598 = 592 \text{ см}.$$

Визначимо приведений до фанери момент інерції перерізу панелі за формулою 5.8:

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_o \frac{E_o}{E_{\phi}} = \frac{125 \cdot (16^3 - 14,4^3)}{12} + \frac{(2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4) \cdot 14,4^3}{12} \cdot \frac{100000}{90000} = 16980 \text{ см}^4.$$

Приведений до фанери момент опору:

$$W_{np.\phi} = \frac{J_{np.\phi}}{0,5h} = \frac{16980}{0,5 \cdot 16} = 2120 \text{ см}^3.$$

Знайдемо згинальний момент, що діє на панель:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,957 \cdot 5,92^2}{8} = 12,954 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перевіримо нормальні напруження верхньої стиснутої обшивки з урахуванням її стійкості за формулою 5.11, для чого спочатку за формулою 5.12 визначимо φ_{ϕ} – коефіцієнт поздовжнього вигину фанери:

$$\frac{c}{\delta_{\phi}} = \frac{35,6}{0,8} = 44,5 < 50 \quad \varphi_{\phi} = 1 - \frac{(44,5)^2}{5000} = 0,603,$$

$$\sigma_c = \frac{12,954 \cdot 10^2 \cdot 10}{2120 \cdot 0,603} = 10,133 \text{ МПа} \leq R_{\phi,c} = 12 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності задоволена.

Перевіримо нормальні напруження нижньої розтягнутої обшивки з урахуванням її ослаблення стиком «на вус» за формулою 5.13:

$$\sigma_p = \frac{12,954 \cdot 10^3}{2120 \cdot 0,6} = 10,184 \text{ МПа} \leq R_{\phi,p} = 14 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності задоволена.

Перевіримо надійність опору сколюванню по клейовому шві між шпонами фанери в місці сполучення обшивок з ребрами за формулою 5.14, для чого визначимо:

– величину поперечної сили на опорі:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2,957 \cdot 5,92}{2} = 8,75 \text{ кН};$$

– статичний момент обшивки щодо осі панелі:

$$S_{\phi} = F_{np} \cdot (0,5h - 0,5\delta_{\phi}) = (125 \cdot 0,8) \cdot (0,5 \cdot 16 - 0,5 \cdot 0,8) = 800 \text{ см}^3;$$

– сумарну ширину поздовжніх ребер:

$$\sum \delta_p = 2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4 = 19,6 \text{ см}.$$

Отримані значення підставимо до формули 5.14:

$$\tau_{\phi} = \frac{8,75 \cdot 10 \cdot 800}{16980 \cdot 19,6} = 0,211 \text{ МПа} \leq R_{\phi,ск} = 0,8 \text{ МПа},$$

тобто надійність опору сколюванню забезпечена.

Перевіримо дотичні напруження за сколюванням поздовжніх ребер за формулою 5.15, для чого спочатку визначимо: приведені до

деревини статичний момент половини перерізу панелі щодо нейтральної осі:

$$S_{np.o} = S_{\delta} + S_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} = (3 \cdot 4 + 2 \cdot 3,8) \cdot 7,2 \cdot 3,6 + (125 \cdot 0,8) \cdot (0,5 \cdot 16 + 0,5 \cdot 0,8) \cdot \frac{90000}{100000} = 1228 \text{ см}^3;$$

момент інерції перерізу панелі, приведений до деревини:

$$J_{np.\phi} = J_{\delta} + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} = \frac{(2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4) \cdot 14,4^3}{12} + \frac{125 \cdot (16^3 - 14,4^3)}{12} \cdot 0,9 = 15283 \text{ см}^4.$$

За формулою 5.15 маємо:

$$\tau = \frac{8,75 \cdot 10 \cdot 1228}{15283 \cdot 19,6} = 0,36 \text{ МПа} \leq R_{\delta,ск} = 1,6 \text{ МПа},$$

тобто умову міцності за сколюванням деревини задоволено.

Перевіряємо прийнятий переріз панелі на жорсткість за формулою 3.15:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E_{\phi} \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,989 \cdot 10^{-2} \cdot 592^3}{900 \cdot 16980} = \frac{1}{284} < \frac{1}{250},$$

тобто вимогу за жорсткістю панелі задоволено, (див. табл. А.12 додатка А).

1.5 Приклад розрахунку курсового проекту

Варіант №00: $1 \frac{15-4}{III-III}$

Вихідні дані:

– номер схеми основної несучої конструкції – 1 (клеєфанерна балка);

- проліт балки – 15 м;
- відстань між балками – 4 м;
- тип покриття – ПП – прогонне покриття;
- покрівля тепла рулонна;
- сніговий район – Ш.

Для визначення відстані між прогонами покриття знайдемо довжину похилої частини балки AB при ухилі покрівлі 1:12, (рис. 6.4).

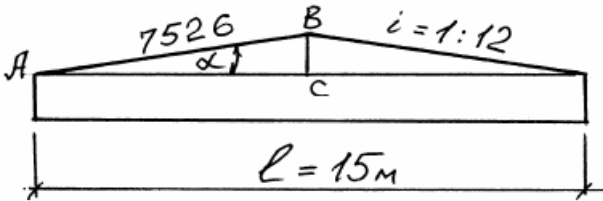


Рисунок 1.4 – До визначення відстані між прогонами

$$BC = \frac{1}{12} \cdot \frac{l}{2} = \frac{1}{12} \cdot \frac{15}{2} = 0,625 \text{ м.}$$

$$AB = \sqrt{AC^2 + BC^2} = \sqrt{7,5^2 + 0,625^2} = 7,526 \text{ м.}$$

За отриманим розміром AB приймаємо відстань між прогонами $b_n = 1,25 \text{ м} (1,25 \times 6 = 7,5 \text{ м})$.

1.5.1 Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення

Приймаємо для розрахунку: деревину – сосну 3-го сорту, крок прогонів 1,25 м; переріз дощок робочого розрідженого настилу $b \times h = 15 \times 2,2 \text{ см}$, покладені із зазором $S_0 = 10 \text{ см}$, а верхній суцільний захисний настил товщиною $\delta = 1,6 \text{ см}$.

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

Здійснюємо підрахунок навантажень на 1 пог. м розрахункової смуги настилу, (рис. 6.5).

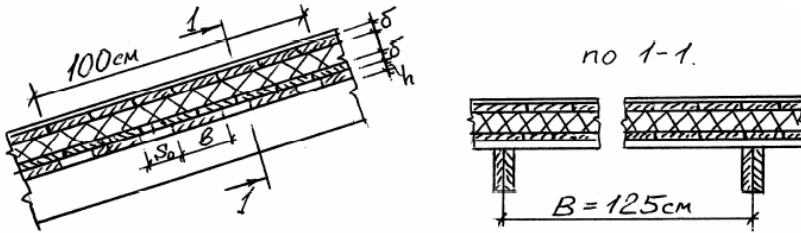


Рисунок 1.5 – До розрахунку настилу

Таблиця 1.2 – Навантаження, яке приходить на 1 пог. м довжини панелі

№ П/П	Найменування навантажень	q'' , кН/м	γ_f	q , кН/м
1	Тришарова рулонна покрівля	0,1	1,2	0,12
2	Вирівнюючий настил 0,016×5	0,08	1,1	0,088
3	Утеплювач $\delta = 0,07 \text{ м}$; $\gamma = 0,5 \text{ кН/м}^3$	0,035	1,2	0,042
4	Захисний настил 0,016×5	0,08	1,1	0,088
5	Робочий настил $0,15 \cdot 0,022 \cdot \frac{100}{15+10} \cdot 5$	0,066	1,1	0,073
	Разом $q''_{c.s} = 0,361$			$q_{c.s} = 0,411$
6	Снігове навантаження	1	1,6	1,6
	$q''' = 1,361$			$q = 2,011$

Розрахункову схему настилу приймаємо у вигляді двопрольотної балки з прольотами $l = 1,25\text{ м}$. Визначаємо максимальний згинальний момент при першому сполученні навантажень – власна вага і сніг, (рис. 6.6):

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

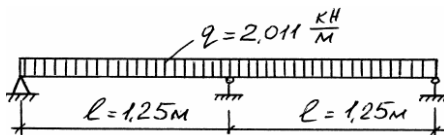


Рисунок 1.6 – Розрахункова схема настилу при першому сполученні навантажень

Визначаємо максимальний згинальний момент при другому сполученні навантажень – власна вага покриття і зосереджений вантаж $P = 1,2\text{ кН}$, (рис. 6.7):

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

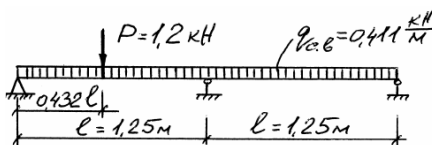


Рисунок 1.7 – Розрахункова схема настилу при другому сполученні навантажень

Більш невідгидним 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, що укладаються на ширині настилу

100 см.

Виконуємо перевірку міцності настилу за другим сполученням навантажень:

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

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

Умова міцності задоволена.

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:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{1,361 \cdot 10^{-2} \cdot 1,25^3}{10^3 \cdot 53,24} = \frac{1}{361} < \frac{1}{150},$$

тобто вимогу за жорсткістю настилу, (табл. А.12 додатка А) задоволено.

1.5.2 Розрахунок спареного багатопрольотного прогону

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

Розв'язання: Приймаємо орієнтовно прогоны з двох дощок з деревини сосни 2-го сорту перерізом $4,4 \times 17,5 \text{ см}$. Нормативне навантаження від ваги прогону на 1 м^2 покриття буде таким:

$$q_{в.в.}^H = \frac{2 \cdot 0,044 \cdot 0,175 \cdot 5}{1,25} = 0,0616 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахункове навантаження:

$$q_{в.в.} = 0,0616 \cdot 1,1 = 0,068 \text{ кН/м}^2.$$

Додавши ці навантаження до раніше отриманих навантажень на дощатий настил, одержуємо:

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

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

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

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

$$q = 2,079 \cdot 1,25 = 2,6 \text{ кН/м}.$$

Рішення прогону приймаємо аналогічно рівнопрогинному, тобто $x = 0,2113l$, (рис. 6.8). Приймаємо також $l_{кр} = l$, тобто маємо умову неможливості зменшення розмірів крайніх прольотів.

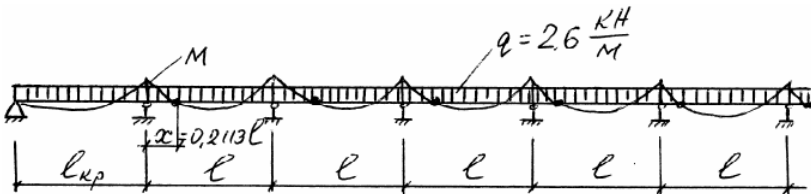


Рисунок 1.8 – Розрахункова схема прогону

Визначаємо максимальний згинальний момент на першій проміжній опорі при перерахованих вище умовах:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{2,6 \cdot 4^2}{10} = 4,16 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Знаходимо необхідний момент опору прогону:

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

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

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

Виконуємо перевірку міцності прогону:

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

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 умовам жорсткості.

Розрахунок стику прогонів

Приймаємо цвяхи, що скріплюють стик прогонів $\varnothing 3$ мм,
 $l_{цв} = 80$ мм.

Знаходимо відстань від осі опори до центра стику:

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

Знаходимо відстань від осі опори до центра розміщення цвяхів при дворядному їхньому розміщенні, (рис. 6.9):

$$x_{цв} = 84 - (6 + 3) = 75$$
 см,

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

3 см – половина відстані між рядами цвяхів.

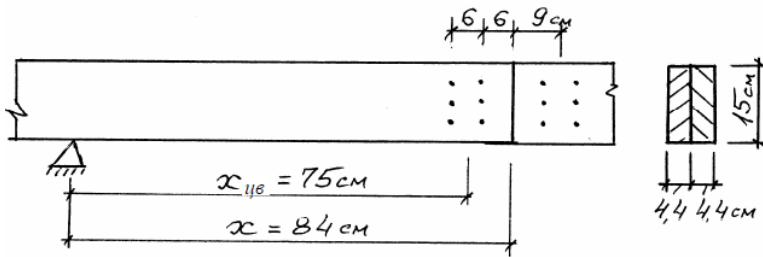


Рисунок 1.9 – До розрахунку стику прогонів

Визначаємо розрахункову довжину защемлення цвяха в другій непровинній наскрізь дошці прогону:

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

де $c = 4,4$ см – товщина дошки, що пробивається наскрізь;

$0,2$ см – розрахункова деформація зсуву;

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

$1,5d_{цв}$ – довжина загостреної частини цвяха.

$$a_{цв} = 2,65$$
 см $>$ $4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ см,

тобто вимога БНІП II-25-80 задоволена.

Знаходимо мінімальну несучу здатність однозрізного цвяха, (табл. А.9 додатка А):

$$T_{цв}^c = 0,5cd = 0,5 \cdot 4,4 \cdot 0,3 = 0,66кН;$$

$$T_{цв}^u = 2,5d^2 + 0,01a^2 = 2,5 \cdot 0,3^2 + 0,01 \cdot 2,65^2 = 0,2953кН,$$

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

З отриманих значень приймаємо менше значення несучої здатності. Знаходимо необхідну кількість цвяхів з кожної сторони стику:

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

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

Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості цвяхів – 10 штук з кожної сторони стику згідно з БНІП II-25-80, (рис. 6.10).

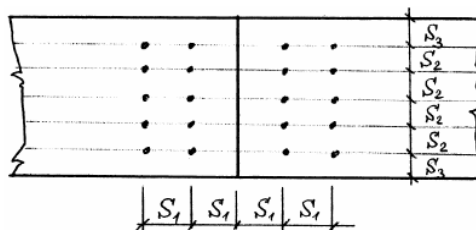


Рисунок 1.10 – Розміщення цвяхів на стику прогонів

S_1 повинно бути більше або дорівнювати $15d_{цв} = 15 \cdot 0,3 = 4,5\text{см}$ при товщині елемента $c \geq 10d_{цв} = 10 \cdot 0,3 = 3\text{см}$, що пробивається наскрізь. У нашому випадку S_1 – відстань між осями цвяхів уздовж волокон і до краю дошки прийнята рівною 6 см, що більше, ніж мінімально припустимо 4,5 см, а товщина однієї дошки прийнята $c = 4,4\text{см}$, що також більше, ніж мінімальне рекомендоване значення 3 см.

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

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

1.5.3 Розрахунок клеєфанерної балки

Дано: проліт балки $l = 15\text{м}$; крок балок $B = 4\text{м}$; ухил покрівлі $i = 1:12$.

Матеріал: сухі соснові дошки 1 сорту, багатошарова водостійка фанера марки ФСФ сорту В/ВВ.

Розв'язання: Визначаємо діючі навантаження з урахуванням власної ваги балки і навантажень на прогони $q^H = 1,4226 \text{кН/м}^2$; $q = 2,079 \text{кН/м}^2$:

$$q_{e.s.}^H = \frac{q^H}{\frac{K_{св} \cdot l}{1000} - 1} = \frac{1,4226}{\frac{3,5 \cdot 15}{1000} - 1} = 0,079 \text{ кН/м}^2.$$

Знаходимо інтенсивність погонного навантаження на балку:

$$q^H = (q^H + q_{e.s.}^H)B = (1,4226 + 0,079) \cdot 4 = 6,01 \text{ кН/м};$$

$$q = (q + q_{e.s.}^H \cdot \gamma_f)B = (2,079 + 0,079 \cdot 1,1) \cdot 4 = 8,67 \text{ кН/м}.$$

Знаходимо висоту поперечного перерізу балки в середині прольоту: $h_{сеп} = \frac{l}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ м}$. При заданому ухилі покрівлі висота

перерізу на опорі буде: $h_{он} = h_{сеп} - i \frac{l}{2} = 1,5 - \frac{1}{12} \cdot \frac{15}{2} = 0,88 \text{ м}$. Товщину

фанерної стінки приймаємо рівною $\delta_{\phi} = 1,2 \text{ см}$. Ширину поясів

приймаємо $b_n = 15 \text{ см}$, а висоту верхнього і нижнього поясів

приймаємо однаковими рівними 14 см (чотири шари дощок по 3,5 см кожний), (рис. 6.11).

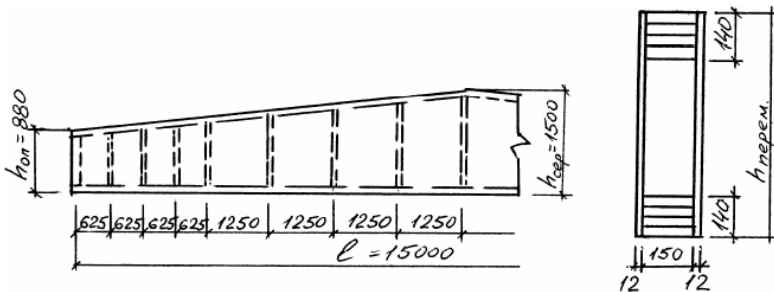


Рисунок 1.11 – Клеєфанерна балка

Знаходимо небезпечний переріз двосхилої балки:

$$x = l \left[\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma \right] = 15 \left[\sqrt{0,592 \cdot (1+0,592)} - 0,592 \right] = 5,682 \text{ м.}$$

$$\text{Тут } \gamma = \frac{h'_{on}}{i \cdot l} = \frac{0,88 - 0,14}{\frac{1}{12} \cdot 15} = 0,592, \quad h'_{on} - \text{ висота балки на опорі}$$

між центрами поясів.

Знаходимо висоту балки в розрахунковому перерізі:

$$h_x = h_{on} + ix = 0,88 + \frac{1}{12} \cdot 5,682 = 1,354 \text{ м.}$$

Визначаємо згинальний момент у перерізі x :

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{8,67 \cdot 5,682 \cdot (15 - 5,682)}{2} = 229,52 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Для сприйняття цього згинального моменту необхідний момент опору (приведений до матеріалу фанерної стінки):

$$W_{np.\phi} = \frac{M_x}{R_{p.\phi}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{8,4} = 27324 \text{ см}^3.$$

Тут $R_{p.\phi} = 8,4 \text{ МПа}$ МПа прийнято з урахуванням $m_\phi = 0,6$ – коефіцієнта форми поперечного перерізу.

Цьому $W_{np.\phi}$ відповідає $J_{np.\phi}$:

$$J_{np.\phi} = W_{np.\phi} \cdot \frac{h_x}{2} = 27324 \cdot \frac{135,4}{2} = 1849835 \text{ см}^4.$$

Необхідну величину моменту інерції поясів знаходимо з формули:

$$J_\phi = (J_{np.\phi} - J_\phi) \cdot \frac{E_\phi}{E_\phi} = \left(1849835 - \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 135,4^3}{12} \right) \cdot \frac{90000}{100000} = 1218036 \text{ см}^4.$$

Момент інерції дерев'яних поясів балки висотою 14 см дорівнює:

$$J_{\phi} = \frac{b_n \left[h_x^3 - (h_x - 2h_n)^3 \right]}{12} = \frac{15 \cdot \left[135,4^3 - (135,4 - 2 \cdot 14)^3 \right]}{12} = 1554346 \text{ см}^4,$$

що більше, ніж 1218036 см⁴, тобто прийняті раніше розміри поясів відповідають умовам міцності.

Зробимо перевірку міцності поясів на дію нормальних напружень при вигині в перерізі x , для чого спочатку знаходимо

$W_{np,\phi}$:

$$W_{np,\phi} = \left(J_{\phi} + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} \right) \cdot \frac{2}{h_x} = \left(1554346 + 496462 \cdot \frac{90000}{100000} \right) \cdot \frac{2}{135,4} = 25325 \text{ см}^3.$$

Тоді розтягуючі (стискаючі) напруження в поясах від вигину будуть:

$$\sigma_{\delta} = \frac{M_x}{W_{np,\phi}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{25325} = 9,063 \text{ МПа} < 10 \text{ МПа},$$

а розтягуюче напруження у фанерній стінці:

$$\sigma_{\phi} = \sigma_{\delta} \frac{E_{\phi}}{E_{\delta}} = 9,063 \cdot \frac{90000}{100000} = 8,157 \text{ МПа} < 8,4 \text{ МПа},$$

тобто міцність у небезпечному перерізі деревини поясів і фанерної стінки забезпечена.

Перевірка стійкості стиснутого пояса балки з площини вигину

По балках покладені спарені прогони з відстанню між ними $b_n = 1,25 \text{ м}$, які прикріплюються в місцях обпирання до верхнього пояса балки. Звідси вільна довжина верхнього пояса з площини балки $l_0 = 125 \text{ см}$, а гнучкість із площини вигину:

$$\lambda_y = \frac{l_0}{0,29b_n} = \frac{125}{0,29 \cdot 15} = 29;$$

$$\varphi_y = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda_y}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{29}{100} \right)^2 = 0,932.$$

Тоді з урахуванням $\varphi_y = 0,932$ стискаючі напруження в деревині пояса будуть:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_d}{\varphi_y} = \frac{9,063}{0,932} = 9,724 \text{ МПа} < R_{c,d} = 14 \text{ МПа},$$

тобто стійкість верхнього пояса балки з площини вигину забезпечена.

Перевірка фанерної стінки в опорній панелі

Відстань між осями ребер жорсткості в опорній панелі $a = 62,5 \text{ см}$.

$$\text{Розрахункова висота стінки: } h_{cm} = 88 + \frac{1}{12} \cdot \frac{62,5}{2} - 2 \cdot 14 = 62,6 \text{ см}.$$

$$\text{Умова } a \leq h_{cm} \text{ для опорної панелі виконана; } \frac{h_{cm}}{\delta_\phi} = \frac{62,6}{1,2} = 52,5,$$

що значно менше 80, тобто перевірка фанерної стінки на місцеву стійкість не потрібна.

Перевіряємо міцність фанерної стінки на зріз за формулою:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_{np,\phi}}{J_{np,\phi} \cdot 2\delta_\phi} \leq R_{zp,\phi},$$

для чого послідовно знаходимо:

– величину максимальної поперечної сили:

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{8,67 \cdot 15}{2} = 65,025 \text{ кН};$$

– статичний момент половини перерізу фанерної стінки в опорному перерізі:

$$S_{\phi} = \frac{2\delta_{\phi} \cdot h_{on}^2}{8} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 88^2}{8} = 2323,2 \text{ см}^3;$$

– статичний момент одного дерев'яного пояса в опорному перерізі:

$$S_{\phi} = b_n \cdot h_n \left(\frac{h_{on} - h_n}{2} \right) = 15 \cdot 14 \cdot \left(\frac{88 - 14}{2} \right) = 7770 \text{ см}^3;$$

– статичний момент опорного перерізу, приведений до матеріалу стінки, тобто до фанери:

$$S_{np.\phi} = S_{\phi} + S_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\phi}} = 2323,2 + 7770 \cdot \frac{100000}{90000} = 10956,5 \text{ см}^3;$$

– момент інерції фанерної стінки в опорному перерізі:

$$J_{\phi} = \frac{2\delta_{\phi} \cdot h_{on}^2}{12} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 88^2}{12} = 136294 \text{ см}^4;$$

– момент інерції дерев'яних поясів в опорному перерізі:

$$J_{\phi} = \frac{b_n [h_{on}^3 - (h_{on} - 2h_n)^3]}{12} = \frac{15 \cdot [88^3 - (88 - 28)^3]}{12} = 581840 \text{ см}^4;$$

– момент інерції опорного перерізу балки, приведений до фанери:

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\phi}} = 136294 + 581840 \cdot \frac{100000}{90000} = 782783 \text{ см}^4.$$

Підставляємо отримані значення у вищенаведену формулу перевірки міцності фанерної стінки на зріз:

$$\tau_{\max} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 10956,5}{782783 \cdot 2 \cdot 1,2} = 3,792 \text{ МПа} \leq R_{зр.\phi} = 6 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності виконана.

Для опорного перерізу $\sigma = 0$ і, отже, при перевірці головних розтягуючих напружень $\alpha = 45^\circ$. Тому $\sigma_{p,\phi,45^\circ} = \tau_{\max} = 3,792 \text{ МПа}$, що менше $R_{p,\phi,45^\circ} = 4,5 \text{ МПа}$.

Перевіряємо міцність клейового з'єднання стінки з поясом на зсув:

$$\tau_1 = \frac{Q_{\max} \cdot S_\partial \frac{E_\partial}{E_\phi}}{J_{np,\phi} \cdot 2h_n} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 7770 \cdot \frac{100000}{90000}}{782783 \cdot 2 \cdot 14} = 0,26 \text{ МПа} < R_{\phi,ck} = 0,8 \text{ МПа},$$

тобто міцність забезпечена.

Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{300}, \text{ (табл. А.12 додатка А),}$$

$$\text{де } f = \frac{f_0}{K} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right];$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E_\phi \cdot J_{np,\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,01 \cdot 10^{-2} \cdot 1500^4}{900 \cdot 2840489} = 1,55 \text{ см.}$$

$$J_{np,\phi} = J_\phi + J_\partial \frac{E_\partial}{E_\phi} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 150^3}{12} + \frac{15 \cdot [150^3 - (150 - 2 \cdot 14)^3]}{12} \cdot \frac{100000}{90000} \\ = 2840489 \text{ см}^4,$$

K – коефіцієнт, що враховує вплив змінної висоти балки на її жорсткість:

$$K = 0,4 + 0,6 \frac{h'_{on}}{h'_{cep}} = 0,4 + 0,6 \cdot \frac{88 - 14}{150 - 14} = 0,726.$$

C – коефіцієнт, що враховує вплив деформацій зсуву на жорсткість балки, (табл. 3 додатка 4 БНіП II 25-80):

$$C = \left(45,3 - 6,9 \frac{h_{on}}{h_{cep}} \right) \cdot \gamma = \left(45,3 - 6,9 \cdot \frac{88}{150} \right) \cdot 1,167 = 48,141.$$

$$\gamma = \frac{F_{поясів}}{F_{стінок}} = \frac{2 \cdot 15 \cdot 14}{2 \cdot 1,2 \cdot 150} = 1,167.$$

$$f = \frac{1,55}{0,726} \cdot \left[1 + 48,141 \cdot \left(\frac{150}{1500} \right)^2 \right] = 3,163 \text{ см.}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3,163}{1500} = \frac{1}{474} < \frac{1}{300},$$

тобто вимогу за жорсткістю задоволено.

2 ПЛОЩИННІ НАСКРІЗНІ ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Наскрізнi – це такі конструкції, в яких пояси з'єднані один з одним не суцільною стінкою, а ґратами, що складаються з окремих стержнів – розкосів і стояків. Наскрізнi конструкції бувають балковими – ферми і розпiрними – арки і рами, а за обрисом – сегментними, тобто з криволiнійним верхнім поясом, багатокутними, трапецієподiбними і трикутними.

Вибирати тип конструкції – суцільний або наскрiзний необхідно на основi техніко-економічних даних і з урахуванням призначення споруд. У хiмічному виробництві, наприклад, краще застосовувати

суцільні дерев'яні конструкції. Слід також мати на увазі, що великі перерізи елементів роблять конструкції більш вогнестійкими.

Наскрізни дерев'яні конструкції треба застосовувати статично визначеними, тому що піддатливість з'єднань і деформативність деревини при зміні температури і вологості можуть викликати перерозподіл зусиль в елементах конструкцій, в результаті чого деякі з них виявляться перевантаженими.

Як вузлові з'єднання в наскрізних конструкціях використовують:

- шайби нагельного типу, що являють собою металеву пластинку, яка має в центрі отвір для вузлового болта, на який надіваються елементи ґрат. Пластинка з'єднується з ґратами за допомогою нагелів;

- нагелі з круглої сталі і цвяхи, що безпосередньо прикріплюють дерев'яні ґрати до поясів;

- різні упори стиснутих елементів ґрат в пояси за допомогою спеціальних «подушок» або врубок.

В даний час рекомендується застосовувати метало-дерев'яні ферми, в яких розтягнуті елементи, зокрема нижній пояс, виконують з металу, а стиснуті елементи – з деревини.

Аналіз аварій ферм свідчить про те, що в багатьох випадках вони походять від розривів нижніх дерев'яних розтягнутих поясів, тому необхідно більш ретельно відбирати деревину для цих цілей, стики дощок у клеєних поясах виконувати врозбіг за висотою перерізу або переходити до застосування профільного металу. Економічні підрахунки свідчать, що метало-дерев'яні ферми не дорожче суцільно-дерев'яних.

У зв'язку з тим, що в дерев'яних фермах має місце позавузлове навантаження верхніх поясів, то для зменшення їхнього перерізу необхідно стискаючу силу N прикладати у вузлах з ексцентриситетом e , величину якого визначають з умови рівності значень згинального моменту від навантаження на панель верхнього пояса, поділеного на коефіцієнт ξ , і моменту від ексцентрично прикладеної стискаючої сили N :

$$\frac{M_q}{\xi} = M_N = N \cdot e,$$

звідси:

$$e = \frac{M_q}{\xi \cdot N}, \quad (2.1)$$

де $M_q = \frac{ql^2}{8}$ – згинальний момент від навантаження q в панелі

верхнього пояса довжиною l ;

ξ – коефіцієнт, що враховує збільшення згинального моменту від дії поздовжньої сили. Для знаходження ексцентриситету e приймаємо приблизно $\xi = 0,8$.

Слід мати на увазі, що величину ексцентриситету e не можна приймати більше $1/4$ висоти перерізу верхнього пояса.

У зв'язку з тим, що в опорній панелі верхнього пояса ферми є місцеве навантаження, то площина упора верхнього пояса в нижній вже не буде нормальною до осі верхнього пояса, (рис. 2.1).

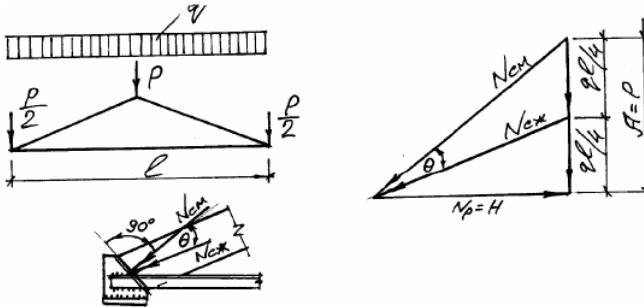


Рисунок 2.1 – Поворот площини упора в опорному вузлі

У такому випадку необхідно здійснювати поворот упорної пластинки на кут θ при вирішенні опорного вузла в металі або ж площини упора лобової врубки у фермах на лобових врубках. Площина упора повинна бути нормальною до рівнодіючої нормальної сили N_{cm} і поперечної сили Q , (рис. 2.1).

Такі повороти площини упора треба виконувати не тільки в опорних вузлах, але вони найбільш корисні саме в цих місцях ферми.

Грати ферм повинні кріпитися до поясів центрально, але у випадку застосування нагелів, для розміщення яких потрібно багато місця, можливе позацентрове кріплення грат, яке викликає в поясах згинальні моменти, що збільшує переріз поясів. Розглядаючи вузол нижнього пояса ферми, маємо, (рис. 2.2):

$$M_{екс} = \Delta U \cdot e = D_1 \cdot e_1 + D_2 \cdot e_2, \quad (2.2)$$

де $\Delta U = U_{n+1} - U_n$ – різниця зусиль у сусідніх панелях нижнього пояса;

D_1 і D_2 – зусилля у позакентрово прикріплених розкосах;

e_1 і e_2 – відповідні ексцентриситети.

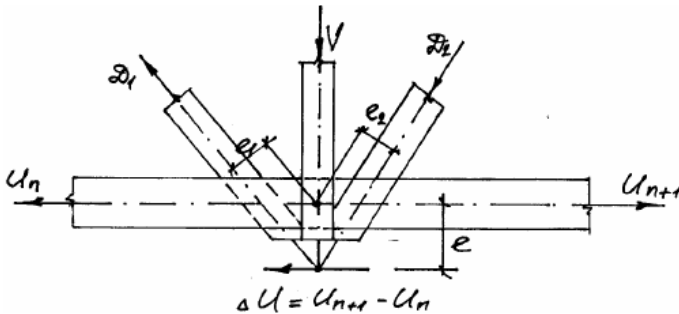


Рисунок 2.2 – Урахування позакентрового прикріплення грат у вузлі нижнього пояса

При відсутності стику в панелях нижнього пояса, суміжних з ексцентрично вирішеним вузлом, вважають, що згинальний момент порівну розподіляється між суміжними панелями. При наявності стику момент сприймається тією панеллю, де немає стику. Нижній пояс перевіряється у вузлі на позакентрове розтягання.

Аналогічно вирішується питання позакентрового кріплення грат і в інших вузлах ферм.

В практиці будівництва споруд з дерева нерідко влаштовують підвісні стелі, що сприяють збільшенню терміну служби конструкцій, але дещо збільшують вартість покриття. Такі стелі підвішують до

вузлів нижнього пояса, що особливо раціонально при трикутних фермах, в яких навантаження від підвісної стелі передається на розтягнуті металеві стояки. У клеєних фермах з потужним верхнім поясом можлива позавузлова підвіска стелі до верхнього пояса. При застосуванні підвісних стель рекомендується приймати зближене розміщення ферм уздовж будівлі (близько 3 м), що дозволяє виконувати прогони підвісної стелі розрізними. Кріплення підвісної стелі до ферм повинне бути таким, щоб була можливість робити підтяжку кріпильних елементів як під час будівництва, так і експлуатації.

У зв'язку з тим, що ферми під час експлуатації одержують значні деформації, що є наслідком не тільки пружних деформацій елементів і з'єднань у вузлах і стиках, але і пухких деформацій від нещільностей у з'єднаннях і деформацій післядії, фермам додають будівельний підйом, величина якого дорівнює

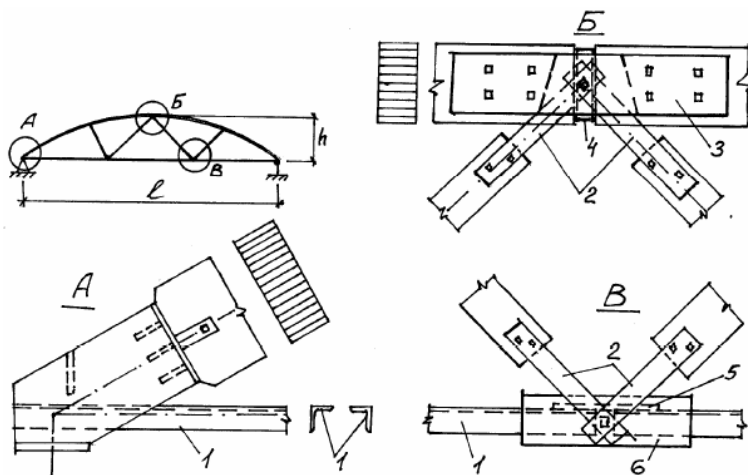
$$f_{\text{буд}} = \frac{1}{200} l, \quad (2.3)$$

де l – проліт ферми.

Слід також мати на увазі, що величина будівельного підйому повинна бути не менше загального прогину ферми, що обчислюється за правилами будівельної механіки.

2.1 Конструкція і розрахунок сегментних ферм із розрізним клеєним верхнім поясом

В сучасному будівництві застосовують головним чином метало-дерев'яні сегментні ферми з клеєним верхнім поясом і з прямолінійним нижнім поясом з профільної або круглої сталі, (рис. 2.3).



- 1 – нижній пояс; 2 – металеві пластинки-наконечники; 3 – дерев'яна накладка; 4 – металевий вкладиш; 5 – горизонтальна накладка; 6 – вертикальна накладка

Рисунок 2.3 – Вузли сегментної ферми з розрізним верхнім поясом:

Прольоти таких ферм рекомендується приймати до 36 м, а відношення h/l (висоти ферми до прольоту) – не менше $1/6$ для суцільно-дерев'яних ферм і не менше $1/7$ для ферм з металевим нижнім поясом. Елементи ґрат сегментних ферм виготовляють або з брусів, або з клеєної деревини.

Сегментні ферми є вигідною конструкцією, тому що в них застосовуються трикутні ґрати, а у вузлах сходиться не більше 2-х

елементів. Обрис верхнього пояса ферм близький до кривої тиску від навантаження рівномірно розподіленого по всьому прольоті, і зусилля в ґратах порівняно малі.

Розрахунок сегментних ферм

Розрахунок ферм починають з визначення зусиль в елементах ферм від вузлового розрахункового навантаження побудовою діаграми Кремони. Криволінійний верхній пояс при цьому заміняють прямолінійним – вузли верхнього пояса з'єднують хордами. Діаграму будують від одиничного навантаження, розташованого на напівпрольоті ферми. Розрахункові зусилля в поясах будемо мати при завантаженні тимчасовим (сніговим) навантаженням усього прольоту ферми, а в елементах ґрат – половини прольоту.

Розрахунок верхнього пояса, (рис. 2.4)

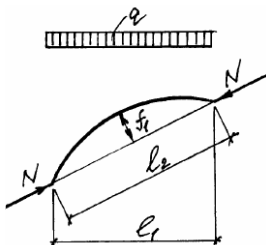


Рисунок 2.4 – До розрахунку верхнього пояса

Верхній пояс працює як стиснуто-вигинний стержень, тому його орієнтовно прийнятий переріз перевіряється за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_{\text{позр}}}{\xi \cdot W_{HT}} \leq R_c, \quad (2.4)$$

де N – розрахункове стискаюче зусилля в панелі верхнього пояса;

$M_{розр} = M_q - N \cdot f_1$ – розрахунковий згинальний момент в панелі верхнього пояса, що враховує розвантажуючий згинальний момент, через її кривизну;

$M_q = \frac{ql_1^2}{8}$ – згинальний момент від позавузлового навантаження

панелі верхнього пояса;

l_1 – проекція довжини панелі;

q – інтенсивність погонного навантаження на ферму;

$f_1 = \frac{l_2^2}{8R}$ – стрілка вигину панелі верхнього пояса;

l_2 – довжина хорди;

R – радіус кривизни верхнього пояса ферми;

$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{\sigma p} \cdot R_c}$ – див. виноску до формули 7.1;

$\varphi = f(\lambda)$ – коефіцієнт поздовжнього вигину;

$\lambda = \frac{l_0}{r}$ – гнучкість панелі верхнього пояса;

l_0 – розрахункова довжина, прийнята рівною довжині хорди l_2 ;

$r = 0,289h$ – радіус інерції;

h – висота перерізу панелі верхнього пояса.

Розрахунок нижнього пояса

Металевий нижній пояс перевіряють на розтягання по площі F_{HT} , тобто з урахуванням ослаблення від отвору для вузлового болта:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} \leq R_p, \quad (2.5)$$

де R_p – розрахунковий опір профільної сталі на розтягання.

Розрахунок розтягнутих розкосів

Розтягнуті розкоси розраховують так само, як і нижній пояс ферми, тобто за формулою 7.5, але у зв'язку з тим, що розкоси приймають дерев'яними, то R_p – розрахунковий опір деревини розтягання приймається за нормами для дерев'яних конструкцій.

Розрахунок стиснутих розкосів

Стиснуті розкоси розраховують на поздовжній вигин за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{розр}} \leq R_c, \quad (2.6)$$

де $\varphi = f(\lambda)$ – коефіцієнт поздовжнього вигину, встановлюється за значенням гнучкості, що обчислюється за розрахунковою довжиною, яка дорівнює довжині розкосу між центрами вузлів ферми.

Розрахунок металевих пластинок-наконечників

Металеві пластинки-наконечники розраховують на поздовжній вигин, тобто за формулою 7.6, але їхню розрахункову довжину при цьому приймають рівною відстані від центра вузлового болта до найближчого болта в пластинці. Для зменшення розрахункової

довжини пластинок їх стягують іноді додатковим болтом, який ставлять біля торця дерев'яної частини розкосу з боку пояса.

Розрахунок вузлового болта

Вузловий болт, на який одягають металеві пластинки-наконечники розкосів, розраховують на вигин від сили R , що дорівнює рівнодіючій зусиль розкосів, які сходяться у вузлі, (рис. 7.5):

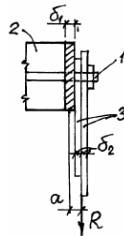
$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_e, \quad (2.7)$$

де $M = R \cdot a$ – згинальний момент, який діє на болт;

a – плече прикладання рівнодіючої сили R : $a = 0,5\delta_1 + \delta_2$;

δ_1 – товщина крайнього ребра вузлового вкладиша;

δ_2 – товщина однієї пластинки-наконечника.



1 – вузловий болт; 2 – вузловий вкладиш;

3 – пластинки-наконечники розкосів

Рисунок 2.5 – До розрахунку вузлового болта:

Рівнодіюче зусилля R необхідно визначати при різних положеннях тимчасового навантаження, а в розрахунок вводять максимальне значення згинального моменту M .

Виконують також перевірку болта на зріз і гнізда болта на зім'яття, але основним звичайно є розрахунок болта на вигин.

2.2 Конструкція і розрахунок багатокутних брущатих ферм

Багатокутні брущаті ферми відносяться до метало-дерев'яних конструкцій заводського виготовлення. У цих фермах верхній пояс, виконуваний з брусів, являє собою багатокутник, вписаний в коло або описаний навколо нього, (рис. 2.6).

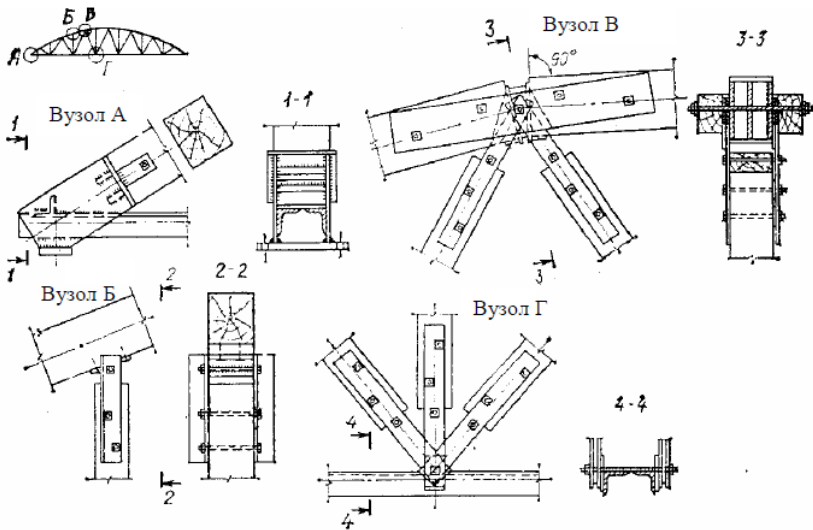


Рисунок 2.6 – Вузли багатокутної брущатої ферми

Прольоти багатокутних брущатих ферм рекомендується приймати до 30 м, а відношення h/l (висоти ферми до прольоту) – не менше $1/7$. Нижній пояс таких ферм виконують, як правило, металевим

з профільної сталі, грати приймають трикутними зі стійками. Брус верхнього пояса перекриває дві панелі і є двопрольотною нерозрізною балкою за винятком опорних панелей, що мають удвічі меншу довжину.

Вирішення вузлів у багатокутних фермах, (рис. 2.6), багато в чому аналогічне вирішенню вузлів у сегментних фермах, (рис. 2.3). Вузол В багатокутної ферми відрізняється від вузла Б сегментної ферми тільки тим, що в першому випадку застосовано металевий вузловий вкладиш клиноподібної форми відповідно до перелому верхнього пояса у вузлі, а в другому випадку вкладиш має паралельні бічні грані. Конструкція вузлів нижнього пояса в багатокутних фермах спрощена в порівнянні з сегментними фермами тим, що застосовано позакентрове прикріплення ґрат до нижнього пояса. Стояки в багатокутних фермах кріпляться до верхнього і нижнього поясів за допомогою металевих пластинок-наконечників, але на верхньому поясі ферми вони надіваються на болт, що вставляється у вушка поясних пластинок, які скріплюються з брусом верхнього пояса за допомогою цвяхів або болтів.

Розрахунок ферм

Розрахунок багатокутних брущатих ферм, як і в сегментних фермах, починають з визначення зусиль в елементах ферм від вузлового розрахункового навантаження побудовою діаграми Кремони. Розрахункові зусилля в поясах і стояках будемо мати при завантаженні тимчасовим (сніговим) навантаженням усього прольоту ферми, а в елементах ґрат – половини прольоту.

Розрахунок верхнього пояса

Як уже згадувалося, брус верхнього пояса являє собою двопрольотну нерозрізну балку з середньою опорою на стояку ґрат.

Від позавузлового навантаження на середній опорі виникає згинальний момент, значення якого залежить від її осідання. Величина цього осідання в загальному випадку невідома, тому що вона залежить від точності зборки ферми, якості деревини, її вологості тощо. Тому в розрахунку верхнього пояса розглядають два крайніх випадки:

1. Середня опора не має осідання і брус верхнього пояса являє собою двопрольотну нерозрізну балку, (рис. 2.7).

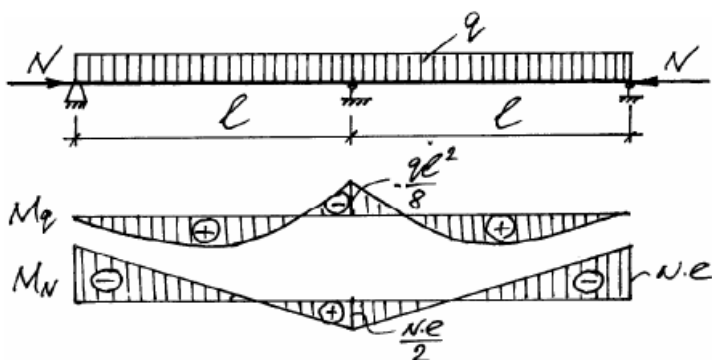


Рисунок 2.7 – До розрахунку верхнього пояса без осідання середньої опори

Для зменшення згинального моменту від позавузлового навантаження у верхньому поясі штучно створюється згинальний момент зворотного знака, здійснюючи упор тільки нижніми частинами поперечного перерізу бруса, тобто нормальну силу N на крайніх опорах прикладаємо з ексцентриситетом e . Тоді маємо $M_N = N \cdot e$. Згинальний момент на середній опорі $M_N = 0,5N \cdot e$, тому що епюра

моментів проходить через фокусну точку, що знаходиться на відстані $\frac{1}{3}l$ від середньої опори.

Підсумовуючи епюри моментів, (рис. 2.7), одержуємо розрахунковий згинальний момент на середній опорі:

$$M_{розр} = -\frac{ql^2}{8} + 0,5N \cdot e. \quad (2.8)$$

Прийнятий переріз брусів верхнього пояса перевіряємо як стиснуто-вигинний стержень за формулою 2.4. У цьому випадку гнучкість λ знаходимо по повній довжині панелі, що йде в запас міцності, тому що при нерозрізному верхньому поясі можливе визначення гнучкості по довжині між нульовими точками епюри моментів.

2. Середня опора має осідання такої величини, що згинальний момент на ній дорівнює нулю, і брус верхнього пояса являє собою розрізні балки з прольотами, рівними довжині панелі, (рис. 2.8).

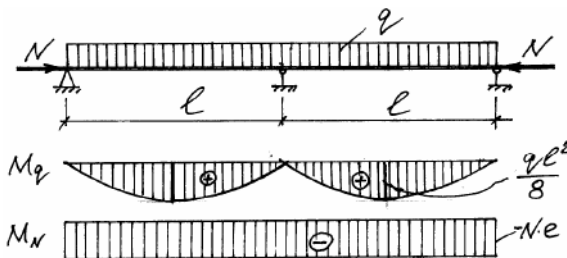


Рисунок 2.8 – До розрахунку верхнього пояса з осіданням середньої опори

У цьому випадку нормальну силу N також прикладаємо на крайніх опорах з ексцентриситетом e , але вигляд епюри моментів буде іншим, а розрахунковий згинальний момент в середині прольоту панелі верхнього пояса буде таким:

$$M_{розр} = +\frac{ql^2}{8} - N \cdot e. \quad (2.9)$$

Прийнятий переріз брусів верхнього пояса тут також перевіряємо, як стиснуто-вигинний стержень, за формулою 2.4, а гнучкість λ находимо по повній довжині панелі.

Розрахунок нижнього пояса

У зв'язку з тим, що розкоси багатокутної ферми кріпляться до нижнього пояса з невеликим ексцентриситетом, який дорівнює відстані від центра вузлового болта до осі кутника пояса, (рис. 2.6), то згинальний момент у нижньому поясі дорівнює добутку різниці зусиль у сусідніх панелях ΔN на значення ексцентриситету e , тобто:

$$M = \Delta N \cdot e. \quad (2.10)$$

Різниця зусиль ΔN визначається при розташуванні тимчасового (снігового) навантаження: 1) на всьому прольоті; 2) на лівій; 3) на правій половині ферми. Для всіх трьох випадків підраховується значення згинального моменту за формулою 2.10 і відповідне йому розтягуюче зусилля, а потім виконується перевірка прийнятого перерізу нижнього пояса як розтягнуто-вигинного стержня за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{W_{HT}} \cdot \frac{R_p}{R_g} \leq R_p. \quad (2.11)$$

Розрахунок грат

Стиснуті елементи грат багатокутних ферм перевіряють на поздовжній вигин так само, як у сегментних фермах, тобто за формулою 2.6, а розтягнуті на розтягання по площі нетто з урахуванням ослаблень за формулою 2.5.

2.3 Шпренгельні балки

Шпренгельні балки відносяться до найпростіших комбінованих систем дерев'яних конструкцій, в яких збільшення несучої здатності дерев'яної балки (клеєної або брущатої) досягається підведенням знизу стояка (їх може бути один, два або декілька), утримуваного підпружним металевим «ланцюгом», (рис. 2.9).

Особливістю шпренгельних систем є нерозрізність балки над опорою (стояком).

Такими балками можна перекивати прольоти до 15 м при клеєному і до 6,5 м при брущатому верхньому поясі.

Нижній пояс (підпружний ланцюг) виконують з круглої сталі, а натяг, здійснюваний для утримання дерев'яного стояка, досягається або за допомогою гайок в опорних вузлах, або натяжних муфт з двостороннім різьбленням, або шляхом опускання ланцюга на стояку за допомогою спеціальної серги.

Стійкість шпренгельної балки з площини створюється, крім розкріплення верхнього пояса елементами покрівлі постановкою вертикальних поперечних зв'язок в площині стояків.

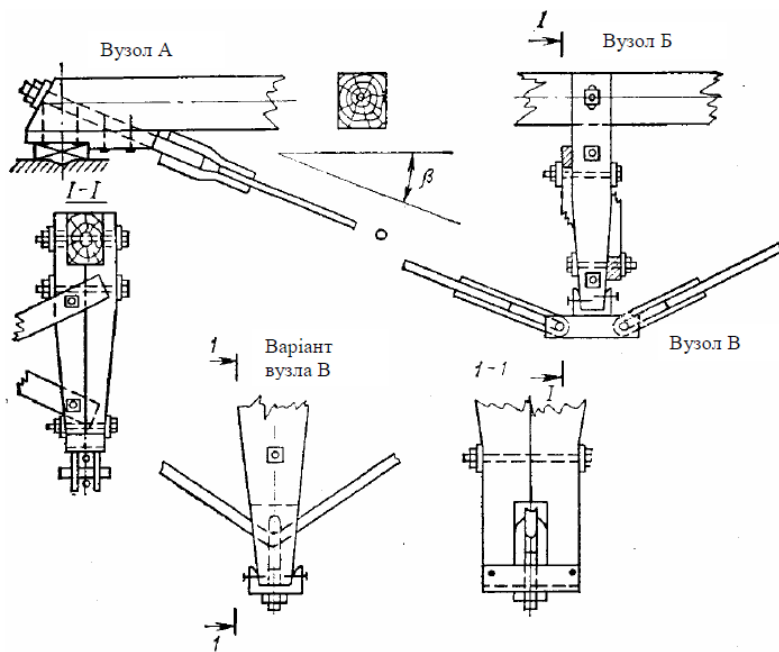


Рисунок 2.9 – Шпренгельна балка

Розрахункові зусилля в елементах шпренгельної балки залежать від осідання середнього вузла, що залежить від подовження нижнього пояса, укорочення верхнього пояса і стояка, непружних пухких деформацій, що важко враховуються, а також від точності виготовлення балки. Тому шпренгельну балку розраховують при двох можливих схемах її роботи:

1) осідання на середній опорі немає і верхній пояс являє собою нерозрізну балку;

2) осідання середньої опори таке, що згинальний момент на ній дорівнює нулю, а верхній пояс у цьому випадку розглядається таким, що складається нібито з двох розрізних балок.

Розрахунок шпренгельної системи як нерозрізної балки, (рис. 2.7)

Для зменшення розрахункового згинального моменту нормальну силу N на крайніх опорах прикладають з ексцентриситетом e . Тоді при рівномірно розподіленому навантаженні величина згинального моменту на середній опорі буде такою:

$$M_{\text{позр}} = -\frac{ql^2}{8} + \frac{N \cdot e}{2}.$$

Стискаюча нормальна сила у верхньому поясі: $N = \frac{1,25ql}{2\text{tg}\beta}$.

Розтягувальне зусилля в нижньому поясі:

$$N = \frac{1,25ql}{2\sin\beta},$$

де β – кут між верхнім поясом і підпружним ланцюгом, (рис. 7.9).

Стискаюче зусилля в стояку: $N = 1,25ql$.

Прийнятий переріз верхнього пояса перевіряється як стиснуто-вигинний стержень:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_{\text{позр}}}{\xi \cdot W_{HT}} \leq R_c. \quad (2.12)$$

Розрахункова гнучкість балки для визначення коефіцієнта ξ підраховується в запас міцності за повною довжиною l .

Розрахунок шпренгельної системи, що складається з розрізних балок,

(рис. 2.8)

У цьому випадку розрахунковий згинальний момент також зменшують ексцентричним прикладанням на крайніх опорах нормальної сили N , величина якого в середині прольоту буде:

$$M_{розр} = \frac{ql^2}{8} - N \cdot e.$$

Стискаюча нормальна сила у верхньому поясі: $N = \frac{ql}{2 \operatorname{tg} \beta}$.

Розтягуюче зусилля в нижньому поясі: $N = \frac{ql}{2 \sin \beta}$.

Стискаюче зусилля в стояку: $N = ql$

Прийнятий переріз верхнього пояса перевіряємо так само, як і в попередньому випадку, за формулою 2.12, а розрахункова гнучкість балки для визначення коефіцієнта ξ підраховуємо за повною довжиною l .

2.4 Рамні поперечники будівель

Рамні поперечники будівель призначаються для сприйняття як вертикальних (власна вага, сніг), так і горизонтальних навантажень (вітер). Однопрольотні наскрізні рами можуть бути три- і двохарнірними.

Рама утворюється двома стійками (ґратчастими або суцільними), затисненими у фундаментах, і наскрізним ригелем (фермою або балкою), шарнірно з'єднаним зі стійками.

Рама є один раз статично невизначеними системами. За зайве невідоме приймають поздовжнє зусилля X в ригелі, (рис. 2.10), що визначається за формулою:

$$X = X_W + X_q, \quad (2.13)$$

$$\text{де } X_W = \frac{(-W_1 + W_2)}{2};$$

$$X_q = \frac{3}{16} h (-q_{акм} + q_{ом}).$$

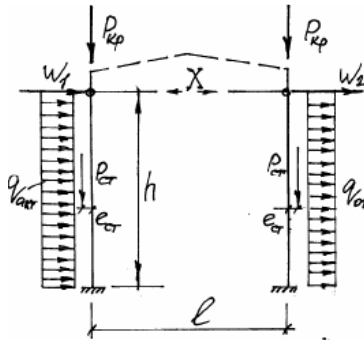


Рисунок 2.10 – Розрахункова схема поперечника

Після визначення зусилля в ригелі визначають згинальні моменти і поперечні сили в стійку. Висоту перерізу дощато-клеєної колони h_k приймають в межах $\left(\frac{1}{8} - \frac{1}{15}\right)h$, її ширину $b \geq h_k/5$, де h –

висота колони. Прийнятий з урахуванням сортаменту пиломатеріалів і умов обпирання ригеля переріз колон перевіряють на розрахункове сполучення навантажень: у площині рами – як стиснуто-вигинний елемент; із площини рами – як центрально стиснутий елемент.

Якщо стояки застосовують ґратчастими, то вони розраховуються як окремі вертикальні ферми, навантажені безпосередньо прикладеними до них навантаженнями.

Гранична гнучкість для колон 120. При визначенні гнучкості розрахункову довжину колони в площині рами приймають $l_0 = 2,2h$ (при відсутності з'єднання верха колон із жорсткими торцями будівлі горизонтальними зв'язками). При обчисленні гнучкості колони з площини рами її розрахункову довжину приймають такою, що дорівнює відстані між вузлами вертикальних зв'язок, поставлених по колонах у площині поздовжніх стін.

3 ПРОСТОРОВЕ КРІПЛЕННЯ ПЛОЩИННИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Площинні конструкції (балки, арки, рами, ферми тощо) призначені для сприйняття навантажень, що діють у їхній площині. Однак є ряд навантажень (вітер, гальмові зусилля кранів, сейсмічні, монтажні, аварійні, непередбачені), напрямок яких не збігається з площиною несучих конструкцій та їх сприйняття вимагає закріплення площинних конструкцій у поперечному напрямку. Таке закріплення конструкцій необхідно також для забезпечення їхньої стійкості з площини. Для цієї мети застосовують спеціальні зв'язки жорсткості та вітрові зв'язки, що сприймають сили, які діють перпендикулярно до площини основних несучих конструкцій, і передають їх на несучі конструкції (на капітальні стіни, фундаменти), що лежать нижче. Зв'язки являють собою плоскі незмінні системи, розташовані в горизонтальних, вертикальних або похилих площинах.

Відповідно до цього розрізняють зв'язки: скатні, необхідні для утримання верхніх стиснутих поясів ферм і розташовані в площині схилів даху; горизонтальні, необхідні для утримання нижніх поясів ферм, навантажених горизонтальним навантаженням; вертикальні, необхідні для забезпечення вертикального положення конструкцій і розташовані в площині стояків або розкосів основних несучих конструкцій.

Для забезпечення просторової жорсткості використовується конструкція даху, що дозволяє створювати жорстку в площині схилу даху пластинку: при подвійному перехресному настилі, (рис. 3.1, а) або збірно-щитовій конструкції даху, (рис. 3.1, б) застосовують

прогони, що забезпечують незмінність положення несучих конструкцій покриття в просторі; при застосуванні тришарових плит, (рис. 3.1, в) вони самі жорстко кріпляться до несучих конструкцій і тим самим забезпечують жорсткість і стійкість несучих елементів покриття.

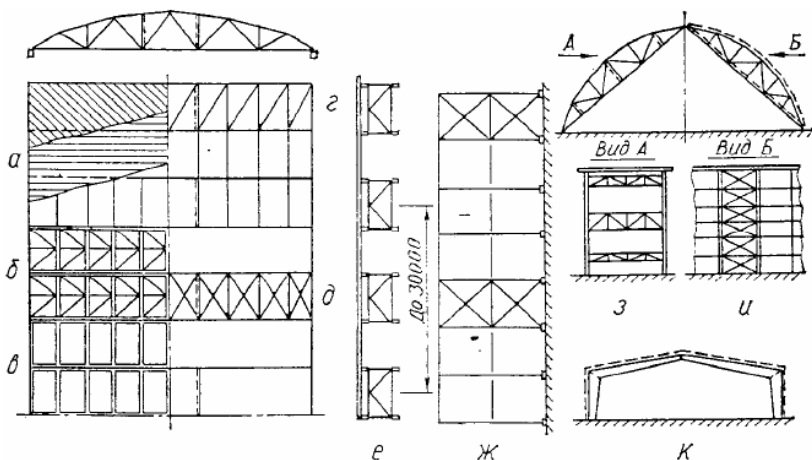
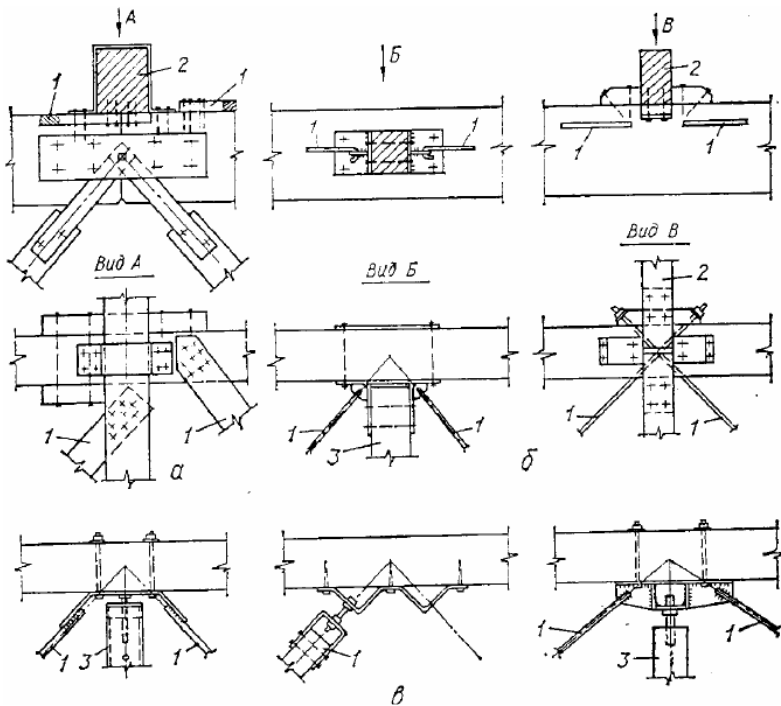


Рисунок 3.1 – Варіанти конструкцій покриття та видів зв'язків:

а – подвійний перехресний дощатий настил; б – щити; в – тришарові плити; г, д – скатні сполучні ферми; е – вертикальні зв'язки між фермами; ж – вертикальні зв'язки по ряду колон; з – сполучні ферми в площині стояків ґрат напіврам; и – сполучні ферми в площині поясів напіврам; к – зв'язки в тришаровій рамі.

При відсутності жорсткого схилу даху влаштовують спеціальні скатні ферми жорсткості, (рис. 3.1, г і д), поясами яких є верхні пояси двох сусідніх ферм покриття, а стояками – прогони (або розпорки). До елементів покриття додаються тільки розкоси, виконувані з дощок або брусків, прибитих цвяхами знизу до прогонів або зверху до поясів

ферм, (рис. 3.2, а), також розкоси з круглої сталі у вигляді тяжів, (рис. 3.2, б); при муфтових кріпленнях можна коректувати положення верхніх поясів ферм, (рис. 3.2, в).



1 – розкос; 2 – прогін; 3 – розпірка

Рисунок 3.2 – Кріплення елементів зв’язок:

а – кріплення розкосів з дошок (два варіанта); б – кріплення розкосів з тяжів; в – вузли кріплення розкосів та розпірок

Крім скатних ферм жорсткості для створення незмінного просторового блоку покриття необхідно також ставити між двома сусідніми фермами вертикальні зв’язки в площині опорних стояків

(якщо вони є) і в середині прольоту, а при фермах із прольотами більше 24 м – у чвертях прольоту і закріпити опорні вузли ферм, наприклад, обв'язувальним брусом. Такі зв'язки влаштовують по торцях будівлі й у проміжках по довжині будівлі з урахуванням, щоб відстань між ними не перевищувала 30 м, (рис. 3.1, е).

Для сприйняття горизонтальних навантажень на будинок і передачі їх на фундаменти, а також для стійкості колон будівлі влаштовують вертикальні зв'язки по рядах колон. Ці зв'язки виконують у вигляді підкосів або хрестів і розташовують в місцях улаштування жорстких блоків покриття, (рис. 3.1, ж). Жорсткість колон із площини може бути збільшена постановкою горизонтальних розпірок, до яких відноситься обв'язувальний брус, що зв'язує колони в місцях обпирання на них балок або ферм покриття.

Переріз зв'язок підбирають за умовами гнучкості: у стиснутих елементах гнучкість не повинна бути більше 200, у розтягнутих елементах – 400.

У тришарнірних арках і рамах стиснуті нижні пояси повинні бути розкріплені вертикальними або похилими сполучними фермами, що з'єднують попарно вузли двох сусідніх арок або рам між собою і з прогонами покриття, (рис. 3.1, з, і, к).

Вітрове навантаження, що діє на поздовжні стіни будівлі, сприймається каркасом стіни і передається на основну несучу конструкцію поперечника будівлі.

Вітрове навантаження, яке діє уздовж будівлі на торцеві стіни, сприймається каркасом цих стін, що повинен складатися із системи вертикальних фахверкових несучих колон, які працюють на вигин від вітру і передають горизонтальне навантаження вниз на фундаменти і

нагору на жорстке покриття або вітрову ферму. При відсутності жорсткого покриття або вітрової ферми торцевий каркас проектується з фахверкових несучих колон однакової висоти до відмітки нижнього пояса ферми покриття, по верху яких розташовується сполучна ферма. Для такої конструкції торця проектованої будівлі фахверкові колони розраховують як затиснені внизу консолі.

4 ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ В ПОКРИТТЯХ БУДІВЕЛЬ

Конструктивні системи, що забезпечують спільну роботу складових їхніх елементів у двох і більше площинах, є просторовими конструкціями.

Просторові конструкції з дерева і пластмас відрізняються великою розмаїтістю видів і конструктивних особливостей, можуть сполучати несучі і огорожуючі функції, мають високу надійність і несучу здатність, їх характеризує мала матеріалоемність, а при наявності агресивного середовища – велика довговічність.

Просторові конструкції використовують в будівлях і спорудах у випадках, якщо необхідно застосовувати внутрішній габарит приміщення при малій будівельній висоті конструкції, якщо в поздовжніх стінах необхідні великі отвори для воріт (ангари), а обпирання повинне здійснюватися на торцеві стіни, також у покриттях над приміщеннями круглими, овальними, квадратними або багатокутними в плані.

У зв'язку з тим, що в просторових конструкціях відсутня універсальна класифікаційна ознака, то будь-яка їхня класифікація буде умовною. Відзначимо основні конструктивні типи просторових конструкцій:

- 1) склепіння при прямокутному плані й обпиранні на поздовжні стіни або по всьому контуру будівлі;
- 2) складки і склепіння – оболонки при обпиранні на поперечні торцеві стіни;
- 3) оболонки двоякої позитивної або негативної (гауссової) кривизни типу гіперболічного параболоїда (гіпар);

4) зімкнуті склепіння при обпиранні по контуру прямокутної або багатокутної будівлі й хрестові склепіння, що спираються на колони, розташовані в кутах прямокутної або багатокутної в плані будівлі;

5) куполи при обпиранні по контуру круглої або багатокутної в плані будівлі.

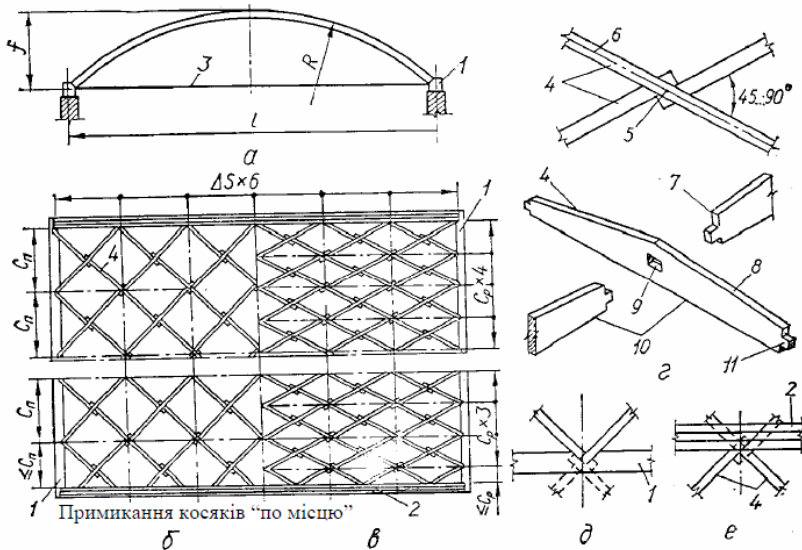
По конструктивному виконанню ці типи просторових конструкцій можуть бути виконані у вигляді тонкостінних оболонок панельної конструкції, у вигляді ребристих складок і оболонок, в яких тонкостінні елементи посилені ребрами, а також у вигляді сітчастих систем.

Слід відзначити високу надійність роботи просторових конструкцій, тому що руйнування якого-небудь одного елемента конструкції звичайно не приводить до руйнування всієї конструкції, оскільки замість вибулого елемента в роботу включаються суміжні елементи.

4.1 Кружально-сітчасті склепіння

Кружально-сітчасті склепіння являють собою просторову конструкцію, що складається з окремих поставлених на ребро стандартних елементів – косяків, які йдуть по двох пересічних напрямках і утворюють ламані гвинтові лінії, (рис. 4.1).

У кружально-сітчастих конструкціях сполучаються індустріальність виготовлення елементів з перевагами просторових конструкцій: міцність і надійність склепіння визначається середньою міцністю багатьох елементів, і вплив якості деревини окремих елементів має менше значення, ніж у площинних конструкціях.



1 – мауерлат; 2 – фронтона арка; 3 – затяжка; 4 – основні косяки; 5 – центр вузла; 6 – вісь верхньої грані наскрізного косяка; 7 – торець косяка; 8 – верхня грань; 9 – гніздо; 10 – нижня грань; 11 – шип

Рисунок 4.1 – Кружально-сітчасте склепіння системи С.І. Песельника:

а – загальний вигляд; б – розгортка склепіння з прямокутною сіткою; в – те ж, з ромбічною сіткою; г – основний (середній) вузол; д – опорний вузол; е – вузол примикання до фронтонаї арки.

Кружально-сітчасті склепіння в поперечному перерізі мають зовні круговий або правильний багатокутний обрис. Виникаючий розпір сприймається металевими затяжками або безпосередньо опорами. Відношення стріли підйому склепіння f до його прольоту l приймають $\geq \frac{1}{7}$.

Характерними рисами кружально-сітчастих склепінь є:

- уніфікація форми і розмірів косяків, що дає змогу заготовлювати їх заводським способом;
- транспортабельність елементів;
- простота і швидкість зборки конструкції;
- можливість улаштування покрівельного настилу безпосередньо по несучій конструкції (без прогонів і допоміжних кроквяних ніг).

Застосування кружально-сітчастих склепінь у багаторядових покриттях не рекомендується, тому що в місцях примикання склепінь можуть виникати «снігові мішки», які створюють великі бічні тиски, що призводить до значних деформацій склепіння.

Кружально-сітчасті склепіння бувають:

1. з вузлами на шипах (безметальні) системи С.І. Песельника, (рис. 4.1);
2. з вузлами на болтах системи Цольбау.

Обидва ці варіанти склепінь можуть бути виконані або з косяків суцільного перерізу, що обмежені розмірами сортаменту пиломатеріалів, або з клеєфанерних косяків. Суцільними косяками можна перекивати прольоти до 20 м, клеєфанерними – до 100 м.

У конструкціях покриттів усіх систем розрізняють три типи вузлів: основні (середні), (рис. 4.1, г); опорні, (рис. 4.1, д), в яких косяки сполучаються з настінними брусами (мауерлатами) і торцеві, (рис. 4.1, е), в яких косяки сполучаються з фронтонними арками.

Основні вузли сітки склепінь утворюються з трьох косяків, один з яких є «наскрізним» і проходить через вузол не перериваючись, а два інших «набіжних» косяків примикають до наскрізного косяка.

Розглянемо більш докладно конструкцію і розрахунок кружально-сітчастих склепінь системи С.І. Песельника, (рис. 4.1). Склепіння цієї системи виготовляють з косяків суцільного перерізу, що мають на кінцях шипи, а в центрі наскрізне прямокутне гніздо, (рис. 4.1, г), осі якого розташовуються відповідно посередині довжини і висоти косяка: ширина гнізда дорівнює двом товщинам косяка мінус 2 мм, а висота – одній чверті висоти косяка.

Для зручності монтажу склепіння, що ведуть від опор до шалиги, рекомендується вирішувати вузли так, щоб шип вищерозміщеного косяка, що набігає, розташовувався в гнізді над шипом нижчерозміщеного косяка. Таке рішення викликається також необхідністю забезпечити в гнізді взаємний упор набіжних косяків для сприйняття однієї з діючих у вузлі сил, спрямованої нормально до їхньої осі.

Косяки в склепінні крім поздовжньої сили стиску і згинального моменту сприймають також поперечні сили, що можуть викликати їхнє розколювання. Однак, чим більше довжина косяка, тим менше поперечна сила, що викликає цю небезпеку. Тому встановлені такі конструктивні вимоги до розмірів косяків: $l/h_k \geq 13$; $b_k \geq 2,5\text{см}$;

$h_k/b_k \leq 4,5$; $h_k \geq \frac{1}{100}l$, де l_k – довжина косяка; b_k – товщина косяка;

h_k – висота косяка в його середині довжини; l – прольот склепіння.

Вузли склепіння бажано виконувати центрованими, тому що в не центрованому вузлі виникає додатковий згинальний момент у напрямку меншого моменту інерції косяка від поздовжніх зусиль у набіжних косяках.

Від значення кроку сітки C уздовж твірної склепіння і кроку ΔS уздовж дуги його поперечного перерізу, (рис. 4.1, б) залежить

геометрія склепіння. Довжина твірної склепіння B (відстань між внутрішніми гранями фронтонних арок) повинна бути кратною кроку C , а довжина дуги S_0 поперечного перерізу склепіння повинна бути кратною кроку ΔS . Це забезпечує стандартність опорних вузлів з однієї і з іншої сторони склепіння, а також стандартність торцевих вузлів.

Від величини кроку C також залежить значення зусиль, що сприймаються косяками: чим більше C , тим більші згинальний момент і нормальна сила, що ними сприймаються.

Сталеві затяжки (круглого перерізу), що сприймають розпір, повинні розміщуватися так, щоб забезпечити центрування опорного вузла. Крок затяжок призначають кратним кроку C сітки.

У торцях склепіння замикається дво- чи тришаровими кружальними арками, що виготовляються з косяків, але без шпів. При стандартному вирішенні торцевого вузла косяки склепіння примикають до торцевої арки по лінії, що проходить між центрами вузлів і з'єднуються з аркою цвяхами.

У зв'язку з тим, що кружально-сітчасте склепіння представляє просторову систему з великою кількістю стержнів (косяків), то його точний розрахунок дуже складний. Розглянемо наближений метод розрахунку склепіння.

Зі склепіння нормально до його осі виділяється розрахункова смуга шириною, рівною C . Виділена смуга розглядається як плоска дво- чи тришарнірна арка постійної жорсткості, навантажена навантаженням, що приходить на цю смугу. Площа перерізу такої арки береться рівною площі перерізу двох косяків, а момент інерції – моменту інерції одного косяка. Після розрахунку цієї арки з

прийнятими допущеннями за правилами будівельної механіки одержуємо величини згинального моменту M_a і нормальної сили N_a , що діють на арку.

У кожному вузлі сітки склепіння згинальний момент сприймається повністю тільки одним косяком. Отриманий з розрахунку арки згинальний момент M_a дає складові, що проходять через наскрізний косяк M_1 і через твірну M_2 :

$$M_1 = \frac{M_a}{\sin \alpha}, \quad (4.1)$$

де α – кут між віссю косяка і твірною склепіння.

Друга складова моменту M_2 викликає в косяках крутіння, що погашається настилом, прибитим до косяків.

Завдяки просторовій роботі покриття на значення згинальних косяки моментів впливають жорсткі фронтони, що збільшують жорсткість покриття і зменшують згинальні моменти в косяках. Розвантажувальна дія жорстких фронтонів враховується коефіцієнтом

$$K_\phi = f\left(\frac{B}{S_\phi}\right), \text{ де } B \text{ – відстань між фронтонними арками, } S_\phi \text{ –}$$

довжина дуги склепіння.

Коефіцієнт K_ϕ визначається з таблиці:

B/S_ϕ	1 і менше	1,5	2	2,5 і більше
K_ϕ	2	1,4	1,1	1

З урахуванням сказаного розрахунковий згинальний момент у косяку буде таким:

$$M_{розр} = \frac{M_a}{\xi \cdot K_\phi \cdot \sin \alpha}, \quad (4.2)$$

де ξ – коефіцієнт, що враховує збільшення згинального моменту від дії поздовжньої сили.

У виділеній арковій смузі нормальна сила N_a сприймається однаково обома косяками. Тому на один косяк передається зусилля:

$$N_1 = \frac{N_a}{2 \sin \alpha}. \quad (4.3)$$

Прийнятий за конструктивними вимогами переріз косяка перевіряється як стиснуто-вигинний елемент:

$$\sigma = \frac{N_a}{2F_{HT}^\kappa \cdot \sin \alpha} + \frac{M_a}{\xi \cdot K_\phi \cdot W_{HT}^\kappa \cdot \sin \alpha} \leq R_c, \quad (4.4)$$

де F_{HT}^κ і W_{HT}^κ – площа і момент опору нетто косяка в середині його довжини;

α – див. виноску до формули 4.1;

$$\xi = 1 - \frac{N_a}{\varphi \cdot 2F_{HT}^\kappa \cdot R_c \cdot \sin \alpha} - \text{див. виноску до формули 4.2}; \quad (4.5)$$

$\varphi = f(\lambda)$ – коефіцієнт поздовжнього вигину;

λ – гнучкість склепіння, визначається для безметальних склепінь з вузлами на шипах за формулою:

$$\lambda = \frac{0,75 \cdot l_0}{\sin \alpha \cdot \sqrt{\frac{J_{\sigma p}^{\kappa}}{2F_{\sigma p}^{\kappa}}}}, \quad (4.6)$$

де 0,75 – емпіричний коефіцієнт, що враховує просторову роботу сітки склепіння;

$F_{\sigma p}^{\kappa}$ і $J_{\sigma p}^{\kappa}$ – площа і момент інерції бруто косяка в середині його довжини;

l_0 – розрахункова довжина дуги склепіння, приймається:

– при симетричному навантаженні для двошарнірних склепінь

$$l_0 = 0,35S_{\sigma};$$

– для тришарнірних склепінь $l_0 = 0,58S_{\sigma}$;

– при несиметричному навантаженні для дво- і тришарнірних

склепінь $l_0 = \frac{\pi \cdot S_{\sigma}}{2\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}}$, тут α – центральний кут напіварки, рад.

Слід зазначити, що у формулі 4.6 розрахункова довжина дуги склепіння збільшена діленням на $\sin \alpha$, що враховує косий напрямок косяків склепінь, бо при цьому відбувається нагромадження елементарних деформацій вузлів склепіння під впливом згинального моменту.

При невеликих напруженнях вигину, що не перевищують 10% від напружень стиску, переріз косяків перевіряється на стійкість без урахування згинального моменту:

$$\sigma = \frac{N_a}{\varphi \cdot 2F_{\sigma p}^k \cdot \sin \alpha} \leq R_c. \quad (4.7)$$

У вузлах кружально-сітчастих склепінь слід перевіряти бічні грані наскрізного косяка на зім'яття поперек волокон торцями набіжних косяків. Силу зім'яття $N_{зім}$ знаходять за формулою:

$$N_{зім} = \frac{N_a}{2 \sin \alpha \cdot 2 \sin \alpha}. \quad (4.8)$$

Зусилля стиску в косяках, що примикають до торцевої арки, дають рівнодіючу N_p в напрямку твірної склепіння:

$$N_p = N_a \cdot ctg \alpha. \quad (4.9)$$

Щоб уникнути передачі цих рівнодіючих зусиль N_p на торцеві арки, вони сприймаються дошками поздовжнього настилу (латами), що прикріплюються цвяхами до їхнього верхнього пояса.

Необхідну кількість цвяхів $n_{цв}$ для кріплення однієї дошки поздовжнього настилу шириною b до торцевої арки знаходять за формулою:

$$n_{цв} = \frac{N_p \cdot b}{\Delta S \cdot T_{цв}}, \quad (4.10)$$

де $T_{цв}$ – несуча здатність одного цвяха;

ΔS – крок косяків по дузі склепіння.

Розрахунок поздовжнього настилу ведуть на спільну дію вигину від зовнішнього навантаження на прольоті між косяками і на розтягання від дії сили N_p .

Якщо розглядати косяки кружально-сітчастого склепіння як самостійні елементи, то вони працюють як однопрольотні балки з навантаженнями від набіжних косяків зосередженими в середині прольоту, (рис. 4.2). Опорна реакція Q сприймається шипами і передається на відповідні грані гнізда. Передача у вузлах поперечних сил Q відбувається зосереджено на грані гнізда косяка, що підвищує небезпеку його розколювання. Для зменшення цієї небезпеки, як уже зазначалося раніше, рекомендується збільшувати довжину косяків ($l_k/h_k \geq 13$), бо при цьому зменшується поперечна сила. З формули

$$M = Q \left(\frac{l_k}{2} - b_k \right) \text{ маємо } Q = \frac{2M}{l_k - 2b_k}.$$

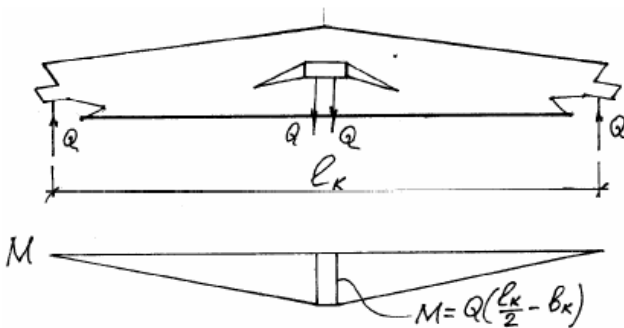


Рисунок 4.2 – Схема роботи косяка

Настінні бруси (мауерлати) кружально-сітчастого склепіння розраховують на вигин. Залежно від схеми обпирання їх розраховують:

- а) при обпиранні на окремі стояки – на косий вигин від дії вертикального і горизонтального (розпір) навантаження склепіння;
- б) при обпиранні склепіння на стіни – на вигин у горизонтальній площині від дії розпору.

Розрахунковим прольотом ϵ : при розрахунку на вертикальні й горизонтальні навантаження – відстань між стояками; при розрахунку тільки на горизонтальні навантаження – відстань між затяжками склепіння.

4.2 Складки

Складчасте покриття являє собою поверхню, утворену системою похилих плоских граней, що примикають одні до інших під кутом по довгим і спираються на торцеві діафрагми або ребра – по коротким сторонам, (рис. 4.3).

Форма поверхні складок може бути трикутною, трапецієподібною або прямокутною, (рис. 4.3, в). Найчастіше застосовують багатохвилові покриття. Форма плану споруд, що перекриваються складками, може бути прямокутного, багатокутного або криволінійного обрису.

Складки виготовляють з деревини і полімерних матеріалів. Для граней складок застосовують клеєні, клеєфанерні, деревостружкові, дощано-цвяхові балкові елементи та плоскі тришарові пластмасові панелі. Для підвищення поперечної жорсткості складок

використовують розпірки, ребра жорсткості або затяжки, встановлювані на довжині складки.

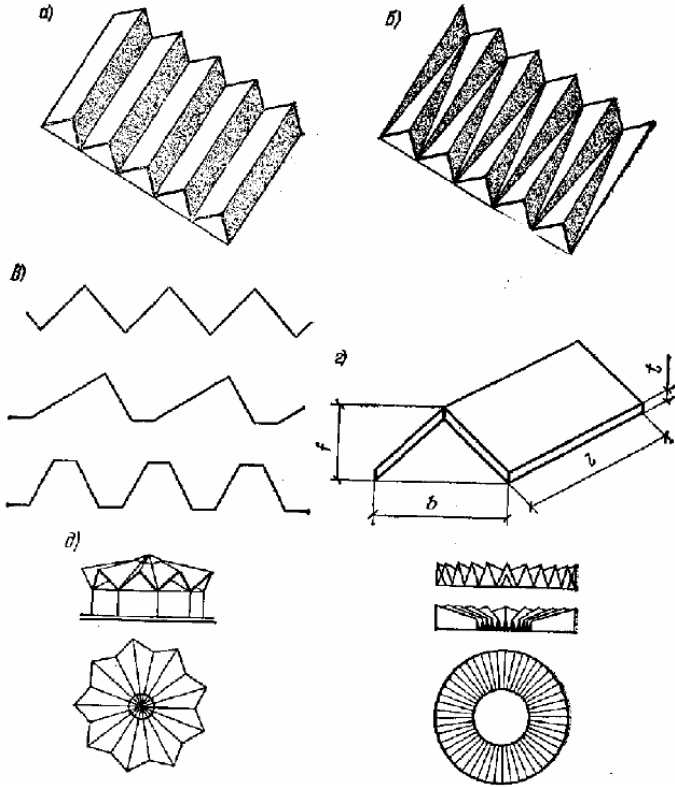


Рисунок 4.3 – Схеми складчастих покриттів:

- a)* – складки з прямокутними гранями; *б)* – складки з трикутними гранями; *в)* – форми профілів багатохвильових складок;
- г)* – параметри складки; *д)* – радіальні складки.

Проліт складок l – відстань між осями опорних елементів звичайно не перевищує 20 – 25 м. Відношення стріли підйому f до

прольоту l для складок з деревних матеріалів коливається в межах $\frac{1}{2} - \frac{1}{9}$, з полімерних матеріалів – до $\frac{1}{15}$. Кут нахилу граней складає $20 - 45^\circ$. Ширина складок b з деревних матеріалів змінюється від 1,8 до 6,8 м, з полімерних матеріалів – до 1 м. Товщину t складок приймають $\left(\frac{1}{20} - \frac{1}{30}\right)l$.

За конструктивним оформленням складки можуть бути тонкостінними, ребристими або тришаровими.

Складки застосовують у покриттях складських, промислових, цивільних і громадських будівель.

У зв'язку з тим, що складки є просторовою багаторазово статично невизначеною системою, то для випадків симетричного поперечного перерізу і навантажень щодо поздовжньої осі складки можлива спрощена розрахункова схема балки-складки, в якій визначають поздовжні нормальні й дотичні напруження від вигину.

У поперечному напрямку грані складок розраховують на складову нормального навантаження як пластинки, шарнірно обперті по довгих сторонах на суміжні грані, а по коротких – на кінцеві діафрагми або ребра жорсткості. У довгих складках $\left(\frac{l}{b} > 3\right)$ вважають, що грань у поперечному напрямку деформується від місцевого зовнішнього навантаження за балковою схемою. Зовнішню обшивку клеєфанерних складок між ребрами жорсткості перевіряють на місцевий вигин як пластинку, затиснену по чотирьох сторонах.

У зв'язку з тим, що несиметричне навантаження викликає крутіння крайніх складок, то в цих випадках необхідно

конструктивними заходами збільшувати їхню жорсткість, обмежуючи переміщення в поперечному напрямку.

4.3 Структурні конструкції

Структурні конструкції є подальшим розвитком плоских суцільних і наскрізних конструкцій. Вони складають різні конструктивні схеми з перехресних балок, ферм, об'ємних пластинчастих і стержневих елементів. Іншими словами, структурні конструкції (структури) – це просторові плити (оболонки), що складаються з регулярно-пластинчастих стержневих утворень, (рис. 4.4).

Кількість балок або ферм, що перетинаються в одному вузлі, а також їхнє відхилення від вертикалі дають найрізноманітніші структурні побудови.

До достоїнств структурних конструкцій відносяться:

- уніфікація конструктивних елементів;
- простота транспортування і монтажу;
- велика просторова жорсткість, що сприяє збільшенню прольоту покриття;
- архітектурна виразність;
- багатозв'язність системи, що підвищує ступінь надійності конструкції при локальних руйнуваннях;
- частота вузлів сітки, що дозволяє закріпити підвісний транспорт і устаткування;
- зниження конструктивної висоти.

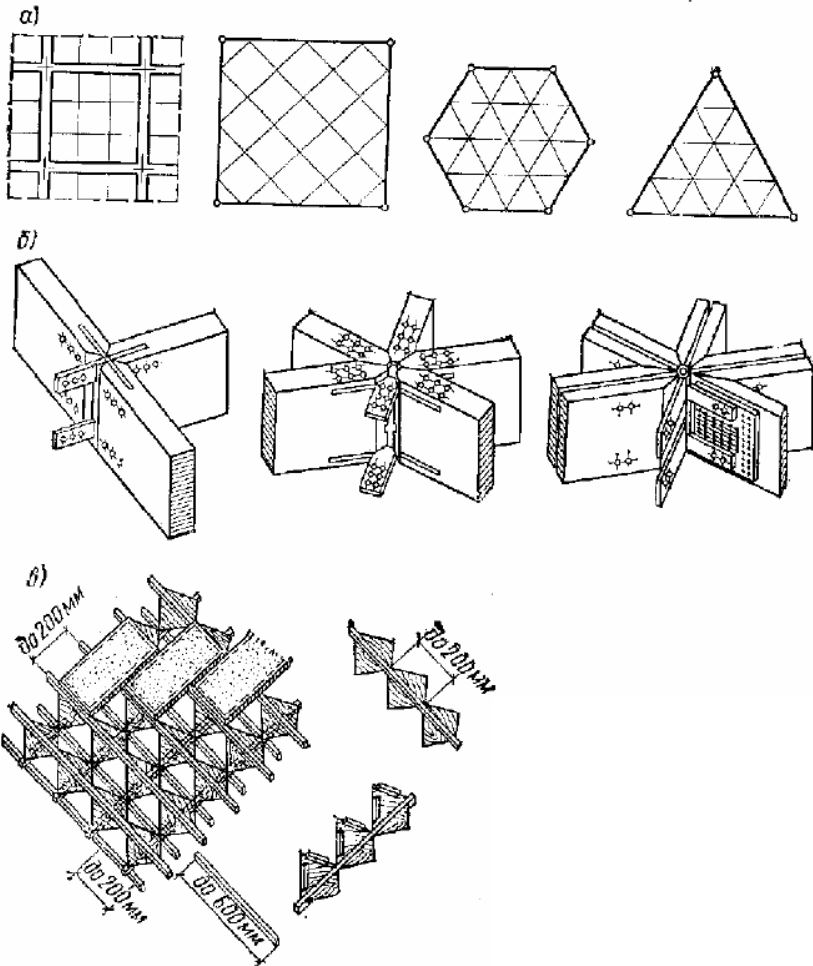


Рисунок 4.4 – Схеми структурних конструкцій:

- а) – схеми структур з перехресних балок; б) – вузли з'єднання балок;
 в) – структура з регулярно-пластинчастих фанерних елементів

До недоліків структурних систем відноситься підвищена трудомісткість виготовлення і зборки.

Найпростішими за конструктивною схемою є структури з балкових елементів, що перетинаються у 2-х, 3-х чи 4-х напрямках, кут між якими може складати 90° , 60° і 45° . При жорсткому з'єднанні балок у вузлах будемо мати просторову статично невизначену систему, розрахунок якої без залучення комп'ютерної техніки практично неможливий. Тому для багатьох структурних систем складені спеціальні таблиці, користуючись якими, можна визначати зусилля для підбора перерізів елементів структур.

Розмір чарунків структур змінюється від 2,4 до 7,2 м. Проліт структурних плит коливається в межах 12 – 28 м. Висота балкових елементів структур складає $1/16$ – $1/30$ прольоту. Загальна стійкість системи додатково забезпечується настилом або другорядними балками. Найбільш розповсюдженим рішенням вузлових з'єднань є з'єднання на нагелях за допомогою металевих планок.

Останнім часом розроблено багато варіантів метало-дерев'яних конструкцій, в яких розтягуючі зусилля сприймаються металевими стержнями, а стиснуті й позацентрово стиснуті стержні виконують з деревини.

У пластмасових структурах нерідко використовують об'ємні світлопрозорі пірамідальні або гіперболічні елементи, з'єднані у вершинах металевими профілями.

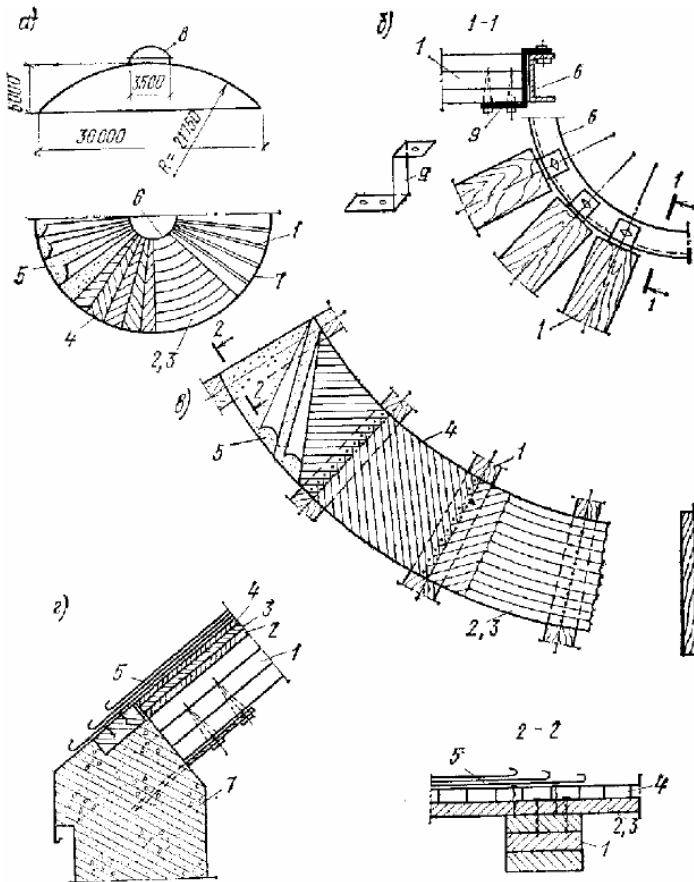
4.4 Тонкостінні куполи-оболонки

Купольні покриття є найбільш розповсюдженою формою просторових конструкцій, в тому числі з деревини, фанери, пластмас. Як один з найбільш економічних видів оболонок при круглому або

багатокутному плані, вони одержали велике поширення в цивільному, промисловому та сільськогосподарському будівництві. Купольні оболонки з пластмас мають діаметр від 1 м (світлові ліхтарі) до 50 – 60 м (сфери укриття антенних пристроїв). При посиленні пластмасових куполів дерев'яними або металевими ребрами їхні прольоти можуть перевищувати 100 м. За конструктивним рішенням куполи можуть бути тонкостінними, ребристими, ребристо-кільцевими, сітчастими. З усього різноманіття куполів розглянемо дерев'яні тонкостінні куполи-оболонки, що мають, як правило, сферичний обрис, діаметром 12 — 35 м. Купол складається, (рис. 4.5), з меридіанних ребер (арочок), верхнього і нижнього опорних кілець, кільцевого і косоного настилів.

Меридіанні ребра сприймають стискаючі зусилля в оболонці за напрямком меридіана і передають їх на верхні й нижні опорні кільця. Ребра складаються з декількох шарів склеєних або збитих цвяхами дощок загальною висотою поперечного перерізу не менше $1/250$ діаметра купола, який приймають з умови його жорсткості. Крок ребер по нижньому опорному кільцю призначають 0,8 – 1,5 м. Верхні кінці ребер приєднують шарнірно до верхнього стиснутого кільця. Ребра передають на кільце поздовжню і поперечну силу. З'єднання здійснюють металевими накладками, що приєднуються до ребер болтами, глухарями або зубцюватими шпонками.

Верхнє кружальне кільце виготовляють металевим або дерев'яним. Дерев'яні кільця можуть бути клеєними або на цвяхах. Діаметр верхнього кільця приймають таким, щоб до нього безперешкодно примикала необхідна кількість меридіанних ребер. Отвір кільця використовують як світловий або аераційний ліхтар.



1 – дощаті ребра; 2 – нижній шар кільцевого настилу; 3 – верхній шар кільцевого настилу; 4 – косий настил; 5 – покрівля; 6 – верхнє опорне кільце; 7 – нижнє залізобетоннє опорне кільце; 8 – ліхтар; 9 – металева деталь кріплення ребер

Рисунок 4.5 – Тонкостінний купол-оболонка:

а) – поперечний розріз і план; б) – примикання до верхнього опорного кільця; в) – деталі покриття; г) – примикання до нижнього опорного кільця.

Нижнє опорне кільце сприймає розпір меридіанних ребер і працює на розтягання. Воно може бути залізобетонним, дерев'яним або металевим залежно від рівня обпирання купола і виду нижніх опорних конструкцій. Кінці ребер повинні бути заанкеровані в опорному кільці, надійно з'єднаному з нижчерозміщеними конструкціями.

Кільцеві настили сприймають зусилля, що діють у кільцевому напрямку оболонки. У нижній частині купола, де можуть виникати кільцеві розтягуючі зусилля, кільцевий настил виконують з двох шарів дощок: нижній укладають безпосередньо на меридіанні ребра, верхній – перекриває стики нижнього, зміщуючись щодо них на половину довжини дошки. Обидва шари дощок прибивають цвяхами. Дощки не викружалюють і тому між ними утворюються зазори. Товщину дощок кільцевого настилу приймають 19 – 25 мм. У верхній частині купола, де діють стискаючі кільцеві зусилля, настил виконують з одного шару дощок товщиною, рівній товщині подвійного нижнього кільцевого настилу.

Косий настил сприймає зусилля зсуву, що виникають при несиметричному навантаженні на купол, і складається з одного шару дощок товщиною 16 – 25 мм, які укладаються зверху кільцевого настилу від одного меридіанного ребра до іншого під кутом близько 45° , утворюючи на поверхні купола ялинку.

Куполи-оболонки можуть бути виконані з крупно-панельних клеєфанерних елементів, що значно зменшує трудомісткість зведення покриття.

Дерев'яні тонкостінні куполи-оболонки збирають за допомогою риштувань. При цьому необхідно звертати увагу на приторцовку стиків стиснутого кільцевого настилу.

Статичний розрахунок куполів-оболонок виконують за безмоментною теорією, відповідно до якої для сферичної оболонки при дії на неї осесиметричного навантаження основне рівняння напруженого стану має вигляд:

$$T_1 + T_2 = q \cdot R, \quad (4.11)$$

де T_1 – меридіональне зусилля на одиницю довжини кільцевого перерізу;

T_2 – кільцеве зусилля на одиницю довжини дуги меридіана;

q – рівномірно розподілений нормальний до поверхні купола тиск, спрямований до центра сфери;

R – радіус сферичного купола.

4.5 Гіперболічні оболонки

Серед дерев'яних оболонок з поверхнею двоякої кривизни гіперболічні оболонки одержали найбільше поширення. Це пояснюється їхньою можливістю утворювати свою криволінійну поверхню за допомогою прямолінійних твірних. З усіх можливих геометричних форм в будівництві застосовують два типи поверхонь – гіперболічні параболоїди (гіпари) з прямолінійними бортовими елементами і параболоїди обертання. Ці поверхні називаються такими, що не розгортаються, або косими лінійчатими поверхнями. Завдяки цій властивості оболонки можуть бути виконані з прямолінійних елементів – дощок, брусків, фанерних смуг. Покриття можуть складатися з одного гіпара, двох, трьох і більше, утворюючи

багатосекційні оболонки. Такими конструкціями перекривають будівлі з квадратними, прямокутними, багатокутними і криволінійними планами.

Поверхня гіпара утворюється різними способами. Найбільш простим і наочним є спосіб трансформації плоского чотирикутника в просторовий зміщенням по вертикалі одного або двох діагонально розташованих кутів або скручуванням протилежних прямолінійних елементів контуру один щодо іншого, (рис. 4.6, а).

Достоїнствами пологих гіпар, особливо з прямолінійними краями, є простота утворення лінійчатої поверхні; підвищена стійкість у зв'язку з наявністю поверхні від'ємної гауссової кривизни; невисока маса деревини на 1 м^2 ; мала будівельна висота; проста форма контурних діафрагм; добрі акустичні властивості; можливість створення різноманітних архітектурних форм.

Недоліками гіперболічних оболонок є деяка хиткість та досить високі для деревини дотичні напруження.

Дерев'яні гіперболічні оболонки складаються з прольотної будівлі та бортових елементів, (рис. 4.6, г). Переріз оболонки при прольотах 8 – 10 м складається з двох шарів шпунтованих дощок товщиною 20 – 25 мм, покладених паралельно діагоналям. При прольотах 10 – 12 м переріз оболонки виконують уже з трьох-чотирьох шарів дощок. Шари розташовують під кутом 45° один щодо іншого, а дошки шарів з'єднують цвяхами або склеюванням.

Бортові елементи гіперболічних оболонок виготовляють з клеєної деревини, вони мають ширину 50 – 200 мм при висоті 150 – 300 мм. Вони можуть бути криволінійного обрису або закрученими щодо поздовжньої осі. Оболонка примикає до бортового елемента

зверху і знизу та з'єднується з ним цвяхами зі склеюванням, (рис. 9.6). Як правило, гіпари є розпирними конструкціями. Розпір сприймається затяжкою або відпором ґрунту фундаментів.

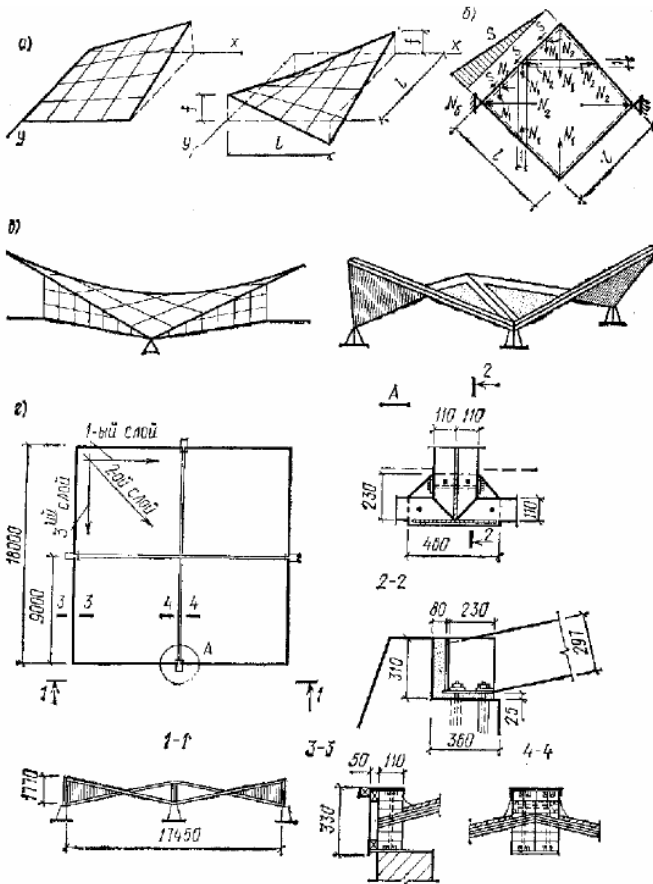


Рисунок 4.6 – Гіперболічна оболонка:

- а) – схема утворення гіпара; б) – зусилля в оболонці;
- в) – одиночна і здвоєна гіперболічні оболонки;
- г) – чотирисекційна гіперболічна оболонка.

Наближений розрахунок гіпар виконують за безмоментною теорією. У цьому випадку в оболонці визначають нормальні й дотичні зусилля (напруження). В пологій гіперболічній оболонці при квадратному плані, (рис. 4.6, б), при дії рівномірно розподіленого по горизонтальній проекції навантаження q виникають тільки зусилля зсуву S постійної інтенсивності. Головні розтягуючі N_1 (паралельні увігнутій діагоналі) і головні стискаючі – N_2 (паралельні опуклій діагоналі) зусилля за інтенсивністю дорівнюють зусиллям зсуву і спрямовані до них під кутом 45° :

$$S = N_1 = -N_2 = \frac{ql^2}{8f}. \quad (4.12)$$

Зусилля зсуву в бортовому елементі:

$$N_\delta = \frac{Sl}{\cos \alpha}, \quad (4.13)$$

де α – кут нахилу бортового елемента до горизонтальної площини.

Розпір в однопелюстковому гіпарі:

$$H = 2S \cdot l \cdot \cos 45^\circ. \quad (4.14)$$

Для гладких одношарових склопластикових оболонок вирішальним критерієм у визначенні товщини оболонки є не міцність,

а стійкість. Щоб уникнути випинання пластмасової оболонки, стискаючі напруження в ній не повинні перевищувати 1/3 критичних, які обчислюються для гіперболічних прямокутних у плані оболонок за формулою:

$$\sigma_{кр} = \frac{h \cdot \delta}{ab\sqrt{3(1-\mu^2)}} \cdot E, \quad (4.15)$$

де h – підйом оболонки;

δ – товщина оболонки

a, b – розміри сторін оболонки в плані;

μ – коефіцієнт Пуассона;

E – модуль пружності.

5 СПЕЦІАЛЬНІ СПОРУДИ

5.1 Вежі (башти)

Вежі є висотними спорудами. За характером роботи їх поділяють на вежі, що працюють в основному на вертикальні навантаження (водонапірні вежі, нафтові вишки, надшахтні копри); що працюють в основному на горизонтальні (вітрові) навантаження (градирні, парашутні вишки, радіовежі, геодезичні сигнали) і що працюють на вертикальні й горизонтальні (вітрові) навантаження і сприймають також внутрішній тиск (силоси для зерна, цементу та інших сипучих тіл, кормові силоси).

У конструктивному відношенні вежі поділяються на три типи: гратчасті вежі, сітчасті вежі системи Шухова і вежі-оболонки, (рис. 5.1). Вежі складаються з трьох основних частин: робочої площадки або шатра, стовбура вежі зі сходами і проміжними площадками та фундаментів. Стовбур вежі, що визначає її тип, являє собою просторову конструкцію. При малому перерізі стовбура вежі розкріплюють відтяжками, (рис. 5.1, д).

Найбільше поширення за нашого часу одержали гратчасті вежі, що пов'язано з простотою конструктивного вирішення і можливістю індустріального виготовлення. Вони складаються з вертикально розташованих (при малих висотах) або під кутом до вертикалі (при великих висотах) плоских ферм з різними ґратами, (рис. 5.2). В плані стовбур вежі найчастіше буває квадратним, але для легких веж він може бути і трикутним. За висотою вежі через 5 – 6 м влаштовують діафрагми, що забезпечують її просторову жорсткість.

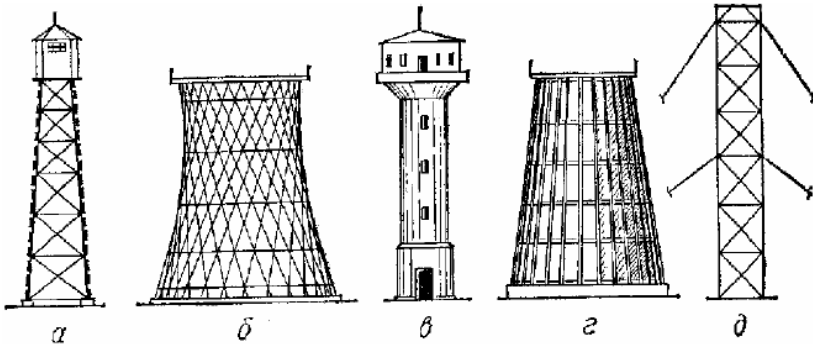


Рисунок 5.1 – Баштові конструкції різних типів:

a – гратчаста; *б* – сітчаста системи Шухова; *в* – циліндрична вежа-оболонка; *г* – конічна вежа-оболонка; *д* – вежа з відтяжками

Стояки вежі виконують з колод або обзолних брусів, з фанерних або склопластикових труб. Якщо необхідна радіопрозорість, то з'єднання у вузлах виконують безметальними. Вибір схеми решітки залежить від розмірів вежі та типу вузлових з'єднань: за допомогою врубок або болтів. Найбільш поширені хрестові грати, застосовувані при обох видах з'єднань. Інші системи грат, зображені на рисунку 10.2, при зміні напрямку горизонтального навантаження змінюють знак зусиль у своїх елементах, а тому застосовуються тільки у вузлах з болтовими з'єднаннями.

Вузлові з'єднання веж – просторові. Для зручності їх конструювання і зменшення ослаблення поперечного перерізу стояків центри вузлів, розташовані в різних гранях, зміщують за висотою один щодо одного. Якщо центрування елементів у вузлах в площині граней не виконано, стояки розраховують з урахуванням згинального моменту.

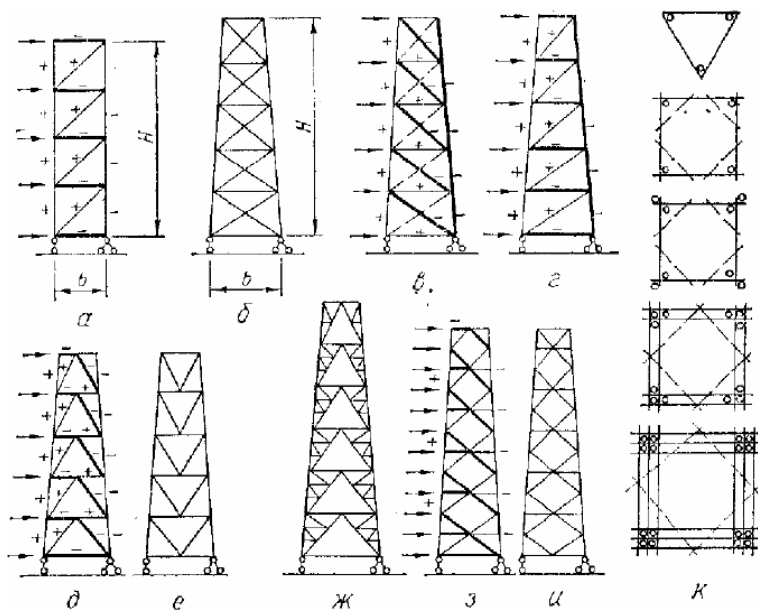


Рисунок 5.2 – Схеми ґратчастих веж:

a – вежа з однорозкісними ґратами; *b* – вежа з хрестовими ґратами; *в* – робота стовбура вежі, якщо вітер ліворуч; *г* – те ж з розкосами з круглої сталі; *д* – вежа з напіврозкісними ґратами і робота її елементів, якщо вітер ліворуч; *e* – грань тієї ж вежі, перпендикулярної до грані, зображеної на схемі *д*; *ж* – те ж, що і схема *д*, але із застосуванням шпренгелів; *з* – вежа з ромбічними ґратами і робота її елементів, якщо вітер ліворуч; *и* – грань тієї ж вежі, перпендикулярної до грані, зображеної на схемі *з*; *к* – поперечні перерізи стовбура вежі

Для заанкерування опорних вузлів веж стояки кріплять до випусків, закладених у фундаменти. Між торцями дерев'яних стояків і фундаментами прокладають гідроізоляцію для запобігання швидкому гниттю кінців стояків.

Ґратчасті вежі розраховують на вертикальну (власна вага), технологічну (від резервуарів, устаткування тощо) і тимчасову (на

площадках і сходах, вода в резервуарах тощо) навантаження, що розподіляються порівну між стояками вежі. На грати діють лише вертикальні навантаження, розміщені на ригелях, що викликають їхню роботу на вигин.

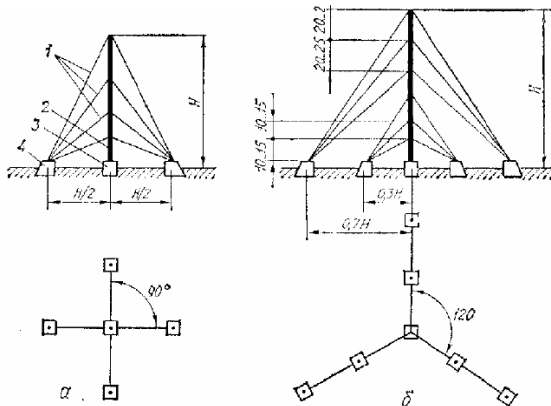
Горизонтальні навантаження діють на всі елементи граней вежі. Для визначення зусиль в елементах веж їх просторова конструкція розкладається на плоскі ферми, що розраховуються за консольною схемою на навантаження, які збігаються з площиною ферми. Для квадратної в плані вежі найбільші зусилля в гратах виникають при напрямку вітру уздовж бічних граней, а в стояках – при напрямку вітру уздовж діагоналей плану. При цьому в перерізі на рівні фундаменту в навітряному стояку може виникнути розтягуюче зусилля (при відсутності тимчасового навантаження), на яке розраховується анкерне кріплення. Переріз підвітряного стояка підбирають з урахуванням тимчасового навантаження, коли розрахункове стискаюче зусилля максимальне.

Необхідною перевіркою є також визначення стійкості вежі на перекидання на рівні підшви фундаменту навколо осі, що збігається з якоюсь із сторін фундаменту вежі. Відношення утримуючого моменту до перекидаючого має бути:

$$\frac{M_{ymp}}{M_{перек}} \geq 1,3. \quad (5.1)$$

5.2 Щогли на відтяжках

Щогли на відтяжках застосовують переважно для радіощогл, опор у лініях електропередач, а також для монтажу при будівельних роботах. Такі щогли являють собою вертикальні стержні суцільного або складеного перерізу з колод, фанерних або склопластикових труб, що спираються на фундамент. Стійкість щогл забезпечується системою відтяжок з металевих або неметалевих тросів, (рис. 5.3). При складеному перерізі стержня щогли стики віток розміщуються за висотою врозбіг: при трьох вітках – через $1/3$ довжини елемента, при чотирьох – через $1/4$. Колоди стикуються косим прирубом довжиною $3 - 3,5$ діаметра колоди і скріплюються сталевими хомутами, фанерні труби стикуються за допомогою вклеєних пробок з фасонками з ДШП, а склопластикові – за допомогою фасонних накладок на клеї з обтискними болтами.

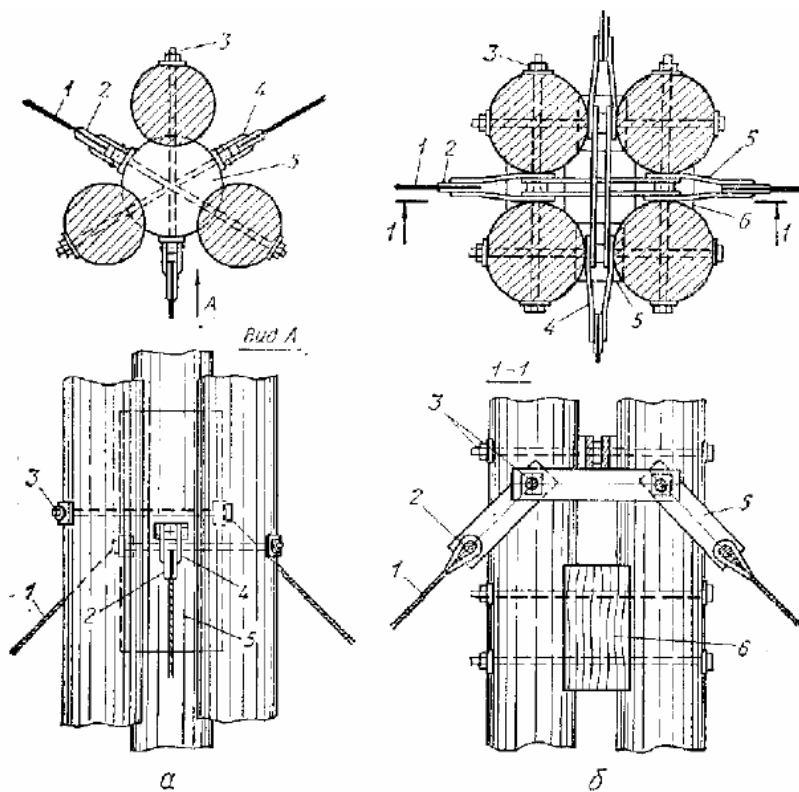


1 – відтяжки; 2 – щогла; 3 – фундамент; 4 – анкер

Рисунок 5.3 – Схеми розчалування щогл:

a – при висоті H до 75 м; *б* – при $H > 75$ м

Кріплять сталеві відтяжки за допомогою коушів, сталевих планок і болтів, (рис. 5.4), а неметалеві відтяжки за допомогою оголовків, фасонки з КАСТ-В і болтів з АГ-4С. До анкерів у фундаментах відтяжки кріплять натяжним способом.



1 – трос; 2 – коуш; 3 – болт; 4 – хомут; 5 – планка; 6 – колодка

Рисунок 5.4 – Конструкції щогл і кріплення відтяжок:

a – щогла з трьох колод; *б* – щогла з чотирьох колод.

При розрахунку щогли умовно приймають, що в точках кріплення відтяжок є шарніри стержні. Таке допущення дозволяє розраховувати кожен ярус щогли незалежно один від одного. При цьому стержень щогли розраховується як стиснуто-вигинний елемент на поздовжню силу і згинальний момент від вітрового навантаження, що діє на ділянці щогли між кріпленнями відтяжок.

Після зведення щогли всі поставлені болти необхідно підтягувати не менше одного разу на місяць.

5.3 Риштування, підмості, кружала

Риштування, підмості й кружала найчастіше бувають стояково-балкового або стояково-підкісного типу.

Збірно-розбірні конструкції риштувань, що складаються з окремих стандартних елементів, виконують з окремих плоских секцій або дрібних об'ємних блоків.

Підмості звичайно мають плоску горизонтальну робочу площадку, (рис. 5.5, а), кружала – криволінійну, (рис. 5.5, б). Вони забезпечують правильну форму споруди, що будується, і сприймають монтажні навантаження. Необхідно віддавати перевагу конструкціям, що менш за все деформуються від ваги споруди, яка будується, і від усушки в з'єднаннях. Ці вимоги задовольняються скороченням числа з'єднань, застосуванням простих і щільних з'єднань, скороченням до мінімуму роботи деревини на зім'яття поперек волокон, передачею зусиль уздовж волокон з припасуванням елементів торець в торець.

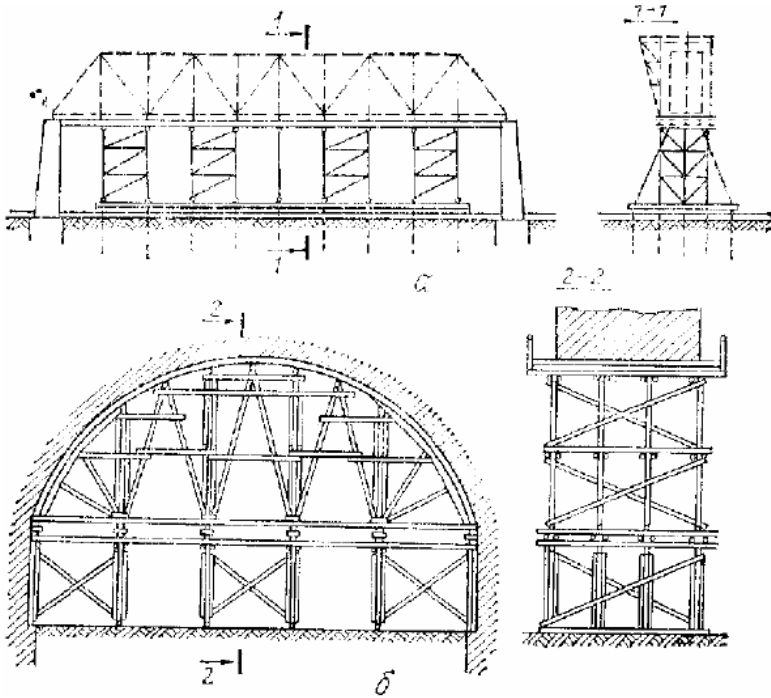


Рисунок 5.5 – Типи підмостей і кружал:

- a* – підмості для зборки металевого моста;
- б* – кружала для зведення арконого моста

Конструкції підмостей і кружал бувають різними через велику розмаїтість споруд, що зводяться на них, (рис. 5.6). Стоякова конструкція риштувань-кружал, застосовуваних при невеликих висотах, (рис. 5.6, а), складається з великого числа стояків, розташованих на всьому прольоті. Підкісна система, (рис. 5.6, б), має меншу кількість стояків у прольоті, вона більш економічна, але більш складна. Ще економічнішою конструкцією є ригельно-підкісна система риштувань-кружал, (рис. 5.6, в), але вона більш деформативна.

Віялова система, (рис. 5.6, г) з однією або декількома опорами в прольоті і підкосами, що розходяться від них, застосовується при неможливості улаштування частих опор.

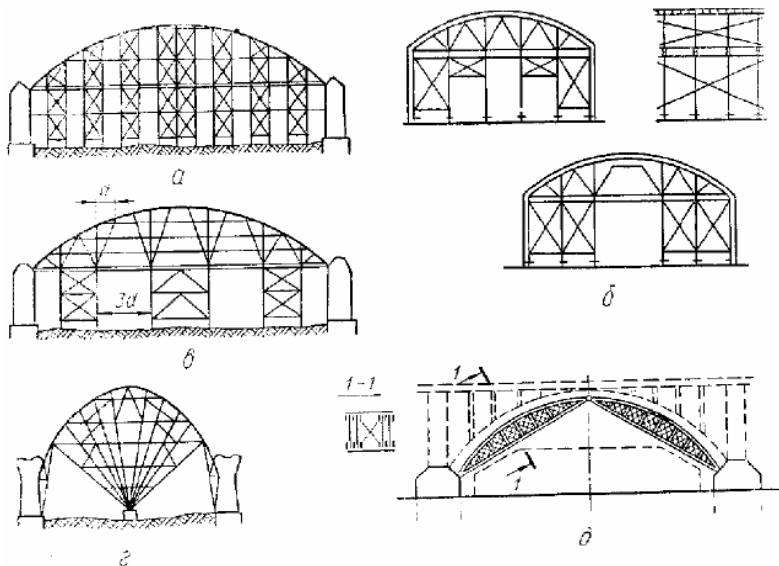


Рисунок 5.6 – Схеми риштувань-кружал:

a – стоякова конструкція; *б* – підкісна система; *в* – ригельно-підкісна система; *г* – віялова система; *д* – конструкція із застосуванням тришарнірної арки

При неможливості влаштування опор (при зведенні, наприклад, шляхопроводу над діючими залізничними коліями) можна застосовувати арочну систему, (рис. 5.6, д).

Основними елементами кружал є косяки, що працюють на поперечний вигин і нормальні зусилля і виготовляються з дощок або брусів з криволінійною поверхнею довжиною від 2 до 3,5 м.

Для будівництва залізобетонних склепінь кружала виконують з косяків, розміщених відповідно до напрямку осей поверхонь, що перетинаються, (див. розділ 4.1). При будівництві куполів косяки встановляють в радіальних напрямках. Для гладких оболонок по кружалах влаштовують суцільну опалубку, для ребристих покриттів – з коробами для ребер і кілець.

У зв'язку з тим, що риштування і кружала відносяться до тимчасових споруд, а їхньою особливістю є короткочасна дія навантажень і загальний нетривалий термін їхньої служби, то це дозволяє підвищувати розрахункові опори деревини і не обробляти їхні елементи антисептиками.

Основні сполучення навантажень кружал приймають у вигляді постійного навантаження від їхньої власної ваги і тимчасового навантаження, розташованого в найбільш невіддільних комбінаціях, і складаються з ваги споруди, що будується, ваги стаціонарного і пересувного підйомно-транспортного устаткування, що знаходиться на кружалах, з введенням динамічного коефіцієнта 1,2 та ваги матеріалів, що знаходяться на кружалах.

Незалежно від розрахунку на фактичні навантаження всі настили і підтримуючі балки повинні бути перевірені на такі тимчасові навантаження:

- зосереджене навантаження 1,3 кН від ваги людини з вантажем;
- рівномірно-розподілене навантаження 2,5 кН/м².

Навантаження основних сполучень помножують на такі коефіцієнти безпеки по навантаженню: для власної ваги кружал – 1,1; для ваги споруди, що будується – 1,2; для інших навантажень – 1,3.

Кружала треба також перевіряти на додаткові сполучення навантажень, що складаються з навантажень основних сполучень і вітрового навантаження. При цьому значення всіх розрахункових тимчасових навантажень (за винятком власної ваги) приймають з коефіцієнтом 0,9.

Граничні прогини елементів опалубки, що згинаються, і підтримуючих її елементів – кружал приймають рівними $1/400$ прольоту елемента.

Обрис кружал і опалубки необхідно призначати з таким розрахунком, щоб після закінчення бетонування він точно відповідав проектній кривій споруди, що будується. Для цього кружалам надають будівельний підйом.

6 ВИГОТОВЛЕННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Виготовлення дерев'яних конструкцій у даній час орієнтовано в основному на індустріальні конструкції заводського виготовлення. Переважно це клеєні дерев'яні конструкції. Саме вони забезпечують високу якість і довговічність конструкцій, а збірність елементів дозволяє істотно скоротити терміни будівництва.

Технологічний процес виготовлення дерев'яних конструкцій як клеєних, так і з суцільної деревини складається з таких операцій: підготовка пиломатеріалів, що включає їхнє сушіння до визначеної вологості залежно від умов експлуатації і сортування за природними вадами і дефектами, отриманими при сушінні деревини; готування і нанесення клеїв; запресовування і склеювання; механічна обробка; нанесення захисних покриттів; збирання конструкцій.

Підготовка матеріалів. Основними матеріалами несучих дерев'яних клеєних конструкцій є пиломатеріали хвойних порід, що поставляються переважно в розсортованому вигляді. Розміри пиломатеріалів вибирають виходячи з необхідних проектних розмірів конструкцій з урахуванням запасів на механічну обробку і сушіння.

Сушіння матеріалів є однією з основних операцій технологічного процесу виготовлення дерев'яних клеєних конструкцій і значною мірою визначає їхню експлуатаційну міцність. Сушіння повинне довести пиломатеріали до заданої вологості. Сушити їх доцільно на місці розпилювання. При цьому слід пам'ятати, що вологість $W = 18\%$ називається транспортною. Транспортування деревини вагонами при такій вологості дозволяє знизити приблизно на 40 – 50% її масу, в результаті чого ємкість вагона збільшується на 5%,

що під час перевезення за рік 20 млн. м³ пиломатеріалів вивільнює понад 10 тисяч вагонів.

Залежно від призначення пиломатеріалів, що висушуються, встановлено п'ять категорій якості сушіння: 0, I, II, III і IV. Для досягнення необхідної якості пиломатеріалів потрібно дотримувати режим сушіння, тобто розклад температури і ступеня насичення сушильного агента (повітря). Якщо режим сушіння забезпечує задану якість і швидкість сушіння, то він називається раціональним.

Чим вище температура, нижче ступінь насичення і вище швидкість руху сушильного агента (повітря), тим інтенсивніше протікає процес сушіння.

Залежно від вимог до якості деревини встановлені такі категорії режимів сушіння: м'який (М), нормальний (Н), форсований (Ф) і високотемпературний.

Волога в деревині знаходиться у двох станах – волога вільна, тобто така, що заповнює порожнини кліток і міжклітинних просторів, і волога зв'язана (гігроскопічна), що просочує стінки (оболонки) кліток.

Деревина має властивість гігроскопічності, тобто вона здатна поглинати пари води з повітря або віддавати їх, змінюючи свою вологість залежно від зміни температури і ступеня насичення повітря. Стан деревини, при якому в ній відсутня вільна волога, але міститься максимально можлива кількість зв'язаної вологи, називається межею гігроскопічності $W_{м.з.}$. Практично для всіх порід деревини при температурі $t = 20^{\circ}C$ межа гігроскопічності $W_{м.з.} = 30\%$. При підвищенні температури межа гігроскопічності знижується, наприклад, при $t = 60^{\circ}C$ $W_{м.з.} = 26\%$.

При сушінні деревини відбувається її усушка, коли зменшуються її лінійні розміри та об'єм. Усушка деревини відбувається тільки при видаленні з неї зв'язаної вологи, тобто від межі гігроскопічності до абсолютного сухого стану. Розбухання деревини відбувається при поглинанні нею зв'язаної вологи.

Зменшення або збільшення в деревині кількості вільної вологи не викликає зміни її розмірів, змінюється тільки маса деревини.

Усушка деревини при видаленні з неї зв'язаної вологи різна в різних напрямках, наприклад, зміна розмірів уздовж волокон може досягати 0,1–0,2%, у тангенціальному напрямку – 8–12%, у радіальному напрямку – 4–8%. Останні два фактори є причиною поперечного короблення дощок.

Обов'язковою умовою переміщення вологи всередині деревини є перепад вологості між її шарами. В перший же період сушіння, коли висушуються зовнішні шари, утворюється перепад вологості, що викликає переміщення вологи зсередини масиву деревини до поверхні. При сушінні виникає також перепад температур по перерізу матеріалу, що є другою причиною руху вологи в деревині: волога переміщується від більш нагрітих місць до більш холодних, тобто від поверхні всередину, тому що поверхневі шари як більш сухі матимуть більшу температуру, ніж внутрішні. Ця друга причина, природно, сповільнює процес сушіння.

Під час сушіння пиломатеріалів треба постійно стежити за режимом сушіння, тому що може виникати не тільки поперечне, але й поздовжнє короблення (дугоподібне і гвинтове) через наявність у дощці заболоні, ядра і косошару і, що не менш небезпечно, можуть з'являтися внутрішні залишкові напруження. Якщо напруження

розтягу в зовнішніх шарах перевищують межу міцності деревини поперек волокон, то при значному перепаді вологості вже в перший період сушіння в матеріалі можуть виникнути зовнішні тріщини.

Пиломатеріали, призначені для виготовлення несучих конструкцій, рекомендується сушити комбінованим способом, що включає попереднє сушіння до вологості близько 20% і камерне сушіння до вологості 8–12%. Особливу увагу слід приділяти правильному формуванню штабелів перед сушінням. Укладання пиломатеріалів у штабель повинно забезпечувати рівномірне омивання сушильним агентом (повітрям) всього матеріалу, збереження пиломатеріалом первісної форми й охороняти його від короблення, для чого використовують, наприклад, гвинтові притискачі. Внутрішні напруження і зменшення міцності деревини після сушіння не допускаються.

Сортування пиломатеріалів проводять для відбору деревини необхідної якості відповідно до категорій елементів дерев'яних конструкцій. При постачанні пиломатеріалів замість візуального використовують силове сортування. При цьому вихід вищих сортів пиломатеріалів збільшується, за рахунок чого досягається економія деревини до 20%.

Пиломатеріали зберігають у штабелях під навісами або на складах в закритих приміщеннях. Штабель повинен бути правильної геометричної форми, зі строго вертикальними бічними і торцевими поверхнями. Звичайно штабелі виконують шириною 1,8–2,4 м, висотою 2,6 – 5 м, довжиною 6,5 – 6,8 м.

Штабелі формують з однакових за породами і товщинами пиломатеріалів на прокладках з антисептованих рейок 25×40 мм.

Прокладки ставлять строго вертикально одна під одною. Крайні прокладки повинні бути врівень з торцями штабеля. Щоб уникнути поздовжнього короблення за спеціальними таблицями встановлюють кількість прокладок по довжині штабеля залежно від породи деревини, товщини і довжини пиломатеріалів.

Механічна обробка включає поперечно-поздовжній розкрій дощок і фрезерування поверхонь перед склеюванням. На сучасних заводах ці операції проводять на автоматичних або напівавтоматичних лініях, що складаються зі спеціалізованих верстатів. Механічну обробку заготовок виконують в межах припусків на обробку, регламентованих держстандартами. Після механічної обробки дощок до склеювання їх поверхні повинні захищатися від забруднення і зволоження.

В результаті механічної обробки на поверхні деревини можуть бути різні нерівності-борозни, риски від різця, хвилястість від обертового інструмента, виколи і вириви шматків деревини при пилянні, ворсистість і моховитість при шліфуванні. Залежно від призначення виробів до поверхні деревини ставлять різні вимоги. Чистоту поверхні оцінюють ступенем шорсткості, що визначається середнім значенням максимальних висот нерівностей (від вершини до дна западин).

Залежно від розмірів нерівностей держстандартом встановлено 12 класів шорсткості:

Клас шорсткості	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Параметри шорсткості	1600	1200	800	500	320	200	100	60	32	16	8	4

Ті, мкм											
---------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Для забезпечення точної зборки дерев'яних конструкцій необхідно, щоб розміри деталей, що з'єднуються, знаходилися у визначених межах. Це досягається дотриманням системи допусків при обробці елементів. Дійсний розмір обробленої деталі може відрізнятись від номінального розміру, заданого кресленням. Для забезпечення взаємозамінності деталей на кресленні ставлять два розміри, що вказує межі дійсного розміру. Різниця між найбільшим і найменшими граничними розмірами називається допуском на неточність виготовлення. Чим більші допуски, тим менші вимоги, які ставлять до точності виготовлення деталей.

Сукупність допусків, що відповідають однаковому ступеню точності для всіх номінальних розмірів, називається квалітетом.

Крім дотримання системи допусків, при обробці елементів дерев'яних конструкцій необхідно також враховувати припуски на механічну обробку. Припуском називається перевищення розмірів заготовки над номінальними розмірами деталі, тобто це шар матеріалу, що підлягає видаленню при механічній обробці. Треба прагнути до мінімальних припусків, тому що це дозволяє більш раціонально використовувати деревину. Припуски залежать від виду механічної обробки і технічного стану устаткування.

При розрахунку кількості лісоматеріалів, необхідних для виготовлення виробів заданих розмірів і якості, слід враховувати:

– кількість відходів при розкрої (торцювка, вирізка дефектних місць тощо);

– розміри необхідних припусків на чистову обробку (стругання, фрезерування тощо);

– величину очікуваних втрат у виробництві.

Виходом чорнових заготовок називається відношення (y %) об'єму заготовок, отриманих в результаті розкрою, до об'єму розкромлених дощок, фанери, плит тощо. Остаточним виходом називається відношення об'єму оброблених деталей і виробів до об'єму розкромлених дощок, фанери, плит тощо.

Розмір виходу залежить від виду продукції, породи і сортності сировини, методів розкрою та обробки. Вихідними даними у визначенні виходу служать креслення, держстандарти і технічні умови на ці вироби.

Готування і нанесення клеїв. Для готування клеїв повинні застосовуватися дозовані зважуванням компоненти, що задовольняють вимогам відповідних держстандартів. Перед готуванням компоненти клеїв ретельно перемішують.

Нанесення клею – важлива операція в технології виготовлення конструкцій. Вона визначає витрату клею і якість склеювання. Найбільш висока якість досягається при двосторонньому нанесенні клею. Максимальна міцність забезпечується визначеною товщиною клейового прошарку (0,1 – 0,2 мм), що контролюється витратою клею (0,25 – 0,35 кг/м²).

Клей наносять вальцьовими клеєнаносувачами способами контактного (для високов'язких клеїв) і безконтактного (при виготовленні крупногабаритних елементів) наливу, а також повітряним розпиленням (для малов'язких клеїв).

Запресовування і склеювання. Після нанесення на заготовки клею виконують зборку елементів (або конструкцій), транспортування їх і витримку під тиском до необхідної міцності клейових з'єднань.

З огляду на обмежену життєздатність клею тривалість складальних операцій повинна бути мінімальною і складати за часом 40 – 50% життєздатності клею. Тривалість складальних операцій залежить від відкритої витримки (час з моменту нанесення клею до контакту поверхонь) і закритої витримки (час з моменту контактування поверхонь до запресовування). Найбільш оптимальним є процес, при якому заготовки одразу після нанесення клею контактують і запресовують.

В процесі запресовування конструкції склеюються під тиском, що забезпечує повний рівномірний контакт поверхонь по всій площі склеювання.

При масовому виготовленні однотипних конструкцій з невеликою шириною клейових прошарків (до 120 мм) запресовування здійснюють в пресових установках безперервної дії із застосуванням високочастотного нагрівання.

При виготовленні великопрольотних конструкцій криволінійного обрису збирання доцільно виконувати безпосередньо у ваймових пресах або застосовувати цвяхове пошарове запресовування.

Діючими нормативними документами передбачається запресовування при тиску від 0,03 до 0,1 МПа залежно від виду клею, його в'язкості та інших властивостей.

Режим склеювання має на увазі необхідні температуру і час витримки до досягнення клейовим з'єднанням необхідної міцності. Для прискорення технологічного процесу виготовлення встановлена

розбірна міцність, що дорівнює не менше 50% розрахункової для прямолінійних і не менше 70% – для криволінійних елементів (конструкцій).

При склеюванні в нормальних умовах ($t = 16 - 20^{\circ}C$) час твердіння визначається властивостями клеїв і складає до 10 годин для прямолінійних і до 20 годин для криволінійних елементів. Склеювання прискорюється застосуванням контактного і високочастотного нагрівання.

Захист дерев'яних клеєних конструкцій від зволоження, біопшкоджень і загоряння в обов'язковому порядку необхідний для несучих конструкцій. Найбільш ефективними є покриття, що забезпечують комплексний захист деревини. Однак арсенал таких покриттів поки невеликий, тому використовують систему захисних речовин. Спочатку деревину просочують водорозчинними складами, що захищають її від гниття (паста на латексі ПАЛМ-Ф, водний розчин фтористого натрію, кремнефтористий амоній) і загоряння (склад ППЛ, перхлорвінілова емаль ПХВО). Після підсушування поверхні деревини її обробляють захищаючими засобами від зволоження (пентафталева емаль ПФ-115, алкідно-карбамідна емаль МЧ-181, лаки тощо). Вид і технологія обробки приводяться на робочих кресленнях з посиланням на нормативні документи і технічні умови.

Контроль якості дерев'яних клеєних конструкцій виконують на всіх основних технологічних етапах їхнього виготовлення. Готові конструкції повинні строго відповідати вимогам держстандарту або технічним умовам на конкретні види конструкцій.

Поетапний контроль і контроль готової продукції включає ряд операцій. При підготовці пиломатеріалів і заготовок перевіряють

вологість деревини, внутрішні напруження, чистоту обробки поверхні, виявляють і усувають неприпустимі для елементів конструкцій відповідної категорії пороки, встановлюють механічні характеристики деревини і відповідність геометричних розмірів пиломатеріалів і заготовок проектним, а також правильність вибору геометрії зубчастих шпів.

При підготовці клеїв треба правильно витримати склад, визначити умовну в'язкість, життєздатність, час витримки до запресовування деталей і час твердіння клею.

В процесі склеювання звертають увагу на температуру і вологість повітря цеху, на витрату клею і якість його нанесення на поверхні заготовок, на вибір способу запресовування і забезпечення необхідного тиску запресовування, на вибір способу нагрівання і підтримування потрібної температури склеювання, на витримку під тиском і після розпресовування до механічної обробки готового дощатоклеєного блоку.

Контроль клейових з'єднань після виготовлення елемента полягає в перевірці товщини клейового прошарку, визначенні міцності при сколюванні уздовж волокон і при вигині і розтяганні зубчастих з'єднань, встановленні однорідності клейового прошарку і непрочлеїв.

Після виготовлення конструктивного елемента з дощатоклеєного блоку перевіряється якість механічної обробки, фіксується можливе відхилення від проектної геометричної форми і розмірів, виявляється наявність видимих дефектів і перевіряється якість захисної обробки.

Останнім етапом контролю якості є перевірка несучої здатності конструкцій. Партія конструкцій, що пройшла зовнішній огляд і обмірвання, вважається прийнятною, якщо при випробуваннях

довільно відібраних екземплярів відношення руйнівного навантаження $P_{руйн}$ до контрольного навантаження $P_{контр}$ буде для усіх відібраних екземплярів більше одиниці, тобто:

$$\frac{P_{руйн}}{P_{контр}} \geq 1, \quad (6.1)$$

де $P_{контр} = P_n \cdot k$ – контрольне навантаження;

P_n – проектна несуча здатність;

k – коефіцієнт безпеки для даного типу конструкції.

Умова 6.1 гарантує довговічність і надійність експлуатації дерев'яних конструкцій.

7 ЕКСПЛУАТАЦІЯ, РЕМОНТ І ПІДСИЛЕННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Дерев'яні конструкції повинні надійно працювати протягом всього терміну їхньої експлуатації: капітальні споруди – 50, сільськогосподарські будівлі – 20, тимчасові – 10 років. В дійсності в нормальних умовах дерев'яні конструкції можуть надійно експлуатуватися значно довше цих термінів. Нормальними умовами експлуатації є такі, при яких дерев'яні конструкції не пошкоджуються, навантаження, що діють на них, не перевершують їхньої несучої здатності, а температура і вологість не перевищують припустимих. При порушенні цих умов дерев'яні конструкції можуть передчасно втратити свою несучу здатність.

Ретельний огляд дерев'яних конструкцій необхідно проводити при прийманні їх в експлуатацію і потім повторювати з періодичністю не менше одного разу на рік. При цих оглядах повинні бути встановлені й занесені в дефектну відомість усі дефекти виготовлення і порушення нормального режиму експлуатації конструкцій. В процесі огляду треба звертати увагу на фактори, що впливають на несучу здатність конструкцій: відхилення розмірів елементів від проектних; наявність серйозних пошкоджень і неприпустимих пороків деревини; відхилення розмірів і кількості з'єднань від проектних; наявність неправильно виконаних з'єднань, що розійшлися; наявність перевантаження конструкцій і недостатнього їхнього горизонтального закріплення; наявність неприпустимих прогинів і вихід з площини; порушення нормального температурно-вологісного режиму; недостатня вологопаротеплоізоляція; наявність зон зволоження,

перегріву і гниття деревини. При виявленні зазначених дефектів виконують перевірочний розрахунок конструкцій з урахуванням цих дефектів. Якщо виявиться, що конструкції мають недостатню несучу здатність, величини діючих на них навантажень необхідно обмежити або конструкції підсилити.

В процесі експлуатації конструкцій з деревини підвищеної вологості в їхніх елементах при висиханні можуть виникнути поздовжні усушечні тріщини. Якщо ці тріщини досягають небажаної величини, їх ліквідують, вклеюючи в них клиноподібні вкладиші відповідних розмірів на водостійкому клеї.

В перші роки експлуатації конструкцій відбувається процес зім'яття навантажених поверхонь з'єднань, а в конструкціях, виготовлених з деревини підвищеної вологості, – також усушка, зменшення розмірів елементів. В результаті щільність і монолітність з'єднань можуть бути порушені, болти і тяжі можуть втратити первісний натяг, з'являються щілини і зазори між елементами, що з'єднуються. Ослаблі болти і тяжі необхідно підтягти і відновити первісну щільність. При наявності більш серйозних і небезпечних для несучої здатності дефектів з'єднань їх необхідно підсилити.

Температурно-вологісний режим має вирішальне значення для довговічності дерев'яних конструкцій, оскільки його порушення призводить до зволоження, а потім до гниття або перегріву й ослаблення деревини. При оглядах особлива увага повинна приділятися збереженню цілості і водонепроникності покрівлі, особливо в розжолобках, протікання в яких є однією з головних причин зволоження деревини. У місцях її стикання з бетоном і каменем повинні бути перевірені схоронність гідроізоляції і

відсутність конденсаційного зволоження деревини. У виявлених місцях зволоження необхідно перевірити наявність зон гниття деревини. Усі причини зволоження деревини мають бути усунуті. Водо- і теплоізоляційні шари покриттів і пароізоляційні ділянки в місцях порушень повинні бути відновлені, ділянки деревини, що загнили, вилучені й замінені. Частини дерев'яних конструкцій, що піддаються підвищеному нагріванню, повинні бути ізольовані від неприпустимого нагрівання.

Підсилення дерев'яних конструкцій необхідно при: зміні первісного технологічного режиму експлуатації; значному зростанні навантаження від устаткування і матеріалів, що призводить до перевищення несучої здатності конструкцій; допущенні серйозних помилок при проектуванні, в результаті яких несуча здатність конструкцій виявилася заниженою; недоброякісних конструкціях, коли була застосована деревина зниженої міцності з неприпустимими пороками або з'єднання виконані з порушенням технології і небезпечними дефектами; експлуатації конструкцій в ненормальних умовах; зволоженні, загниванні й механічних ушкодженнях деревини, що спричинили до зниження несучої здатності конструкцій.

Складання проекту підсилення є першим етапом робіт з підсилення конструкцій. Його виконують на підставі даних дефектних відомостей, складених в процесі огляду – обстеженні конструкцій, супроводжуваних їх точними вимірами. Міцність деревини підсилюваних конструкцій повинна бути визначена шляхом випробувань стандартних зразків, вирізаних з ненавантажених ділянок конструкцій. Проект підсилення повинен враховувати всі особливості експлуатації конструкцій, містити робочі креслення деталей

підсилення і вказівки з виконання робіт. В проєкті необхідно навести вказівки по антисептуванню деревини конструкцій і рекомендації з їх експлуатації.

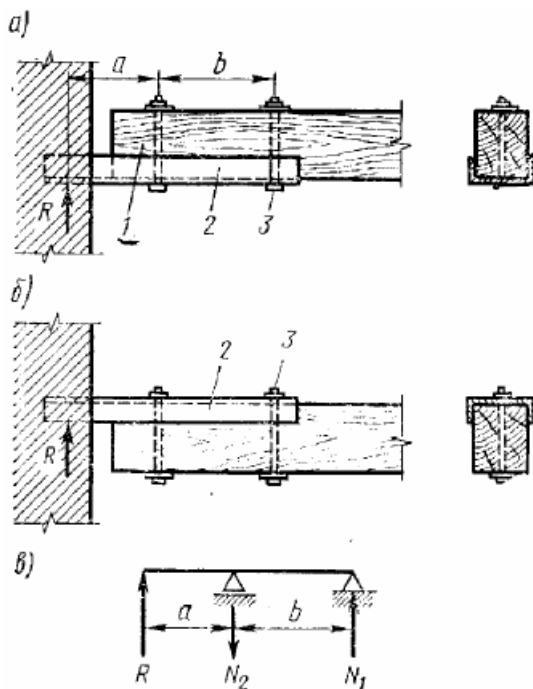
Перед початком виконання робіт по підсиленню конструкцій необхідно їх розвантажити, щоб виключити небезпеку обрушування і забезпечити необхідну безпеку робіт. Розвантаження конструкцій виконують шляхом їх підпирання або вивішування тимчасовими стояками з колод або брусів за допомогою клинів або домкратів. При підпиранні конструкції піднімають до такого положення, коли їхній прогин зникає. Кількість і розміри перерізів стояків залежать від прольоту і навантаження на конструкції і визначаються з розрахунку. Після закінчення робіт з підсилення стояки прибирають, причому зняття з них навантажень необхідно виконувати поступово, без ривків.

Приведемо приклади підсилення дерев'яних конструкцій, що часто зустрічаються в будівельній практиці.

Підсилення балкових покриттів і перекриттів у випадку їхнього перевантаження, коли вони не мають ніяких дефектів, найбільш доцільно виконати шляхом зменшення діючих на них навантажень. Для цього можна поставити додаткові балки поруч або в проміжку між існуючими. Такий же ефект дає заміна утеплювача або засипки на більш легкі.

Підсилення опорних частин прогонів і балок, обпертих на зовнішні стіни й уражених гниттям, виконують в такий спосіб, (рис. 7.1). Після підпирання балки біля опори ураженій гниттям її кінець відрізають і спалюють. Вилучений кінець балки замінюють новим металевим або дерев'яним протезом. Металевий протез складається з відрізків сталевого швелера або двох кутників, що

прикріплюються до кінця балки двома болтами, а між металом і деревиною прокладається шар гідроізоляції.



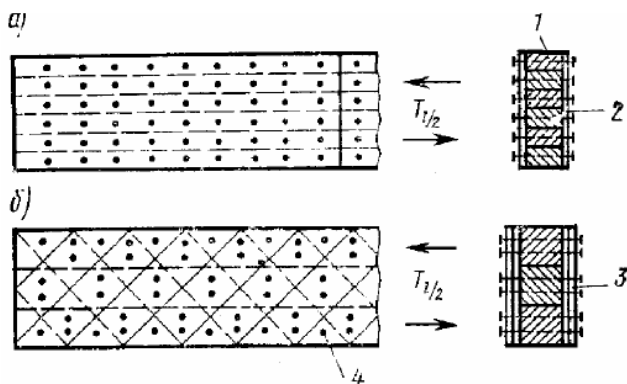
1 – балка; 2 – сталеві накладки; 3 – болт

Рисунок 7.1 – Підсилення кінців балок перекриттів:

а) – нижній протез; б) – верхній протез; в) – розрахункова схема.

Відрізаний кінець дощатої балки можна замінити також двома дощатими накладками, що прибиваються до балки двома рядами цвяхів. Якщо дозволяють габарити перекриття, то кінець балки може бути підсилений дерев'яним брусом, розміщеним вище або нижче підсилюваної балки і з'єднаний з нею болтами.

Підсилення складених балок, (рис. 7.2). Часто зустрічається такий дефект складених балок, як недостатня кількість або незадовільна якість з'єднань, що не забезпечують спільну роботу елементів балок. В балках на піддатливих з'єднаннях може бути поставлена недостатня кількість цвяхів, дубових пластинок або може відбутися сколювання деревини шпонок або колодок. В клеєних балках може мати місце недостатня міцність клеєних з'єднань або є неприпустимі непроклеї у швах.



1 – балка; 2 – фанера будівельна; 3 – дошки обшивки; 4 – цвяхи

Рисунок 7.2 – Підсилення складених балок:

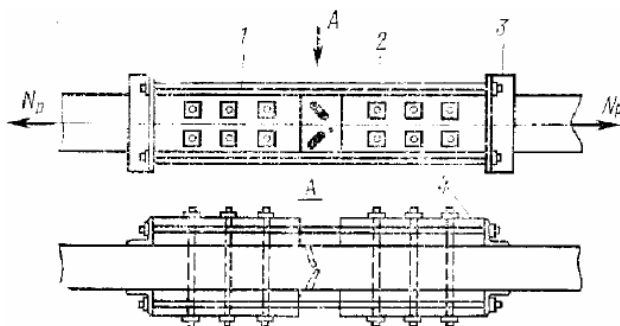
а) – підсилення фанерними обшивками; б) – підсилення дощатими перехресними обшивками

Підсилення дощато-цвяхових балок після їхнього вивішування виконують шляхом додаткового забивання цвяхів.

Підсилення брущатих і дощатоклеєних балок після їхнього підпирання виконують за допомогою накладок. По обидва боки до балки по всій довжині прибивають цвяхами смуги водостійкої фанери

товщиною не менше 10 мм. Такі цвяхи не повинні попадати в щілини між брусами або дошками, тому забивають їх по шаблону. Фанерні обшивки і цвяхи повинні бути розраховані на дію парних зусиль зсуву $T_{1/2} = 1,5M \cdot S/J$ від поперечних сил, що діють на половині прольоту балки.

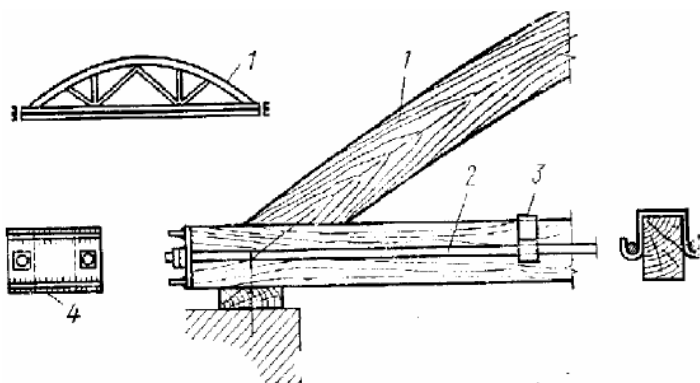
Підсилення нижніх поясів ферм. Нижні дерев'яні пояси ферм частіше від інших стержнів мають потребу в підсиленні. Вони є найбільш відповідальними розтягнутими елементами конструкцій. Якщо неприпустимі дефекти концентруються в окремих точках нижнього пояса, то застосовують місцеве підсилення шляхом установки в цих точках дощатих накладок на болтах. Площу перерізу накладок приймають не менше, ніж площа перерізу підсилюваного елемента. Нерідко для підсилення дефектної ділянки застосовують натяжні стики з окремих дощатих накладок на болтах, стягнутих сталевими тяжами з гайками та кутниковими тралерами, (рис. 7.3).



1 – сталеві тяжі; 2 – болти; 3 – кутникові тралери; 4 – дерев'яні накладки

Рисунок 7.3 – Підсилення дефектної ділянки розтягнутого нижнього поясу ферми сталевими тяжами:

Загальне підсилення нижнього поясу, (рис. 7.4), застосовують у тих випадках, коли він має по довжині численні дефекти і виконання місцевих підсилень недоцільно. В цьому випадку уздовж усього нижнього поясу ставлять з боків два тяжі з арматурної сталі, що за допомогою гайок кріплять до поперечних траверс з прокатного металу, що спирається на опорні вузли ферми. Щоб уникнути провисання, тяжі укладають на хомути, прикріплені до нижнього поясу ферми. Сталеві тяжі розраховують на повне розтягуюче зусилля, що може виникнути в нижньому поясі ферми.



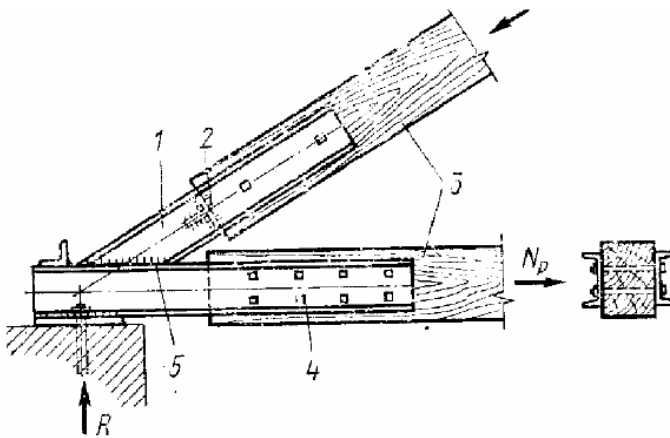
1 – ферма; 2 – сталеві затяжки; 3 – хомут; 4 – опорна траверса

Рисунок 7.4 – Підсилення нижнього поясу ферми сталевими затяжками:

Підсилення верхніх поясів ферм. Верхні пояси ферм, що мають складений переріз, при недостатній кількості або якості з'єднань інколи втрачають проектне положення і виходять зі своєї площини. Їхнє підсилення полягає в установці поруч з ними, з протилежного випинанню боку, додаткового бруса на болтах, що

перешкоджає росту прогинів. Можна також шляхом натягу цих болтів або за допомогою домкрата попередньо випрямити елемент.

Підсилення опорних вузлів ферм, (рис. 7.5). Опорні вузли ферм, що спираються на зовнішні стіни, нерідко систематично звожуються і піддаються через це гниттю. Це ставить під загрозу несучу здатність усієї конструкції. Підсилення дефектних опорних вузлів виконують шляхом заміни їх сталевими протезами.



1 – сталевий протез із швелерів; 2 – діафрагма; 3 – ферма; 4 – болти;
5 – зварний шов

Рисунок 7.5 – Підсилення опорного вузла ферми сталевим протезом:

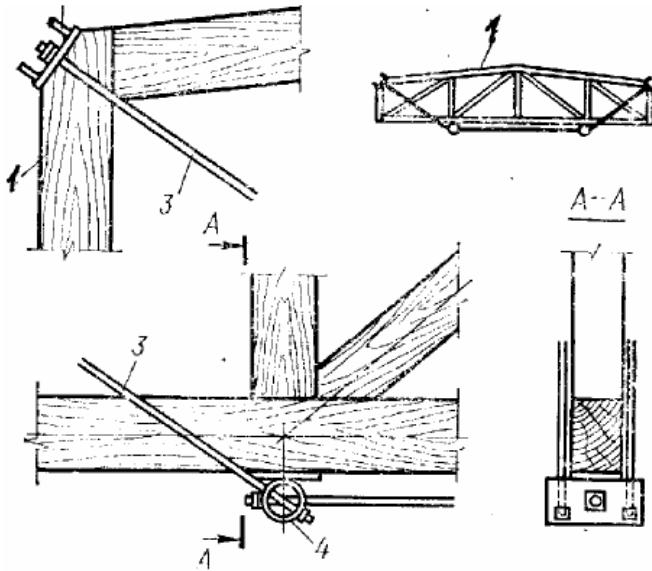
Новий опорний вузол – протез – в більшості випадків виготовляють з прокатної сталі зварної конструкції. Він може складатися з двох горизонтальних і двох похилих швелерів, розставлених на ширину перерізів поясів ферми. До горизонтальних швелерів приварюють опорний лист, а між похилими швелерами –

сталеву діафрагму. Верхній пояс ферми вводиться між похилими швелерами протеза, спирається торцем у діафрагму і закріплюється монтажними болтами. Нижній пояс ферми вводиться між горизонтальними швелерами і з'єднується з ними двома рядами розрахункових болтів.

У випадку, коли потрібно підсилення всього нижнього поясу ферми, включаючи опорні вузли, його виконують шляхом установки таких же сталевих протезів з додатковими деталями, необхідними для закріплення і натягу двосторонніх тяжів підсилення поясу.

Підсилення конструкції в цілому, (рис. 7.6), виконують при численних дефектах і недостатній загальній несучій здатності. Конструкції таких підсилень завжди строго індивідуальні. В багатьох випадках досить ефективним є підсилення конструкції сталевими тяжами з нарізкою і гайками на кінцях. Такі тяжи можуть входити до складу ґрат ферм у вигляді додаткових розтягнутих розкосів або стояків. Вони можуть утворювати безперервні додаткові розтягнуті пояси, так звані підпружні ланцюги, що тягнуться від однієї опори до другої. У прольоті підпружні ланцюги можуть бути опущені за допомогою додаткових стояків значно нижче нижнього ребра конструкції (ферми). При цьому загальна висота конструкції і відповідно зусилля стиску в її верхньому збільшуються, а розтягання в нижньому поясі істотно зменшуються.

Підсилення дефектних гнучких арок може бути виконане шляхом установки нижче них додаткових ґрат, завдяки чому арка перетворюється в більш жорстку сегментну ферму. У випадках, коли дефекти конструкції настільки серйозні, що її підсилення недоцільне, конструкцію видаляють і замінюють новою.



1 – конструкція; 2 – опорна траверса; 3 – тяжі зі сталеві арматури;
 4 – проміжна опора конструкції

Рисунок 7.6 – Підсилення конструкції сталевими тяжами
 (підпружним ланцюгом):

8 ЕКОНОМІКА КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВА

Ефективність проектних рішень досягається не тільки впровадженням нових прогресивних типів будівель, споруд, конструкцій і матеріалів, але й правильним економічним обґрунтуванням конструктивних рішень на всіх етапах проектування як об'єкта в цілому, так і окремих його частин, тобто необхідно удосконалювати варіантне проектування і підвищувати вимоги до економічного обґрунтування проектів.

Для правильної оцінки порівнюваних варіантів повинні бути забезпечені умови їхньої порівнянності, що поділяються на загальні умови порівнянності, розповсюджені на будівлю або споруду в цілому, і на часткові умови порівнянності, що відносяться до окремих конструктивних елементів проектованої будівлі або споруди.

До загальних умов порівнянності відносяться:

- проектні рішення, порівнянні за призначенням;
- проектні рішення і показники вартості по варіантах, що складаються відповідно до діючих норм і технічних умов для того самого району будівництва й умов експлуатації;
- експлуатаційні витрати, що визначаються при однакових цінах на теплову й електричну енергію і воду;
- визначення приведених витрат, коли усі види витрат приводяться до єдиного моменту часу;
- варіанти рішень, розроблювані з однаковою детальністю.

До часткових умов порівнянності відносяться:

- розрахунок конструкцій на однакові корисні, вітрові, снігові й сейсмічні навантаження;

– порівняння конструкцій або у ділі, або при рівному ступені їх закінченості і при рівній відповідності технічним нормам;

– якщо при різних варіантах рішення конструктивного елемента змінюються об'єми робіт з суміжних конструктивних елементів, то для порівнянності треба враховувати різницю у витратах по суміжних елементах; зміни в суміжних елементах викликаються наступними факторами: різною власною вагою, неоднаковим обрисом верхнього і нижнього поясів ферм або балок покриттів, неоднаковою відстанню між температурними швами, різним кріпленням розглянутих конструкцій до суміжних конструкцій тощо;

– якщо при порівнянні огорожуючих конструкцій їхній опір теплопередачі різний, то необхідно враховувати різницю в одноразових і експлуатаційних витратах на опалення;

– умови, що спричиняються специфічними вимогами до будівель і споруд, зв'язаними з їхнім призначенням, наприклад, освітленість, санітарно-гігієнічні умови праці, розміщення технологічного устаткування тощо.

Техніко-економічна оцінка варіантів проектних рішень виконується по основних і додаткових техніко-економічних показниках.

Основні показники:

- вартість у ділі, грн.;
- річні експлуатаційні витрати, грн./рік;
- приведені витрати, грн.;
- економічний ефект, грн.:
 - а) на розрахункову одиницю виміру;
 - б) на одиницю ваги або об'єму застосовуваних конструкцій або основних матеріалів.

Додаткові показники:

– капітальні вкладення в базу, грн./рік;
– тривалість будівництва будівель і споруд, міс., у тому числі розглянутого комплексу конструкцій, міс.;

– вага конструкцій, т;

– об'єми конструкцій у ділі (за матеріалами), м³;

– витрата основних матеріалів за видами з урахуванням відходів:

а) круглий ліс (усього), м³:

у тому числі:

на конструкції, м³;

на риштування і допоміжні конструкції, м³;

б) пиломатеріали (усього), м³:

у тому числі:

на конструкції, м³;

на риштування, опалубку, допоміжні конструкції, м³;

в) фанера, м³;

г) синтетичні смоли, т;

д) азбестоцемент, м³;

е) утеплювачі за видами, м³;

ж) сталь у натуральній вазі (усього), т:

у тому числі:

на конструкції, т;

на монтажні деталі і з'єднання, т;

– трудомісткість виготовлення, люд.-дн.;

– транспортні і складські витрати, грн.;

– трудомісткість зведення, люд.-дн.

Для аналізу варіантних рішень застосовуваних конструкцій показником економічності може служити **вартість конструкцій у ділі**, тобто вартість конструкцій, встановлених у проектне положення.

Вартість у ділі містить в собі вартість матеріалів, виготовлення, транспортування і монтажу. При цьому мається на увазі, що термін служби конструкцій і витрати на їхню експлуатацію однакові.

Судити про ефективність при порівнянні більш дорогих довговічних дерев'яних конструкцій з менш дорогими, але і менш довговічними, можна, зіставляючи **показники приведених витрат**, що включають в себе вартість конструкцій у ділі, капітальні вкладення в базу, експлуатаційні витрати. Варіант, для якого приведені витрати мінімальні, приймається для наступної розробки.

Для забезпечення порівнянності всі техніко-економічні показники за варіантами приводять до єдиних для порівнюваних варіантів розрахункових одиниць, наприклад, при оцінці каркасів одноповерхових будівель це м² розгорнутої площі будівлі; при оцінці фундаментів будівель це м² площі будівлі та ін.

Нерідко дають так зване **розгорнуте порівняння варіантів**, коли зіставляються показники витрат матеріалів і їхня вартість, трудомісткість і вартість виготовлення, перевезення і монтажу як окремих елементів несучих і огорожуючих конструкцій (колон, ферм, панелей), так і по деяких комплексах елементів споруди (наприклад, по несучих і огорожуючих конструкціях, по фундаментах тощо). У такому порівнянні визначальними факторами залишаються показники вартості в ділі або приведені витрати, що знаходяться і для окремих елементів конструкцій, і для комплексів конструкцій, і для всієї споруди в цілому. Але розгорнуте техніко-економічне порівняння

дозволяє зробити диференційований порівняльний аналіз розроблюваних варіантів рішень по будь-яких показниках. За допомогою такого аналізу можна знайти причини подорожчання тих чи інших конструкцій або видів робіт і розробити конкретні заходи, що поліпшать економічні показники основного варіанта.

Порівняльний аналіз розгорнутих показників вносить елемент наукового дослідження і пошуку при розробці основного варіанта будівлі або споруди. В процесі розробки основного варіанта, варіюючи конструктивними рішеннями окремих елементів і вузлів, матеріалами для виготовлення елементів, способами виконання робіт, можна поліпшити деякі показники в системі розгорнутого техніко-економічного порівняння.

Показники витрати матеріалів на прийняту одиницю виміру знаходять за кресленнями конструкцій, а їхню вартість – за відповідними прейскурантами оптових цін на матеріали і вироби.

Показники витрати матеріалів у ділі встановлюють з урахуванням нормованих відходів.

Якщо в діючих прейскурантах відсутні дані про вартість конструкцій і виробів, то показники їхньої вартості визначають калькуляцією заводської собівартості, що складається з вартості матеріалів, сушіння й антисептування (для деревини), фарбування (для металу), основної заробітної плати робітників і накладних витрат.

Трудомісткість виготовлення визначають за відповідними Єдиними нормами і розцінки і калькуляцією трудовитрат.

Трудомісткість монтажу визначають за Єдиними районними одиничними розцінками. Якщо в нормативних документах відсутні дані про монтаж розроблених у проекті елементів і конструкцій, то необхідно використовувати метод аналогії.

При виборі варіантів конструктивних рішень не рекомендується порівнювати між собою конструкції індустріального і будівельного виготовлення. Несучі конструкції будівель, виготовлені на заводі з клеєних елементів, виявляються майже завжди більш економічними ніж конструкції з брусів і дощок. Але це пояснюється не тим, що клеєні конструкції більш економічні за витратою матеріалу (у тому й іншому випадку необхідно прагнути до проектування оптимальних перерізів елементів конструкцій), а більш раціональним використанням пиломатеріалів різного сорту і якості.

При індустріальних несучих конструкціях покриття і огорожуючі конструкції доцільно застосовувати також індустріального виготовлення.

Порівнюючи, наприклад, сегментні і трапецієподібні ферми покриттів, варто враховувати різну схему зв'язок і додаткові витрати на зовнішні стіни, що пов'язано з більшою висотою трапецієподібних ферм на опорах, а внаслідок більшої площі покрівлі сегментних ферм слід враховувати додаткові витрати на пароізоляцію, утеплювач, покрівлю, а також різницю у витратах на покрівельні плити або прогони і настил внаслідок різної величини снігового навантаження. Цей фактор особливо важливий при порівнянні трикутних ферм або арок з фермами з пологим обрисом верхнього поясу.

Кошторисна вартість дерев'яних конструкцій у ділі може бути знайдена так:

$$C_{д} = [(C_{з} + C_{т})K_{з,с} + C_{сб} + C_{у} + C_{о} + C_{е} + H]K_{з,в} \cdot K_{нл}, \quad (8.1)$$

де $C_{з}$ – заводська вартість конструкції;

C_T – вартість транспортування конструкції до будмайданчика і вантажно-розвантажувальних робіт, визначається за цінником кошторисних цін на перевезення;

$K_{з.с}$ – коефіцієнт, що враховує заготівельно-складські витрати, $K_{з.с} = 1,02$, тобто 2% вартості конструкцій;

$C_{сб}$ – вартість укрупнювального складання;

C_y – вартість монтажу;

C_o – вартість вогнезахисного фарбування дерев'яних елементів і фарбування сталевих елементів, включаючи витрати на влаштування риштування тощо;

C_e – вартість різних допоміжних робіт, необхідних для зведення конструкції;

H – накладні витрати. Для дерев'яних і пластмасових конструкцій рекомендується приймати $H = 19,8\%$ вартості прямих витрат;

$K_{з.в}$ – коефіцієнт, що враховує подорожчання робіт при їх виконанні у зимовий час;

$K_{пл}$ – коефіцієнт, що враховує планові накопичення. $K_{пл} = 1,06$, тобто приймається рівним 6% кошторисної собівартості конструкції.

При відсутності преїскурантів на оптові ціни вартість нових типів і видів конструкцій рекомендується визначати, складаючи калькуляції.

Розрахункова собівартість виготовлення на заводі дерев'яних конструкцій або окремих дерев'яних елементів, грн., визначається за наступною спрощеною формулою:

$$C_{з.д.к} = [C_{о.м} + C_{зарп} + C_{суш} + C_{ант}] K_{вн} \cdot K_{пл.з}, \quad (8.2)$$

де $C_{о.м}$ – вартість основних матеріалів, грн.;

$C_{зарп}$ – заробітна плата;

$C_{суш}$ – вартість сушіння деревини;

$C_{ант}$ – вартість антисептування деревини;

$K_{вн}$ – коефіцієнт, що враховує комерційні витрати, приймається рівним 1,028;

$K_{пл.з}$ – коефіцієнт, що враховує планові накопичення підприємств, приймається рівним 1,12.

Вартість основних матеріалів, грн., знаходять з урахуванням вартості використання відходів. Наприклад:

1. Для окремого елемента з суцільної деревини:

$$C_{о.м} = V_{пил} \cdot Ц_1 - V_{відх} \cdot Ц_2, \quad (8.3)$$

де $V_{пил}$ – витрата деревини в заготовці, знаходять за кресленнями конструкцій, м³;

$Ц_1$ – вартість 1 м³ пиломатеріалів, знаходять за прейскурантом оптових цін;

$V_{відх}$ – вихід відходів, м³;

$Ц_2$ – вартість 1 м³ відходів.

Витрату деревини в заготовці $V_{пил}$ встановлюють з урахуванням відходів при розкрої, що приймаються рівними: для ферм з

елементами з брусів і дощок – 25%; для інших конструкцій з брусів і дощок (крім щитів) – 13%; для щитів покрівлі і покриттів – 7%.

2. Для метало-дерев'яної конструкції з елементами із суцільної деревини:

$$C_{o..m} = \sum_{i=1}^n (V_{нил} \cdot Ц_1 - V_{видх} \cdot Ц_2)_n + C_{ст.ел}, \quad (8.4)$$

де $\sum_{i=1}^n$ – вартість деревини n -ї кількості елементів розглянутої конструкції;

$C_{ст.ел}$ – собівартість сталевих елементів.

3. Для клеєфанерної конструкції:

$$C_{o..m} = \sum_{i=1}^n (V_{нил} \cdot Ц_1 - V_{видх} \cdot Ц_2)_n + C_{ф} + C_{кл} + C_{ст.ел}, \quad (8.5)$$

де $C_{ф}$ – вартість фанери;

$C_{кл}$ – вартість клею.

Витрату фанери розраховують з урахуванням відходів при розкрої в розмірі 5% об'єму фанери в розроблюваній конструкції, тобто $V_{ф.р} = 1,05 \cdot V_{ф.к}$. Вартість фанери $C_{ф} = V_{ф.р} \cdot Ц_{ф}$, де $Ц_{ф}$ – вартість 1 м³ фанери.

Розрахункова собівартість конструкцій з дерева складається з вартості основних матеріалів (деревини, клею і сталевих елементів);

основної заробітної плати з нарахуваннями, вартості сушіння і антисептування деревини:

$$C_{з.д.пл} = [(C_{д} + C_{пл} + C_{кл} + C_{ст.ел}) + C_{зарп} + C_{суш} + C_{ант} + C_{доод}] \cdot K_{ви} \cdot K_{пл}. \quad (8.6)$$

Трудомісткість виготовлення сталевих елементів складається з трудомісткості правки металу, розмітки, різання, утворення отворів, нарізки різи, зварювання, ґрунтовки і внутрішньозаводських транспортних операцій.

Трудомісткість виготовлення елементів дерев'яних конструкцій складається з транспортних операцій, поперечного розкрою, первинного торцювання дощок, стругання, обпилювання кінців дощок «на зубчастий шип», склеювання заготовочних блоків.

Трудомісткість зборки конструкцій із заготовочних елементів визначається сумарною трудомісткістю операцій транспортування заготовочних деталей в процесі збирання, торцювання елементів у вузлах, утворення необхідних отворів, постановки болтів, забивання цвяхів.

Приведені витрати є головним показником при визначенні ефективності варіанта конструктивного рішення. Їх визначають до моменту введення об'єкта в експлуатацію і враховують вартість конструкцій у ділі, капітальні вкладення в організацію виробництва конструкцій, а також експлуатаційні витрати і знаходять за формулою:

$$C_{п} = \mu(C_{д} + E_{н} \cdot K) + E \cdot \rho, \text{ грн.} \quad (8.7)$$

де μ – коефіцієнт, що враховує терміни служби конструкцій;

C_D – вартість конструкцій у ділі, грн.;

$E_n = 0,12$ – нормативний коефіцієнт ефективності капітальних вкладень;

K – сумарні капіталовкладення у виробництво конструкцій, грн./рік;

E – середньорічні експлуатаційні витрати, грн./рік (для дерев'яних і метало-дерев'яних конструкцій – 2% від C_D , для клеєфанерних конструкцій – 3% від C_D , для дерево-пластмасових конструкцій – 1,5% від C_D , для склопластикових конструкцій – 0,5% від C_D);

ρ – коефіцієнт приведення майбутніх експлуатаційних витрат до початкового рівня.

Коефіцієнти μ і ρ визначаються залежно від термінів служби конструкцій.

Капітальні вкладення в базу по виробництву різних конструкцій складаються з витрат на організацію виробництва конструкцій, виробів, напівфабрикатів і матеріалів, необхідних для виготовлення конструкцій, знаходять їх за наступними формулами:

– для метало-дерев'яних конструкцій індустріального виготовлення з клеєних елементів:

$$K_{кл.к} = K_{у.д.кл} \cdot V_D + K_{кл} \cdot G_{кл} + K_{ст.ел} \cdot G_{ст.ел}, \text{ грн.} \cdot \text{рік}, \quad (8.8)$$

де $K_{у.д.кл}$ – питомі капіталовкладення у виробництво клеєних дерев'яних конструкцій або елементів, грн./рік;

V_D – об'єм дерев'яних конструкцій або елементів, м³;

$K_{кл}$ – питомі капіталовкладення у виробництво клею, грн./рік;

$G_{кл}$ – витрата клею, т;

$K_{ст.ел}$ – питомі капіталовкладення у виробництво сталевих елементів на заводах дерев'яних конструкцій, грн./рік;

$G_{ст.ел}$ – маса сталевих елементів, т;

– для клеєфанерних конструкцій:

$$K_{ф.к} = K_{у.д.кл} \cdot V_{д} + K_{у.ф.к} \cdot V_{ф.к} + K_{кл} \cdot G_{кл}, \text{ грн.} \cdot \text{рік}, \quad (8.9)$$

де $K_{у.ф.к}$ – питомі капіталовкладення у виробництво фанери або фанерних конструкцій, грн./рік;

$V_{ф.к}$ – витрата фанери, м³.

Нормативи питомих капіталовкладень у виробництво основних матеріалів і конструкцій у галузі будівництва слід брати із збірника нормативів питомих капіталовкладень.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Гомон С.С. Конструкції із дерева та пластмас. Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2016. – 219 с. URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/12065/1/Gomon%20S.S.%20Konstruk.pdf>
2. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT) URL: <https://uscc.ua/uploads/page/images/normativnye%20dokumenty/dstu/proektuvannya-mk-mizhnarodna-gilka-standarty/dstu-n-b-en-1995-1-1.pdf>
3. ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення» URL: https://e-construction.gov.ua/files/new_doc/3019775862733014032/2023-01-20/d75a9599-7ce6-41b9-837a-0bc17d39e024.pdf
4. ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель та споруд» URL: https://e-construction.gov.ua/files/new_doc/3021966671972664416/2023-01-23/2fd29a9c-c9cb-4872-9ada-4edb563c4f7e.pdf
5. ДСТУ Б А.2.4-39:2008 «Система проектної документації для будівництва. Креслення будівельні. Правила виконання креслень дерев'яних конструкцій» URL: https://www.ksv.biz.ua/GOST/DSTY_ALL/DSTY4/dsty_b_a.2.4-39-2008.pdf
6. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2. К.: Мінрегіонбуд України, 2020. URL: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3199621970136139233?doc_type=2
7. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 «Основні вимоги до проектної та робочої документації» URL: <https://ep3.nuwm.edu.ua/2932/1/nd164%20zah.pdf>
8. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення» URL: https://ksv.do.am/GOST/DSTY_ALL/DSTY4/dsty_b_v.1.2-3-2006.pdf

9. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва» URL: <https://ukrstone.org/files/DSTU/B.1.2-16-2013.pdf>

10. ДСТУ-Н Б В.2.6-217:2016 «Настанова з проектування будівельних конструкцій з цільної і клеєної деревини»

11. Попельнух В.М. Основи проектування конструкцій з дерева і пластмас: тексти лекцій для студент. будів. спец. / В.М. Попельнух. – Х: ХДАМГ, 2002. – 124 с.

12. Попельнух В.М. Конструкції з дерева і пластмас: конспект лекцій для студент. будів. спец. / В.М. Попельнух. – Х: ХДАМГ, 2003. – 104 с.

13. Попельнух В.М. Контрольні питання і головні задачі курсу «Конструкції з дерева і пластмас». / В.М. Попельнух, О.І. Лугченко. – Х: ХДАМГ, 2005. – 85 с.

ДОДАТОК А

Таблиця А.1

Напружений стан і характеристика елементів	Позначення	Розрахункові опори, $\frac{МПа}{кгс/см^2}$, для сортів деревини		
		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	$R_g, R_c, R_{зім}$	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	$R_g, R_c, R_{зім}$	15/150	14/140	10/100
в) елементи прямокутного перерізу шириною понад 13 см при висоті перерізу від 13 до 50 см	$R_g, R_c, R_{зім}$	16/160	15/150	11/110
г) елементи з круглих лісоматеріалів без урізань у розрахунковому перерізі	$R_g, R_c, R_{зім}$	–	16/160	10/100
2. Розтягання уздовж волокон:				
а) не клесні елементи	R_p	10/100	7/70	–
б) клесні 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 А.1

1	2	3	4	5
б) під шайбами при кутах з'єднання від 90 до 60°	$R_{зм90}$	4/40	4/40	4/40
5. Сколювання уздовж волокон:				
а) при вигині не клеєних 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) в 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 не клеєних 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 з клеєної деревини	R_{P90}	0,35/3,5	0,3/3	0,25/2,5

Примітки:

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

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

Деревні породи	Коефіцієнт m_n для розрахункових опорів		
	розтягання, вигину, стиску і зім'яттю уздовж волокон $R_p, R_v, R_c,$ $R_{зім}$	стиску та зім'яттю поперек волокон $R_{с90}, R_{зім90}$	сколюванню $R_{СК}$
<i>Хвойні</i>			
1. Модрина, крім європейської і 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
<i>Тверді листяні</i>			
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
<i>М'які листяні</i>			
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 $\leq 25\%$), помножуються на коефіцієнт 0,85.

Таблиця А.3

Навантаження	Коефіцієнт m_n	
	для усіх видів опор, 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	0,9	0,85	0,8

Таблиця А.5

Товщина шару, см	19 і менше	26	33	42
Коефіцієнт m_w	1,1	1,05	1	0,95

Таблиця А.6

Напружений стан	Позначення розрахункових опорів	Коефіцієнт m_{zn} при відношенні r_k/a			
		150	200	250	500 і більше
Стиск і вигин	R_c, R_g	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

Вид фанери	Розрахункові опори, $\frac{МПа}{кгс/см^2}$				
	розтягання в площині листа $R_{ф,р}$	стиску в площині листа $R_{ф,с}$	вигину з площини листа $R_{ф,в}$	сколюванню в площині листа $R_{ф,ск}$	зрізу перпендикулярно до площини листа $R_{ф,зр}$
1	2	3	4	5	6
1. Фанера клеєна березова марки ФСФ сортів В/ВВ, В/С, ВВ/С					
а) семишарова товщиною 8 мм і більше:					
– уздовж волокон зовнішніх шарів	14/140	12/120	16/160	0,8/8	6/60
– поперек волокон зовнішніх шарів	9/90	8,5/85	6,5/65	0,8/8	6/60
– під кутом 45° до волокон	4,5/45	7/70	–	0,8/8	6/60
б) п'ятишарова товщиною 5 – 7 мм:					
– уздовж волокон зовнішніх шарів	14/140	13/130	18/180	0,8/8	5/50
– поперек волокон зовнішніх шарів	6/60	7/70	3/30	0,8/8	6/60
– під кутом 45° до волокон	4/40	6/60	–	0,8/8	9/90
2. Фанера клеєна з деревини модрина марки ФСФ сортів В/ВВ, і ВВ/В семишарова товщиною 8 мм і більше:					
– уздовж волокон зовнішніх шарів	9/90	17/170	18/180	0,6/6	5/50
– поперек волокон зовнішніх шарів	7,5/75	13/130	11/110	0,5/5	5/50
– під кутом 45° до волокон	3/30	5/50	–	0,7/7	7,5/75

Продовження таблиці А.7

1	2	3	4	5	6
3. Фанера бакелізована марки ФБС товщиною 7 мм і більше:					
– уздовж волокон зовнішніх шарів	32/320	28/280	33/330	1,8/18	11/110
– поперек волокон зовнішніх шарів	24/240	23/230	25/250	1,8/18	12/120
– під кутом 45° до волокон	16,5/16 5	21/210	–	1,8/18	16/160

Примітка: Розрахункові опори зім'яттю і стиску перпендикулярно до площини листа для березової фанери марки ФСФ $R_{\phi, c90} = R_{\phi, зм90} = 4МПа(40 кг/см^2)$ і марки ФБС $R_{\phi, c90} = R_{\phi, зм90} = 8МПа(80 кг/см^2)$.

Таблиця А.8

Вид фанери	Модуль пружності E_ϕ , $\frac{МПа}{кгс/см^2}$	Модуль зсуву G_ϕ , $\frac{МПа}{кгс/см^2}$	Коефіцієнт Пуассона ν_ϕ
1	2	3	4
1. Фанера клеєна березова марки ФСФ сортів В/ВВ, В/С, ВВ/С семишарова і п'ятишарова:			
– уздовж волокон зовнішніх шарів	9000/90000	750/7500	0,085
– поперек волокон зовнішніх шарів	6000/60000	750/7500	0,065
– під кутом 45° до волокон	2500/25000	3000/30000	0,6
2. Фанера клеєна з деревини модрина марки ФСФ сортів В/ВВ і ВВ/С семишарова:			
– уздовж волокон зовнішніх шарів	7000/70000	800/8000	0,07
– поперек волокон зовнішніх шарів	5500/55000	800/8000	0,06
– під кутом 45° до волокон	2000/20000	2200/22000	0,6
1	2	3	4
3. Фанера бакелізована марки ФСФ:			
– уздовж волокон зовнішніх шарів	12000/120000	1000/10000	0,085
– поперек волокон зовнішніх шарів	8500/85000	1000/10000	0,065
– під кутом 45° до волокон	3500/35000	4000/40000	0,7

Примітки:

1. Коефіцієнт Пуассона ν_ϕ зазначений для напрямку, перпендикулярного до осі, уздовж якого визначений модуль пружності E_ϕ .

2. Модуль пружності деревини при розрахунку за граничними станами другої групи варто приймати рівним: уздовж волокон $E = 10000\text{МПа}(100000\text{кг}\text{д}/\text{см}^2)$; поперек волокон $E_{90} = 400\text{МПа}(4000\text{кг}\text{д}/\text{см}^2)$. Модуль зсуву деревини щодо осей, спрямованих уздовж і поперек волокон, варто приймати рівним $G_{90} = 500\text{МПа}(5000\text{кг}\text{д}/\text{см}^2)$. Коефіцієнт Пуассона деревини поперек волокон при напруженнях уздовж волокон варто приймати рівним $\nu_{90,0} = 0,5$, а уздовж волокон при напруженнях поперек волокон $\nu_{0,90} = 0,02$.

Таблиця А.9

Схема 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	2	3	4
1. Симетричні з'єднання	а) зім'яття в середніх елементах	0,5cd (50cd)	0,3cd (30cd)
	б) зім'яття в крайніх елементах	0,8ad (80ad)	0,5ad (50ad)
1	2	3	4
2. Несиметричні з'єднання	а) зім'яття у всіх елементах рівної товщини, а також у більш товстих елементах однозрізних з'єднань	0,35cd (35cd)	0,2cd (20cd)
	б) зім'яття у більш товстих середніх елементах двозрізних з'єднань при $a \leq 0,5c$	0,25cd (25cd)	0,14cd (14cd)
	в) зім'яття у більш тонких крайніх елементах при $a \leq 0,35c$	0,8ad (80ad)	0,5ad (50ad)

	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 $4d^2(400d^2)$	–
	б) вигин нагеля з металу С38/23	$1,8d^2 + 0,02a^2$ $(180d^2 + 2a^2)$ але не більше $2,5d^2(250d^2)$	–
	в) вигин нагеля з алюмінієвого сплаву Д16-Т	$1,6d^2 + 0,02a^2$ $(160d^2 + 2a^2)$ але не більше $2,2d^2(220d^2)$	–
	г) вигин нагеля зі склопластику АГ-4С	$1,45d^2 + 0,02a^2$ $(145d^2 + 2a^2)$ але не більше $1,8d^2(180d^2)$	–
	д) вигин нагеля з деревно-шарового пластику ДСПБ	$0,8d^2 + 0,02a^2$ $(80d^2 + 2a^2)$ але не більше $d^2(100d^2)$	–
1	2	3	4
3. Симетричні й несиметричні з'єднання	е) вигин дубового нагеля	–	$0,45d^2 + 0,02a^2$ $(45d^2 + 2a^2)$ але не більше $0,65d^2(65d^2)$

Примітки:

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.

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 2б 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 ;

в) при визначенні розрахункової несучої здатності з умов вигину нагеля товщину крайнього елемента a у п. 3 таблиці варто приймати не більше $0,6c$.

3. Розрахункову несучу здатність нагеля в розглянутому шві варто брати рівною меншому з усіх значень, отриманих за формулами таблиці А.9.

Таблиця А.10

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	0,5	0,7

Таблиця А.11

Позначення коефіцієнтів	Кількість шарів в елементі	Значення коефіцієнтів для розрахунку вигинних складених елементів при прольотах, м			
		2	4	6	9 і більше
		$K_{ш}$	2	0,7	0,85
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.12

№ п/п	Елементи конструкцій	Граничні прогони у долях прольоту, не більше
1	Балки міжповерхових перекриттів	1/250
2	Балки горищних перекриттів	1/200
3	Покрівлі (крім сндов): а) прогони, кроквяні ноги б) балки консольні в) ферми, клеєні балки (крім консольних) г) плити д) лати, настили	1/200 1/150 1/300 1/250 1/150
4	Несучі елементи сндов	1/400
5	Панелі та елементи фахверка	1/250

Таблиця А.13

№ п/п	Вид зв'язків	Коефіцієнт K_c при	
		центральному стиску	стиску з вигином
1	2	3	4
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	–	$1,4/\delta \cdot b_{на}$
5	Клей	0	0

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

ДОДАТОК Б

Таблиця Б.1 – Сортамент пиломатеріалів хвойних порід
(за ГОСТ 24454-80)

Товщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	175	200	225	250	275
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	–

Примітки:

1. Розміри пиломатеріалів за довжиною встановлені з градацією 0,25 м від 1 до 6,5 м.
2. Номінальні товщина і ширина пиломатеріалів встановлені для деревини вологістю 20%.
3. Дошка має ширину більшу подвійної товщини. Брусок відповідно не більше подвійної товщини, брус – якщо товщина і ширина більші 100 мм.
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	
	min	max	(кг/м ²)	кН/м ²
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)	0,2
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 для снігового навантаження на покриття

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

Примітка: q^n – нормативна власна вага покриття (включаючи і вагу підвісного стаціонарного обладнання); p^n – нормативна вага снігового покриву.

ДОДАТОК В

Форми специфікації матеріалів на несучі конструкції

Таблиця В.1 – Специфікація деревини (фанери)

№ елемента	Найменування елемента	Переріз, мм	Довжина, мм	Кількість, шт.	Об'єм, м ³	Маса, кг

Таблиця В.2 – Специфікація металу (пластмас)

№ елемента	Найменування елемента	Переріз, мм	Довжина, мм	Кількість, шт.	Маса 1 шт., кг	Загальна маса, кг

Навчальне видання

Методичні вказівки: Конспект лекцій

Дерев'яні конструкції. Проектування дерев'яних конструкцій: курс
лекцій. Ч 2 Частина 2

(для студентів усіх форм навчання
спеціальності G19 – «Будівництво та цивільна інженерія»)

Укладачі:

Соколенко Валерій Михайлович
Черних Олег Анатолійович
Соколенко Костянтин Валерійович

Техн. редактор К. В. Соколенко

Оригінал - макет В. М. Соколенко

Підписано до друку _____

Формат 60×84 $\frac{1}{16}$. Папір типограф. Гарнитура *Times*.

Друк офсетний. Умов. друк. арк. ____. Обл.-вид.арк. ____.

Тираж ____ прим. Вид. № _____. Замовл. № _____. Ціна
договірна.

Видавництво СНУ ім. Володимира Даля

Адреса видавництва: 01042, м. Київ,

Вул. Іоанна Павла II - 17,

Телефон: +38 (050) 218 04 78, факс 8(06452) 4-03-42

E-mail: vidavnictvosnu.ua@gmail.com