

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА**

В. М. ПОПЕЛЬНУХ

ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Конспект лекцій

*(для студентів 4 курсу денної та 4-5 курсів заочної форм навчання
та для слухачів другої вищої освіти напрямку підготовки
0921 (6.060101) «Будівництво»)*

ХАРКІВ ХНАМГ 2008

Попельнух В.М. Проектування дерев'яних конструкцій: конспект лекцій (для студентів 4 курсу денної та 4-5 курсів заочної форм навчання та для слухачів другої вищої освіти напрямку підготовки 0921 (6.060101) «Будівництво») / Попельнух В.М.; Харк. нац. акад. міськ. госп-ва. – Х.: ХНАМГ, 2008. – 207 с.

Автор: В.М.Попельнух

Рецензент: В.Я.Жиляков

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 8 від 20.06.2008 р.

ВСТУП

Курс «Проектування дерев'яних конструкцій» 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.

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

Конспект лекцій складений відповідно до програми курсу «Проектування дерев'яних конструкцій» для спеціальності 6.092100 – «Промислове та цивільне будівництво». Його зміст відповідає характеру викладу цієї дисципліни на кафедрі будівельних конструкцій Харківської національної академії міського господарства.

1. ДЕРЕВИНА - КОНСТРУКЦІЙНИЙ БУДІВЕЛЬНИЙ МАТЕРІАЛ

1.1. Будова деревини

При розгляді поперечного перерізу стовбура деревини можна побачити концентричні кільця навколо серцевини. Кожне кільце являє собою річний шар, тобто щорічно зростаючу деревину. Кожен річний шар складається з двох частин: внутрішня частина, найближча до серцевини, більш світла і м'яка, називається ранньою, чи весняною деревиною, а зовнішня частина, найближча до кори, тонша і твердіша - пізньою, чи літньою деревиною. Ці назви частин шарів відповідають часу їхнього зростання.

Пізня деревина не тільки твердіша, але і важча ранньої, від її кількості в стовбурі деревини залежать вага і міцність деревини в цілому.

Деревина складається з кліток, що мають вигляд замкнених трубок, розташованих уздовж стовбура деревини і зв'язаних між собою міжклітинною речовиною. Оболонка кліток складається з таких шарів: зовнішній тонкий первинний шар, оточений міжклітинною речовиною; вторинний шар, що має велику товщину і масивність; третинний внутрішній тонкий шар.

Механічна міцність деревини визначається наявністю масивного вторинного шару, що складається, як уже згадувалося, з ряду концентричних річних шарів. Спіральна будова вторинних шарів, подібна до будови сталевих тросів, значно впливає на міцність деревини на розтяг.

Деревина складається з таких органічних речовин: вуглець - 49,5%, водень - 6,3%, кисень - 44,08%, азот - 0,12%.

Іноді в деревині можуть бути ті чи інші дефекти, що виражаються в зміні зовнішнього вигляду, порушенні правильності будови деревини, цілісності її тканин чи стінок кліток. Деякі з ненормальностей з'являються ще при рості деревини (сучки, косошар і т.д.), інші виникають вже в зрубаному дереві, наприклад, розколини. Сучки із залишками зрізаних або відмерлих гілок мають різну форму і розташування в стовбурі. Річні шари, підходячи до сучка, змінюють свій напрям. Структура деревини в цьому місці змінюється. Сучки в деревині - найбільш поширений і небажаний дефект.

1.2. Властивості деревини як конструкційного матеріалу

Широке застосування в будівництві конструкцій з дерева зв'язано з наявністю в деревині багатьох позитивних властивостей. Деревина має високу механічну міцність, невелику об'ємну масу, невелику теплопровідність, незначний коефіцієнт температурного розширення, що дозволяє відмовитися від температурних швів, високу хімічну стійкість. Деревина одночасно є пластичним і пружним матеріалом, має високі

акустичні якості і високу довговічність. Заготівля деревини і її обробка не потребують складного устаткування, можуть виконуватися в будь-який час року. Деревина відповідає вимогам збірності будівництва з елементів і деталей, виготовлених на заводах, з наступним монтажем на місці будівництва.

Разом з тим деревина має і ряд негативних властивостей - неоднорідну волокнисту структуру і ненормальності, зв'язані з ростом дерева, що сильно впливають на механічні властивості. Вона схильна до усушки і розбухання при зміні температурно-вологісних умов, у яких знаходяться конструкції, гниє, може бути піддана руйнуванню дереворуйнуючими комахами, є горючою речовиною. Негативні властивості деревини вимагають ретельного аналізу умов роботи дерев'яних конструкцій, особливої уваги при будівництві і зменшенні причин, що сприяють прояву цих властивостей, а в деяких випадках і обмеженню застосування таких конструкцій.

1.3. Головні фізичні й механічні властивості деревини

Фізичні властивості

Вологість. Вода, що заповнює внутрішні порожнини деревини, називається вільною або капілярною. Вода, що просочує стінки кліток деревини, називається зв'язаною або гігроскопічною. При підвищенні температури зовнішнього середовища вода з деревини поступово випаровується. Спочатку випаровується вільна вода, а потім зв'язана. Стан деревини, коли в ній залишається тільки зв'язана вода, відповідає точці насичення волокон.

Кількість зв'язаної води в деревині складає в середньому 30%. Цей стан має велике значення тому, що з цього моменту при висиханні деревини змінюються її властивості і розміри, тобто відбувається усушка деревини. Усушка нерівномірна в радіальному і тангенціальному напрямках, а це викликає в річних шарах внутрішні напруження розтягу, в результаті чого з'являються тріщини, що поширюються від середини до зовнішньої поверхні.

Чим більші густина і об'ємна вага деревини, тим більшими є розміри усушки. При усушці деревина жолобиться. Жолобіння буває поперечним і поздовжнім. Поперечне жолобіння виражається в зміні форми перерізу сортаменту, поздовжнє - у формі вигину за довжиною або прийняття гвинтоподібної форми.

Деревина піддається також розбуханню - явищу, зворотному усушці, тобто при поглинанні деревиною вологи її лінійні розміри й об'єм збільшуються.

Усушка і розбухання деревини в конструкціях приводять до руйнування їхніх вузлів і збільшення деформацій. Щоб уникнути таких шкідливих явищ, деревину треба піддавати штучному сушінню при правильному температурно-вологісному режимі.

Об'ємна вага. Об'ємна вага деревини змінюється в широких межах залежно від породи деревини, кількості пустот, товщини стінок волокон і вологості. Об'ємна вага щойнозрубленої деревини, наприклад, хвойних порід може досягати $8,5 \text{ кН/м}^3$, а при розрахунках конструкцій приймається рівною $5,0 \text{ кН/м}^3$. Слід мати на увазі, що чим більше відсоток пізньої деревини, тим більшою стає об'ємна вага, а деревина з більшою об'ємною вагою має більшу міцність.

Температурне розширення. Лінійне розширення в деревині різне уздовж волокон чи під кутом до волокон. Коефіцієнт лінійного розширення деревини невеликий, він приблизно в два рази менший, ніж у металів, тому для споруд з дерева немає необхідності у влаштуванні температурних швів.

Теплопровідність. Унаслідок пористої будови деревина погано проводить тепло, має дуже малий коефіцієнт теплопровідності, особливо поперек волокон, що дає змогу використовувати її не тільки як конструкційний, але і як теплоізоляційний матеріал. Варто пам'ятати, що щільна і волога деревина більш теплопровідна, ніж менш щільна і суха.

Механічні властивості

Властивості деревини чинити опір дії зовнішніх сил називаються механічними. Через її анізотропію механічні властивості залежать:

- від кута між напрямом діючого зусилля і напрямом волокон деревини;
- від породи, будови деревини і її об'ємної ваги;
- від швидкості прикладання навантаження;
- від тривалості дії навантаження.

На рис. 1.1 показана крива тривалого опору деревини, отримана Ф.П.Белянкіним при випробуванні серії однакових зразків, завантажених тривалим навантаженням різної величини.

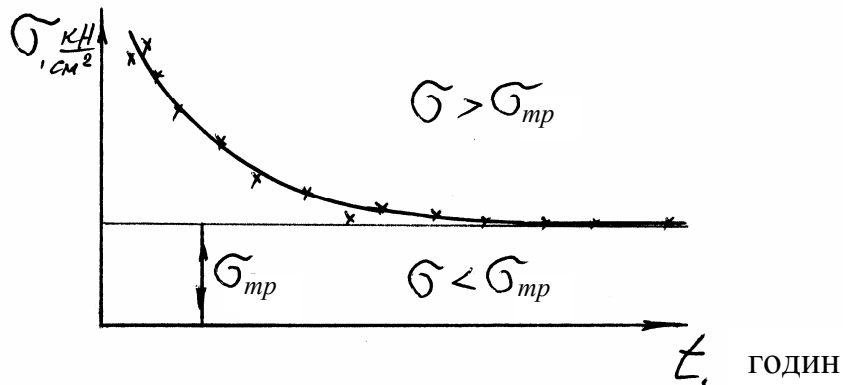


Рис.1.1. Крива тривалого опору деревини

Характер кривої показує, що із зменшенням напруження збільшується час опору деревини (від початку завантаження до руйнування). Таким чином, границею тривалого опору деревини під дією постійного статично прикладеного навантаження називається те найбільше напруження $\sigma_{тр}$, під дією якого дерев'яний елемент не зруйнується як би довго навантаження не діяло. За діючими нормами значення $\sigma_{тр}$ для будь-якого напруженого стану одержують множенням межі міцності деревини, визначеної при статичних випробуваннях стандартних, вільних від пороків зразків, на коефіцієнт $K_{тр} = 0,67$.

Звернемо увагу також на ту обставину, що асимптота кривої тривалого опору деревини (рис. 1.1) поділяє графік на дві частини. У верхній частині

графіка, де $\sigma > \sigma_{mp}$, руйнування реальних конструкцій або зразків з деревини буде тим швидшим, чим більше напруження σ відрізняється від σ_{mp} , і тим повільнішим, чим менше σ відрізняється від σ_{mp} . Якщо прикладені до конструкції напруження будуть менші σ_{mp} , що відповідає нижній частині графіка рис. 1.1, то конструкція не зруйнується.

Ці два висновки можна також проілюструвати графіками деформацій (рис. 1.2). Якщо прикладене до дерев'яного елемента напруження $\sigma < \sigma_{mp}$, то після деякого росту деформацій (рис. 1.2,а) останні стабілізуються. Ділянка ab графіка (рис. 1.2,а) характеризує властивість післядії деревини, тобто зростання деформацій протягом деякого часу після прикладання навантаження. Якщо реальними конструкціями будуть балки або ферми, то вони виявляться провислими. Щоб цього уникнути, балкам, фермам, іншим конструкціям додають будівельний підйом, тобто їх попередньо вигинають назустріч діючому навантаженню.

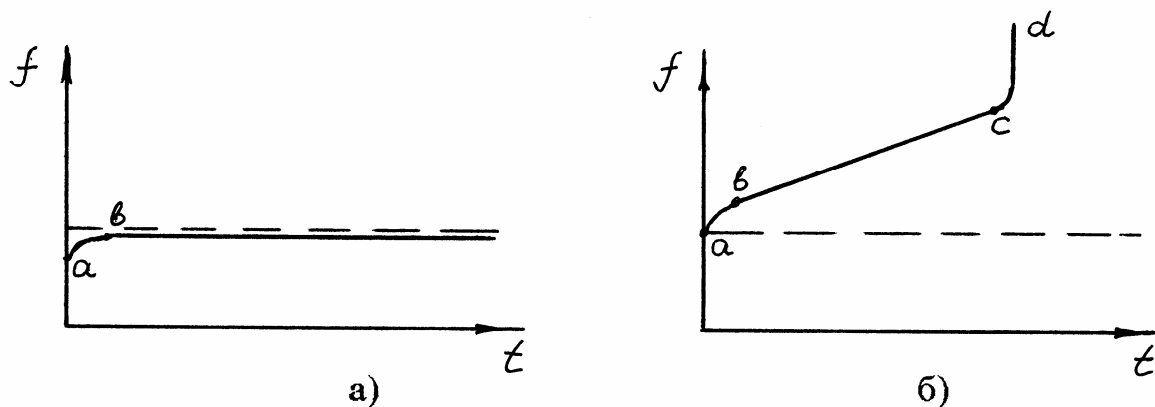


Рис. 1.2. Графіки деформацій дерев'яних елементів:

а - при $\sigma < \sigma_{mp}$; б - при $\sigma > \sigma_{mp}$

Якщо ж напруження σ виявляються більшими σ_{mp} , то після ділянки ab настає пластична течія деревини (ділянка bc на рис. 1.2,б), тобто настає сталий процес наростання деформацій з постійною швидкістю. Деформації в цьому випадку називаються деформаціями пластичної течії деревини, для яких справедливе таке твердження: зі збільшенням діючого напруження довжина прямолінійної ділянки bc зменшується, а кут нахилу збільшується. Остання ділянка cd (рис. 1.2,б) характеризує прискорене зростання

деформацій, величина яких прагне до нескінченності, - конструкція руйнується.

Механічні властивості деревини також залежать від температурно-вологісних умов експлуатації. При збільшенні вологості деревини від 0 до 30% (точка насичення волокон) межа міцності її різко зменшується, а деформації збільшуються. При подальшому збільшенні вологості міцнісні показники деревини не змінюються. При збільшенні температури від 20⁰С до 50⁰С міцність деревини зменшується залежно від виду напруженого стану на 15-35%.

Вологість вважається стандартною, якщо $w = 12\%$, а температура - якщо $T = 20^0\text{C}$.

2. З'ЄДНАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Обмеженість сортаменту лісоматеріалів викликає необхідність з'єднувати дерев'яні елементи за довжиною, поперечним перерізом та у вузлах дерев'яних конструкцій. З'єднання елементів за довжиною називається зрощуванням, за поперечним напрямком - споюванням.

Залежно від характеру роботи з'єднання поділяються на такі види:

- працюючі переважно на зім'яття і сколювання (лобові врубки, шпонки);
- працюючі переважно на вигин (усі види сталевих нагелів, а також пластинчасті і циліндричні нагелі з твердої деревини);
- працюючі переважно на зсув (клейові з'єднання);
- працюючі на розтяг (тяжі, болти, хомути, скоби, сталеві накладки, а також цвяхи, гвинти і шурупи, що працюють на витягування);
- поставлені для запобігання випадкових зсувів елементів, прийнятих за конструктивними вимогами (аварійні зв'язки-болти, у тимчасових спорудах - скоби).

Усі зв'язки (крім клейових) при з'єднанні дерев'яних елементів викликають їхнє ослаблення, що приводить до неповного використання деревини. Клей забезпечує найбільш високу міцність робочого шва і можливість виконання монолітних конструкцій різної форми і поперечного перерізу.

Усі види з'єднань, крім клейових, при роботі більш-менш податливі, що збільшує деформативність складених конструкцій. Однак податливість робить з'єднання в'язкими, що сприяє вирівнюванню зусиль у паралельно працюючих складених елементах. Разом з цим з'єднання не повинні бути надто податливими, тому що це приводить до зниження жорсткості складених елементів.

В'язкість і, звичайно, надійність з'єднань може бути збільшена завдяки застосуванню принципу «дрібності», суть якого полягає в передачі зосереджених зусиль елементів у вузлових з'єднаннях за допомогою більшої кількості зв'язків, наприклад, нагелів.

2.1. Лобова врубка з одним зубом

З'єднання на врубках є найбільш розповсюдженим видом з'єднань дерев'яних елементів під кутом, наприклад, у вузлах ферм. Вони не вимагають для свого виготовлення спеціального устаткування, відкриті для огляду і контролю якості в процесі експлуатації.

До недоліків врубок слід віднести труднощі механізації процесів виготовлення, великі місцеві ослаблення елементів і трудомісткість виготовлення.

Лобові врубки бувають з одним і двома зубами. Лобові врубки з одним зубом простіші і більш надійні, а з двома зубами можуть передати більше зусилля, ніж з одним зубом, допускаються при кутах зім'яття більше 45° і за умови ретельного припасування обох зубів до площин, тому їхня надійність залежить від одночасного включення в роботу двох площин упора.

Лобова врубка з одним зубом (рис. 2.1) конструюється так, щоб площадка зім'яття ab була розташована перпендикулярно до осі верхнього стиснутого елемента і так, щоб вісь цього елемента проходила через центр ваги площадки зім'яття.

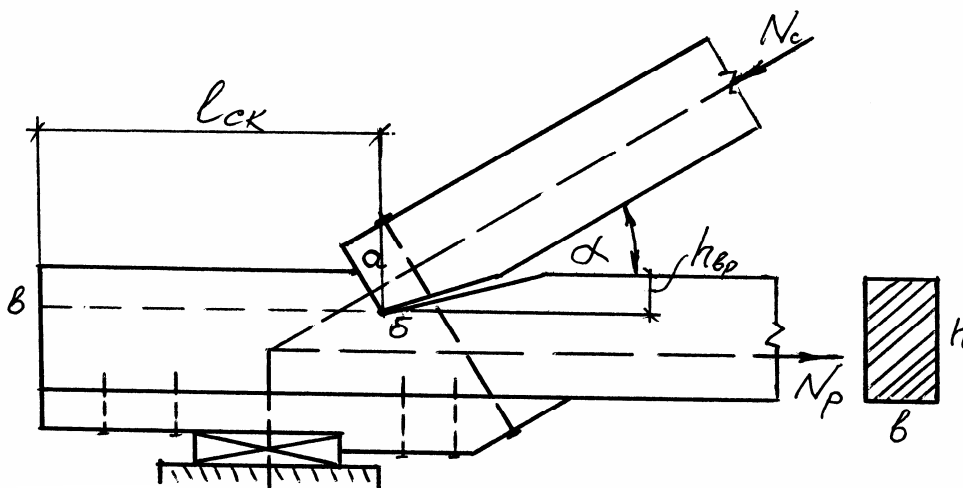


Рис. 2.1. Лобова врубка з одним зубом

Крім напружень зім'яття по площадці ab від сили стиску N_c у нижньому елементі по площадці $бв$ від горизонтальної складової сили N_c виникають напруження сколювання. Для запобігання руйнування врубки рекомендується ставити стяжний аварійний болт $d = 16 \div 25$ мм.

Лобові врубки розраховують на зім'яття і на сколювання деревини.

Розрахунок на зім'яття виконують за формулою

$$\sigma = \frac{N_{зім}}{F_{зім}} \leq R_{зім\alpha}, \quad (2.1)$$

де $F_{зім} = \frac{b \cdot h_{вп}}{\cos \alpha}$ - площа зім'яття; $h_{вп}$ - глибина врубки;

$R_{зім\alpha} = \frac{R_{зім}}{1 + \left(\frac{R_{зім}}{R_{зім90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha}$ - розрахунковий опір деревини зім'яттю під

кутом α ; $R_{зім}, R_{зім90}$ - розрахункові опори деревини відповідно зім'яттю уздовж волокон і поперек волокон; α - кут нахилу площадки зім'яття нижнього пояса.

Глибина врубки в брусах не повинна бути менше 2 см, у колодах - 3 см, але з іншої сторони найбільша глибина врубки в опорних вузлах ферм допускається не більше $1/3$ висоти брусів або діаметра колод, а в проміжних вузлах - $\frac{1}{4}h$ або $\frac{1}{4}d$.

Розрахунок на сколювання виконують за формулою

$$\tau = \frac{N_{ск}}{F_{ск}} \leq R_{ск}^{сер}, \quad (2.2)$$

де $N_{ск} = N_c \cdot \cos \alpha$ - сколююче зусилля; $F_{ск} = b \cdot l_{ск}$ - площа сколювання; b - ширина поперечного перерізу; $l_{ск}$ - довжина площі сколювання:

$$R_{ск}^{сер} = \frac{R_{ск}}{1 + \beta \cdot \frac{l_{ск}}{e}}$$

- середній сколюючий опір деревини за довжиною площадки

сколювання; $R_{ск}$ - розрахунковий опір деревини сколюванню; β - коефіцієнт, що залежить від виду сколювання: при однобічному сколюванні $\beta = 0,25$, а при проміжному сколюванні $\beta = 0,125$; e - плече сил сколювання, приймається рівним: при однобічному несиметричному урізанні $e = 0,5h$, при двосторонньому симетричному урізанні $e = 0,25h$.

Довжина площадки сколювання не повинна бути більше $10h_{вр}$, тобто $l_{ск} \leq 10h_{вр}$ та у той же час $l_{ск} \geq 3e$.

2.2. З'єднання на нагелях

Нагелями в дерев'яних конструкціях називають циліндричні стержні або пластинки, що перешкоджають взаємному зсуву елементів, що з'єднуються, і які працюють в основному на вигин.

Нагельні з'єднання надійні, прості, економічні, широко застосовуються в дерев'яних конструкціях. Їх використовують у стиках (при нарощуванні), у вузлах ферм і в складених стержнях і балках при споюванні. За матеріалом вони поділяються на сталеві, дерев'яні і пластмасові.

Усі нагелі, крім цвяхів діаметром менше 6 мм, шурупів і глухарів, вставляються в заздалегідь просвердлені для них отвори.

Залежно від способу прикладання зовнішніх сил і числа швів, які перетинає один нагель, розрізняють два види з'єднань: 1) симетричні - двозрізні і багатозрізні (рис. 2.2.а); 2) несиметричні - одно-, дво- і багатозрізні (рис. 2.2,б).

При роботі нагельного з'єднання, крім вигину нагеля, деревина в нагельному гнізді працює на зім'яття. У зв'язку з великою гнучкістю нагелів і великими деформаціями зім'яття гнізда в нагельному з'єднанні зовнішнє зусилля рівномірно розподіляється між нагелями, а у зв'язку з тим, що вони не чутливі до місцевих дефектів або пороків деревини, то надійні в роботі.

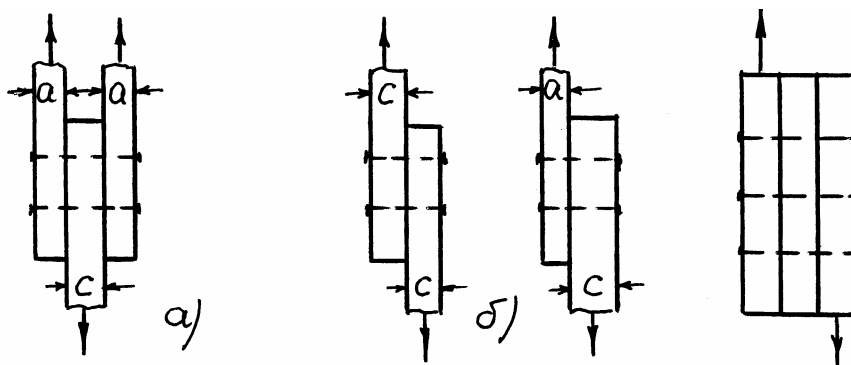


Рис.2.2. Види нагельних з'єднань: а - симетричні; б - несиметричні з'єднання

Точний розрахунок нагелів як балок, що знаходяться в суцільному пружному-пластичному середовищі, досить складний, і в результаті маємо формули, незручні для практичного використання. Тому будівельними нормами і правилами рекомендуються емпіричні формули для визначення розрахункової несучої здатності циліндричних нагелів (табл. 9 додатка 1). Наведемо для прикладу формули, за якими визначається несуча здатність сталевих нагелів при симетричних з'єднаннях при напрямі зусилля уздовж волокон:

по зім'яттю деревини сосни середніх елементів

$$T_{зім}^c = 50cd, \quad (2.3)$$

по зім'яттю деревини сосни крайніх елементів

$$T_{зiм}^a = 80cd, \quad (2.4)$$

по вигину нагеля

$$T_g = 180d^2 + 2a^2, \quad (2.5)$$

де c - товщина середніх елементів, см; a - товщина крайніх елементів, см; d - діаметр нагеля, см.

Розрахункову несучу здатність нагелів у з'єднаннях елементів з деревини інших порід у конструкціях, що знаходяться в умовах підвищеної вологості або температури, при дії на конструкції вітрового або монтажного навантаження визначають за формулами табл. 9 додатка 1 із множенням на відповідні коефіцієнти табл. 2, 3 додатка 1 при розрахунку на зім'яття деревини в нагельному гнізді або на корінь квадратний з цих коефіцієнтів при розрахунку на вигин нагеля.

При забиванні цвяхів у деревину елементів, що з'єднуються, залежно від довжини цвяхів і товщини дерев'яних елементів цвях може не пробити весь пакет, що з'єднується, або пробити його наскрізь (рис. 2.3).

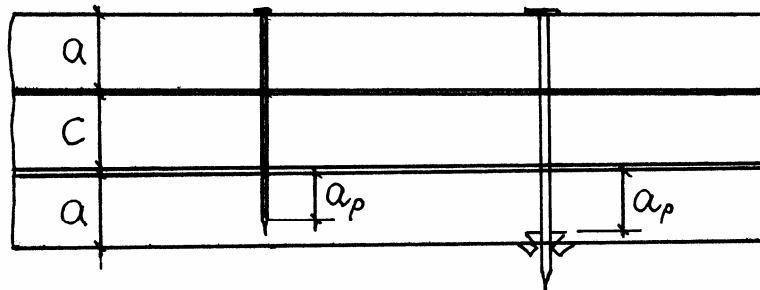


Рис. 2.3. Визначення розрахункової довжини защемлення кінця цвяха

У першому випадку для розрахунків приймають лише фактичну розрахункову довжину защемлення кінця цвяха, що прилягає до розглянутого шва. Цю розрахункову довжину визначають відніманням від загальної довжини цвяха $l_{цв}$ суми товщин елементів, пробитих цвяхом наскрізь, довжини загостреної частини цвяха - $1,5d_{цв}$, а також суми товщин усіх пробитих швів (кожен шов приймається товщиною 0,2 см):

$$a_p = l_{цв} - (a + \sum c) - 0,2n_{ш} - 1,5d_{цв}, \quad (2.6)$$

де a, c - товщини дерев'яних елементів; $n_{ш}$ - кількість швів; $1,5d_{цв}$ - довжина загостреної частини цвяха.

Якщо розрахункова довжина защемлення кінця цвяха виявиться менше $4d_{цв}$, то роботу цвяха враховувати не треба.

В іншому випадку, тобто при вільному виході кінця цвяха з пакета дощок, через можливе відщиплення деревини товщина останнього елемента зменшується на $1,5d_{цв}$.

Для запобігання сколюванню деревини на ділянці між нагелями останні рекомендується розташовувати в два поздовжніх ряди, а відстань між осями нагелів діаметром d повинна бути не менше: уздовж волокон $S_1 = 7d$, поперек волокон $S_2 = 3,5d$, відстань від осі нагеля до торця елемента - $S_1 = 7d$, а від осі нагеля до поздовжнього ребра $S_3 = 3d$ (рис. 2.4,а).

Для запобігання розколюванню деревини при забиванні цвяхів також необхідно дотримуватись мінімальних відстаней між осями цвяхів.

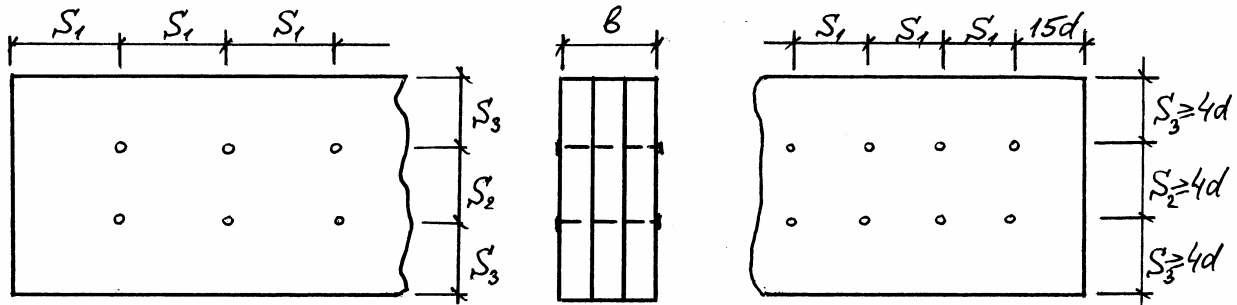


Рис. 2.4. Розміщення нагелів: а - розміщення болтів, штирів; б - розміщення цвяхів

Відстань між осями цвяхів уздовж волокон деревини варто приймати не менше (рис. 2.4,б): $S_1 = 15d$ при товщині елементів, що пробиваються, $c \geq 10d$ і $S_1 = 25d$ при товщині елементів, що пробиваються, $c = 4d$. Для проміжних значень товщини c найменшу відстань S_1 необхідно визначати за інтерполяцією.

Відстань уздовж волокон деревини від цвяха до торця елемента треба приймати не менше $S_1 = 15d$.

Відстань між осями цвяхів поперек волокон деревини при прямому розміщенні цвяхів слід приймати не менше $S_2 = 4d$; при шаховому розміщенні або косими рядами під кутом $\alpha \leq 45^\circ$ відстань S_1 може бути зменшена до $3d$.

Відстань S_3 від крайнього ряду цвяхів до поздовжнього ребра елемента необхідно приймати не менше $4d$.

2.3. З'єднання на розтягнутих зв'язках

До розтягнутих зв'язків у дерев'яних конструкціях відносяться:

- болти-тяжі (розтягнуті стояки і розкоси металодерев'яних ферм, затяжки в розпірних конструкціях, анкери, підвіски і стяжні аварійні болти);
- цвяхи, гвинти і шурупи, що працюють на висмикування;
- хомути, що служать для стягування багатошарових елементів і елементів з поздовжніми усушечними тріщинами;
- сталеві кишені, що служать для обпирання кінців брусів.

Поперечні перерізи перерахованих елементів, крім цвяхів, гвинтів і шурупів, визначають розрахунком за нормами проектування сталевих конструкцій, а в деяких випадках за конструктивними вимогами.

Відповідальні сталеві елементи дерев'яних конструкцій (тяжі, затяжки) виготовляють із сталі марки Вст3. На кінцях елементів для запобігання розкручування гайок ставлять контргайки.

При застосуванні подвійних або потрійних тяжів можливість їхнього неоднакового натягу враховують множенням розрахункового опору сталі тяжа на коефіцієнт 0,85, а вплив наявності нарізки на кінцях тяжів - введенням коефіцієнта 0,8.

Для зменшення напружень зім'яття деревини під гайками тяжів необхідно ставити квадратні шайби зі сторонами, рівними $4,5d$, де d - діаметр тяжів. Товщину шайби визначають з умови її роботи на вигин і приймають не менше $0,25d$.

Кінці тяжів-болтів при експлуатації конструкцій повинні бути розміщені в місцях, доступних для підгвинчування гайок. Якщо це здійснити не можна, то в межах довжини тяжів необхідно ставити стяжні муфти з двосторонньою різьбою.

Діаметр стяжних болтів d приймають у межах $\frac{1}{30} \div \frac{1}{40}$ товщини пакета, що стягується, але не менше 12 мм.

Застосування скоб (неробочих конструктивних зв'язків) дозволяється тільки у тимчасових спорудах, тому що при деформації елементів у з'єднанні згодом виникає розколювання деревини.

Розрахункову несучу здатність цвяхів, гвинтів і шурупів на висмикування визначають за формулою

$$T = R_{\text{вис}} \cdot \pi \cdot d \cdot a_p, \quad (2.7)$$

де $R_{\text{вис}}$ - розрахунковий опір деревини висмикуванню на одиницю стикання:

- для цвяхів при повітряно-сухій деревині $R_{\text{вис}} = 0,3$ МПа;
- для цвяхів при сирій деревині $R_{\text{вис}} = 0,1$ МПа;
- для гвинтів - $R_{\text{вис}} = 1,0$ МПа;

d - діаметр цвяхів, гвинтів, шурупів; a_p - розрахункова довжина цвяха (див. формулу 2.6), а для гвинтів - розрахункова довжина нарізної частини, см.

2.4. З'єднання на клею

На відміну від розглянутих раніше з'єднань, з'єднання на клею є жорсткими і непіддатливими. З'єднання дерев'яних елементів відбувається без будь-якого ослаблення деревини і ґрунтується на використанні сил зчеплення, що виникають між деревиною і клейовою плівкою.

До переваг з'єднань на клею і виготовлених з їхньою допомогою дерев'яних конструкцій відносяться:

- цілісність і монолітність різноманітних перерізів, форм і розмірів, вигідних щодо опору зовнішнім навантаженням;

- можливість використання деревини зниженої якості навіть у відповідальних конструкціях, що досягається раціональним розміщенням її в менш напружених зонах поперечного перерізу, видаленням пороків і стикуванням на клею більш якісних частин пиломатеріалів;

- використання маломірних матеріалів;

- використання деревини листяних порід, розміщення її в менш напружених зонах поперечного перерізу клеєної конструкції;

- заводське виготовлення конструкцій, що сприяє як їх збірності, так і транспортабельності.

Клеї, які використовують для виготовлення будівельних конструкцій, повинні бути водо-, біо-, теплостійкими, мати життєздатність не менше 2-х годин, не давати шкідливих для здоров'я людей виділень, а клейовий шов повинен бути міцніший при роботі на зсув і відрив, ніж деревина на сколювання і розтягання поперек волокон. Щодо міцності клейового шва, яка б відповідала міцності деревини на розтягання уздовж волокон, то тут слід зазначити, що таких клеїв у будівельників немає, тому в цих випадках площу поверхні деревини для склеювання збільшують у 10 разів, а фанери - у 12 разів, тобто маємо з'єднання «на вус».

Будівельні норми проектування дерев'яних конструкцій регламентують застосування клеїв залежно від умов експлуатації, однак міцність клейового шва для будь-якого клею при випробуваннях на сколювання сухих зразків повинна бути не нижче 6,0 МПа для сосни і 8,0 МПа для дуба, а після вимочування їх протягом 24 годин повинна бути не менше відповідно 4,0 МПа і 5,5 МПа.

Вологість деревини при виготовленні клеєних конструкцій має бути не більше 12%, тому що при зміні температурно-вологісних умов змінюються форма і розміри елементів, які склеюються, а це викликає додаткові напруження в клейових швах. Усушка вологих дощок під час твердіння клею може призвести до зриву клейової плівки. Крім цього, із збільшенням

вологості дощок зменшується з'єднувальна здатність і міцність клейового шва.

Через труднощі запресовування товстих дощок для склеювання застосовують пиломатеріали в прямолінійних елементах товщиною до 42 мм, у криволінійних - до 33 мм.

Найбільш розповсюдженим видом клейового з'єднання є поздовжнє склеювання паралельно складених у пакети дощок. Склеювати дошки під кутом не рекомендується, тому що у швах виникають додаткові напруження від усушки дощок.

Стики дощок або брусів прямолінійних розтягнутих елементів улаштовують по взаємно скошених на вус гранях (рис. 2.5,а) або застосовують зубцюваті стики із зубами, що виходять на пласть (рис. 2.5,в) або на крайку (рис. 2.5,г). В інших випадках стики здійснюють уприутул (рис. 2.5,б) із щільним притиранням на клею.

Стики в блоках, що склеюються, розташовують врозбіжку з дотриманням таких вимог:

- відстань між осями стиків дощок або брусів (уздовж елементів) у суміжних за висотою перерізу елементах повинна бути не менше 20 товщин найбільш товстої із стикованих дощок;

- в одному перерізі елемента допускається стикування не більше 25% усіх дощок або брусів, а в найбільш напруженій зоні - не більше однієї дошки або бруса;

- відстань між з'єднаннями зубцюватим стиком у суміжних за висотою перерізу дошках не нормується;

- відстань між стиками дощок або брусів суміжних шарів повинна бути рівною або більшою товщини цих дощок або брусів.

Клеєні дерев'яні елементи розраховують як монолітні без урахування наявності стиків, а їхнє виготовлення здійснюють у спеціальних цехах деревообробних підприємств, оснащених механізмами і пристроями для

склеювання і контрольних випробувань вологості деревини, клею і готових конструкцій. Температура в згаданих цехах має бути не нижче 16°C .

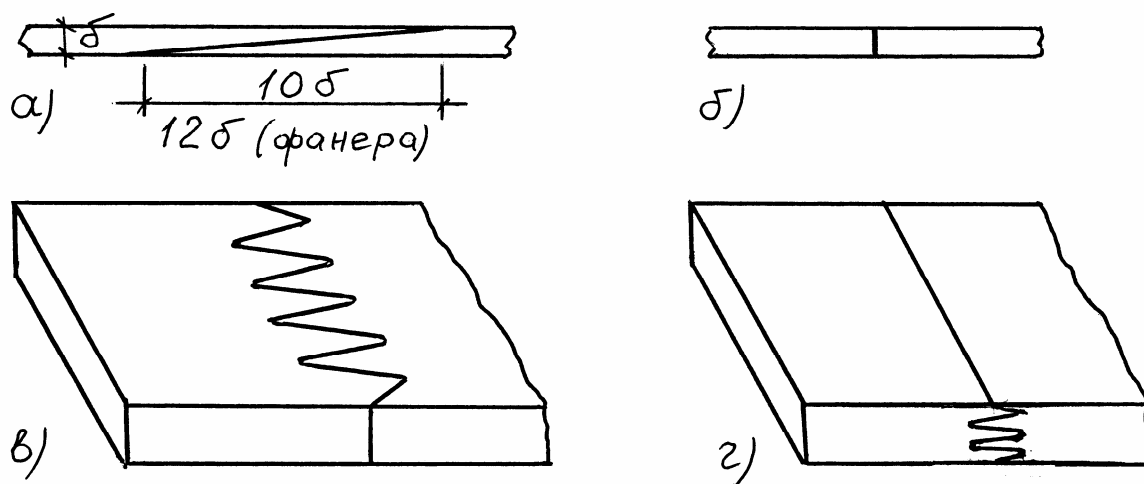


Рис. 2.5. Конструкції стиків дощок:

а - «на вус»; б - упритул; в - зубцюватий стик із зубами, що виходять на пласць; г - те ж, із зубами, що виходять на ребро

Запресовку елементів дерев'яних конструкцій, на які вже нанесений клейовий розчин, виконують за допомогою пневматичних, гідравлічних або ручних гвинтових пресів. Тиск у клейовому шві при запресовці конструкцій повинен бути в межах $0,3\div 0,5$ МПа з витримкою цього тиску від 4 до 24 годин до закінчення твердіння клею у швах залежно від типу клею, конструкції і температури повітря. Прогрів запресованих елементів до 60°C скорочує термін витримки тиску до $1\div 3$ годин, а застосування струмів високої частоти - до декількох хвилин.

3. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1. Основні положення розрахунку дерев'яних конструкцій

Дерев'яні конструкції розраховують за єдиним для всіх будівельних конструкцій методом граничних станів. Граничним називають такий стан конструкцій, при якому їхня подальша експлуатація стає неможливою. Розрахунок дерев'яних конструкцій виконується за двома граничними станами: 1) за несучою здатністю (міцністю або стійкістю); 2) за деформаціями.

Основна вимога при розрахунках дерев'яних конструкцій полягає в тому, щоб величина зусиль (напружень) або деформацій від зовнішніх сил не перевищувала граничних значень, установлених будівельними нормами і правилами. Якщо ця вимога не виконана, то виникає небезпека зниження експлуатаційної надійності споруди.

Розрахунок конструкцій за першим граничним станом виконують за розрахунковим, за другим граничним станом - за нормативним навантаженням, що є вихідними величинами й основними характеристиками навантажень. Коефіцієнти, що враховують можливе збільшення нормативних навантажень унаслідок їхньої мінливості, називаються коефіцієнтами безпеки за навантаженням (γ_S). Іншими словами, розрахункові навантаження одержують шляхом множення нормативних навантажень на коефіцієнти безпеки за навантаженням.

Навантаження при розрахунках конструкцій приймають у сполученнях, що враховують можливу одночасну дію тих чи інших навантажень:

- в основних сполученнях, що складаються з навантажень, які постійно діють на споруди, і навантажень тимчасових, які регулярно діють при експлуатації споруд;

- у додаткових сполученнях, що складаються з комбінацій навантажень, які входять в основні сполучення, з навантаженнями, що нерегулярно виникають при експлуатації споруд;

- в особливих сполученнях, що складаються з комбінацій навантажень, які входять в основні й додаткові сполучення, з навантаженнями, що мають аварійний характер і виникають винятково в поодиноких випадках.

Крім навантажень при розрахунку будівельних конструкцій необхідно знати основні розрахункові характеристики матеріалів: розрахункові опори, модулі пружності, модулі зсуву матеріалів, а також їхні показники поперечної деформації (коефіцієнти Пуассона).

Розрахунковий опір R - це граничне напруження в матеріалі реальних елементів конструкцій, що відрізняються від стандартних зразків розмірами і наявністю пороків і дефектів у дозволених нормах меж. Крім того, розрахунковий опір враховує також вплив тривалості дії навантажень і умов експлуатації.

$$R = \frac{R^H}{K}, \quad (3.1)$$

де $R^H = \bar{R}_{тим} (1 - 2,25V).$ (3.2)

Тут $\bar{R}_{тим}$ - середнє арифметичне значення тимчасових опорів, отриманих у результаті лабораторних випробувань великого числа стандартних зразків;

$V = \frac{\sigma'}{\bar{R}_{тим}}$ - коефіцієнт мінливості; σ' - середнє квадратичне відхилення

напружень; K - коефіцієнт безпеки по матеріалу

$$K = \frac{1}{K_{тр} \cdot K_{одн} \cdot K_{розм}}, \quad (3.3)$$

$K_{тр} = 0,67$ - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження; $K_{одн}$ - коефіцієнт, що враховує вплив на міцність матеріалів неоднорідності структури матеріалів, наявність пороків і дефектів, залежить від виду напруженого стану; $K_{розм}$ - коефіцієнт, що враховує вплив на міцність матеріалів збільшених розмірів елементів у порівнянні із стандартними зразками, також залежить від виду напруженого стану.

Реальні умови експлуатації дерев'яних конструкцій, тобто вплив температурно-вологісного режиму і вплив короткочасних і особливих навантажень (вітрової, монтажної, сейсмічної) враховуються множенням розрахункового опору R , визначеного за формулою (3.1) (див. табл. 1, додаток 1), на коефіцієнти умов роботи, відповідно m_b і m_n , приведеними в табл. 5, 6 БНіП II-25-80. Урахування специфічного напруженого стану гнутих елементів виконують коефіцієнтом умов роботи $m_{гн}$ за табл. 6 додатка 1.

Модуль пружності деревини уздовж волокон у конструкціях, захищених від нагрівання, що знаходяться під впливом постійних і тимчасових навантажень — опорочні коефіцієнти, які беруть з табл. 5, 6 БНІП II-25-80.

3.2. Розрахунок центрально розтягнутих елементів

Перевірку міцності центрально розтягнутих елементів виконують за формулою

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_p \cdot m_0 \cdot m_{\text{бюд}}, \quad (3.4)$$

де N - розрахункове поздовжнє зусилля, що діє на елемент, кН; $m_0 = 0,8$ - коефіцієнт умов роботи для розтягнутих елементів з будь-якими ослабленнями в розрахунковому перерізі. При відсутності ослаблень $m_0 = 1$; $m_{\text{бюд}} = 0,7$ - коефіцієнт умов роботи для розтягнутих елементів, виготовлених у будівельних умовах, при виготовленні конструкцій в заводських умовах $m_{\text{бюд}} = 1$; R_p - розрахунковий опір деревини розтягання (табл. 1 додатка 1), МПа; $F_{\text{нт}} = F_{\text{бр}} - \sum F_{\text{осл}}$ - площа нетто ослабленого перерізу елемента.

При визначенні $F_{\text{нт}}$ всі ослаблення, розташовані по довжині елемента на ділянці 20 см, приймають сполученими в одному перерізі, щоб уникнути розриву елемента за зигзагом. Якщо ослаблення елементів розташовані несиметрично щодо центра ваги його поперечного перерізу, то такі елементи розраховуються як позацентрово розтягнуті.

3.3. Розрахунок центрально стиснутих елементів

Руйнування центрально стиснутих елементів дерев'яних конструкцій може відбутися від втрати стійкості або від вичерпання міцності.

Перевірку міцності стержня виконують у найбільш ослабленому перерізі за формулою

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_c. \quad (3.5)$$

Стійкість стержня перевіряють за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{\text{расч}}} \leq R_c. \quad (3.6)$$

У цих формулах N - розрахункове поздовжнє зусилля, що діє на елемент, кН; R_c - розрахунковий опір деревини стиску (табл. 1 додатка 1),

$\frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$; $F_{\text{нт}} = F_{\text{бр}} - F_{\text{осл}}$ - площа нетто поперечного перерізу елемента, см^2 ;

$F_{\text{розр}}$ - розрахункова площа поперечного перерізу елемента, прийнята рівною: при відсутності ослаблень або при ослабленнях у небезпечних перерізах, що не виходять на ребра (рис. 3.1,а), якщо площа ослаблень не перевищує 25% $F_{\text{бр}}$, $F_{\text{розр}} = F_{\text{бр}}$; при ослабленнях, що не виходять на ребра,

якщо площа ослаблення перевищує 25% $F_{\text{бр}}$, $F_{\text{розр}} = \frac{4}{3} F_{\text{нт}}$; при симетричних ослабленнях, що виходять на ребра (рис. 3.1,б), $F_{\text{розр}} = F_{\text{нт}}$. При

несиметричних ослабленнях, що виходять на ребра (рис. 3.1,в), елементи розраховуються як позацентрово стиснуті; φ - коефіцієнт поздовжнього вигину, визначається за формулами:

при гнучкості елементів $\lambda > 70$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}, \quad (3.7)$$

при гнучкості елементів $\lambda \leq 70$

$$\varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (3.8)$$

де коефіцієнти $A = 3000$ для деревини та $A = 2500$ для фанери; $a = 0,8$ для деревини та $a = 1$ для фанери.

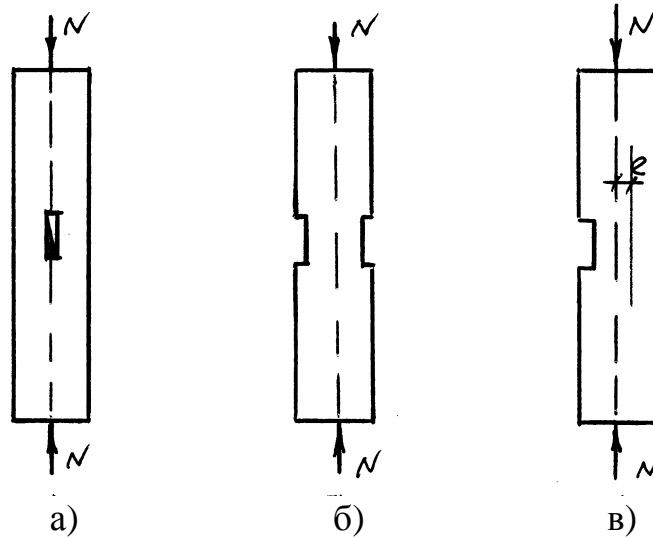


Рис. 3.1. Ослаблення стиснутих елементів:
 а - не вихідних на ребро; б - вихідних на ребро; в - несиметрично ослаблених

Гнучкість елементів λ визначають за формулою

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (3.9)$$

де $r = \sqrt{\frac{I_{\text{бпр}}}{F_{\text{бпр}}}}$ - радіус інерції; $I_{\text{бпр}}$ - момент інерції перерізу брутто; $F_{\text{бпр}}$ -

площа поперечного перерізу брутто; l_0 - розрахункова довжина елемента, що залежить від способів закріплення кінців стержня, визначається множенням його дійсної довжини на такі значення коефіцієнта μ_0 :

- при обох шарнірно закріплених кінцях $\mu_0 = 1$;
- при одному затисненому, а другому вільному навантаженому кінці $\mu_0 = 2,2$;
- при одному шарнірнозакріпленому і другому жорстко защемленому кінці $\mu_0 = 0,8$;
- при обох жорстко защемлених кінцях $\mu_0 = 0,65$.

Жорстке защемлення в дерев'яних конструкціях застосовують мало, тому що при такому защемленні кінці елементів після усушки і зім'яття деревини поперек волокон здобувають здатність деякого повороту, що знижує ефект защемлення.

Слід мати на увазі, що гнучкість стиснутих елементів не повинна бути більше таких граничних значень:

- для основних елементів конструкцій (пояса, опорні розкоси і стояки ферм, колони, арки і т.д.) - 120;
- для другорядних елементів (проміжні стояки і розкоси ферм і т.д.) - 150;
- для елементів зв'язків - 200.

3.4. Розрахунок вигинних елементів

У дерев'яних конструкціях вигинні елементи найчастіше зустрічаються у вигляді балок - суцільних і складених, прогонів, настилів, крокв'яних ніг і т.д., тобто це найбільш розповсюджені елементи дерев'яних будівель і споруд. Тому їхнє раціональне проектування з повним використанням несучої здатності приводить до значної економії лісоматеріалів.

Розрізняють два види роботи елементів на вигин: простий вигин, коли навантаження діє в площині однієї з головних осей інерції поперечного перерізу елемента (рис. 3.2,б) і косий вигин, коли напрям навантаження не збігається з жодною з головних осей інерції перерізу (рис. 3.2,в).

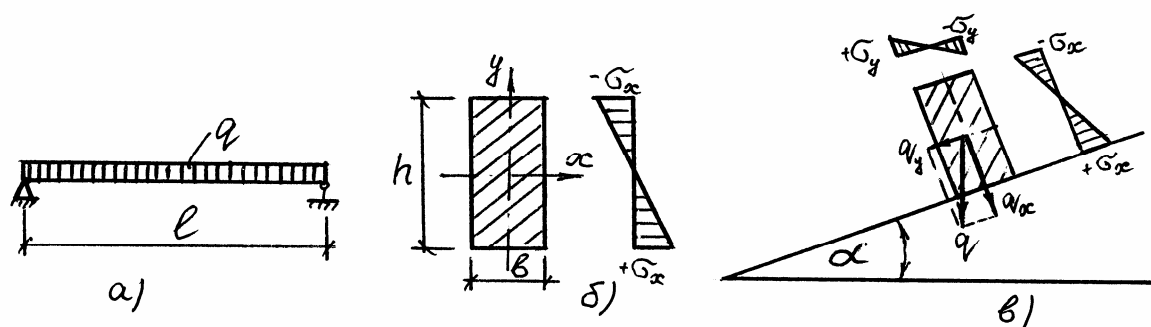


Рис. 3.2. До розрахунку вигинних елементів:

а - розрахункова схема; б - напружений стан поперечного перерізу при простому вигині; в - те ж при косому вигині.

Розрахунок вигинних елементів забезпечених від утрати стійкості плоскої форми деформування, на міцність за нормальними напруженнями простого вигину слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{M}{W_{розр}} \leq R_u, \quad (3.10)$$

де M - розрахунковий згинальний момент, кН·см; $R_{виг}$ - розрахунковий опір деревини вигину (табл. 1 додатка 1), кН/см²; $W_{розр}$ - розрахунковий момент опору (площі нетто) поперечного перерізу елемента, см³. Для суцільних елементів $W_{розр} = W_{нт}$; для складених вигинних елементів на податливих з'єднаннях $W_{розр} = W_{нт} \cdot K_W$, де K_W - коефіцієнт, що враховує зниження $W_{нт}$ через піддатливість зв'язків, приймається за табл. 11 додатка 1. При визначенні $W_{нт}$ ослаблення перерізів, розташованих на ділянці елемента довжиною до 20 см, приймають сполученими в одному перерізі.

Розрахунок вигинних елементів на міцність по нормальних напруженнях косоного вигину виконують за формулою

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_{виг}, \quad (3.11)$$

де σ_x і σ_y - відповідні моментам M_x і M_y напруження вигину; M_x і M_y - складові розрахункового згинального моменту щодо головних осей x і y ; $R_{виг}$ - розрахунковий опір деревини вигину; W_x і W_y - розрахункові моменти опору розглянутого поперечного перерізу для осей x і y .

Розрахунок вигинних елементів прямокутного поперечного перерізу на стійкість плоскої форми деформування слід виконувати за формулою

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_M \cdot W_{бр}} \leq R_{виг}, \quad (3.12)$$

де M - максимальний згинальний момент на розглянутій ділянці l_p ; $W_{бр}$ - максимальний момент опору бруто на тій же ділянці l_p ; φ_M - коефіцієнт стійкості плоскої форми деформування для вигинних елементів шарнірнозакріплених від зміщення з площини вигину і закріплених від

повороту навколо поздовжньої осі в опорних перерізах, визначають за формулою

$$\varphi_m = 140 \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot K_\phi \cdot K_{жсм}, \quad (3.13)$$

де b - ширина поперечного перерізу; h - максимальна висота поперечного перерізу на ділянці l_p ; l_p - відстань між опорними перерізами елемента, а при закріпленні стиснутого ребра елемента в проміжних точках від зміщення з площини вигину - відстань між цими точками; K_ϕ и $K_{жсм}$ - коефіцієнти, що залежать від форми епюри згинальних моментів на ділянці l_p , визначаються

за табл. 2 додатка 4 БНіП II-25-80 ($K_\phi = 1,13$; $K_{жсм} = 5 \sqrt{\left(\frac{h_{он}}{h_{сер}}\right)^2}$ - для однопрольотних балок при рівномірно розподіленому навантаженні).

Розрахунок вигинних елементів на міцність по сколюванню деревини слід виконувати за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\bar{op}}}{I_{\bar{op}} \cdot b_{розр}} \leq R_{ск}, \quad (3.14)$$

де Q - розрахункова поперечна сила, кН; $S_{\bar{op}}$ і $I_{\bar{op}}$ - відповідно статичний момент бруто частини поперечного перерізу, що зсуваються, елемента щодо нейтральної осі (см³) і момент інерції бруто даного поперечного перерізу, см; $b_{розр}$ - розрахункова ширина поперечного перерізу елемента, см; $R_{ск}$ - розрахунковий опір деревини сколюванню при вигині (табл. 1 додатка 1), кН/см².

Перевірка на сколювання при вигині суцільних дерев'яних елементів може виявитися вирішальною для коротких балок $\left(\frac{l}{h} \leq 5\right)$ з великими зосередженими навантаженнями біля опор. Для балок суцільного перерізу покриттів і перекриттів будівель з рівномірним навантаженням перевірку на сколювання можна не проводити.

Перевірка жорсткості вигинного елемента полягає у визначенні найбільшого його прогину від нормативних навантажень і порівнянні цього прогину з гранично допустимими. Звичайно прогини для такої перевірки обчислюють у частках прольоту, а їхні граничні значення для різних елементів конструкцій наведені в табл. 12 додатка 1, тобто перевірку жорсткості з урахуванням сказаного виконують за формулою

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (3.15)$$

де $f = \frac{f_0}{K} \left[1 + C \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]$ - найбільший прогин вигинних елементів постійного і

змінного перерізів; $f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J}$ - прогин балки постійного перерізу

висотою h , навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням (при

інших видах навантажень коефіцієнт $5/384$ буде іншим); q^H - інтенсивність

погонного нормативного навантаження, кН/см; l - проліт балки, см; E -

модуль пружності деревини, кН/см²; J - момент інерції поперечного перерізу

в місці визначення прогину, см⁴; K і C - коефіцієнти відповідно що

враховують вплив змінності висоти перерізу і деформацій зсуву від

поперечної сили, визначаються за табл. 3 додатка 4 БНіП II-25-80 залежно від

форми поперечного перерізу і розрахункової схеми балки (для

однопрольотних балок прямокутного перерізу $K = 0,15 + 0,85 \frac{h_{on}}{h_{cep}}$,

$$C = 15,4 + 3,8 \frac{h_{on}}{h_{cep}}).$$

Перевірку жорсткості при косому вигині проводять за повним прогином f , який знаходять як геометричну суму прогинів f_x і f_y :

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}, \quad (3.16)$$

де f_x і f_y - прогини елемента, що розраховується, щодо осей x і y .

Косий вигин завжди викликає збільшення розмірів вигинних елементів тому треба прагнути до його виключення або обмеження, наприклад, постановкою тяжів у площині схилу даху по середині прольоту прогонів, зменшуючи тим самим у два рази розрахунковий проліт у площині схилу.

3.5. Розрахунок стиснуто-вигинних елементів

До стиснуто-вигинних відносяться елементи, що знаходяться одночасно під впливом поздовжньої сили стиску і згинального моменту. У конструкціях з дерева це, наприклад, верхні пояси ферм, арки, позацентрово стиснуті колони та ін. Згинальний момент у таких елементах може створюватися поперечним навантаженням (рис. 3.3,а), позацентровою дією поздовжньої сили (рис. 3.3,б), наявністю кривизни елемента (рис. 3.3,в) і несиметричним ослабленням елемента (рис. 3.3,г).

Крім основного згинального моменту, що діє на елемент, при розрахунку стиснуто-вигинних елементів, необхідно враховувати додатковий згинальний момент, викликаний поздовжньою силою при деформації елемента і рівний добутку поздовжньої сили на стрілу прогину f .

Перевірку міцності стиснуто-вигинних дерев'яних елементів у площині дії згинального моменту проводять за формулою

$$\sigma = \frac{N}{F_{розр}} + \frac{M}{W_{розр}} \leq R_c, \quad (3.17)$$

де $F_{розр}$ и $W_{розр}$ - розрахункові площа (см^2) і момент опору (см^3) поперечного перерізу, що перевіряється; $M = M_0 + N \cdot f = \frac{M_0}{\xi}$ - розрахунковий згинальний момент, кН.см; N - розрахункова стискаюча сила, кН; M_0 - згинальний момент від поперечного навантаження, що не залежить від прогину f ; $N \cdot f$ - згинальний момент від дії поздовжньої сили N , що залежить від прогину f , тобто це додатковий згинальний момент, що

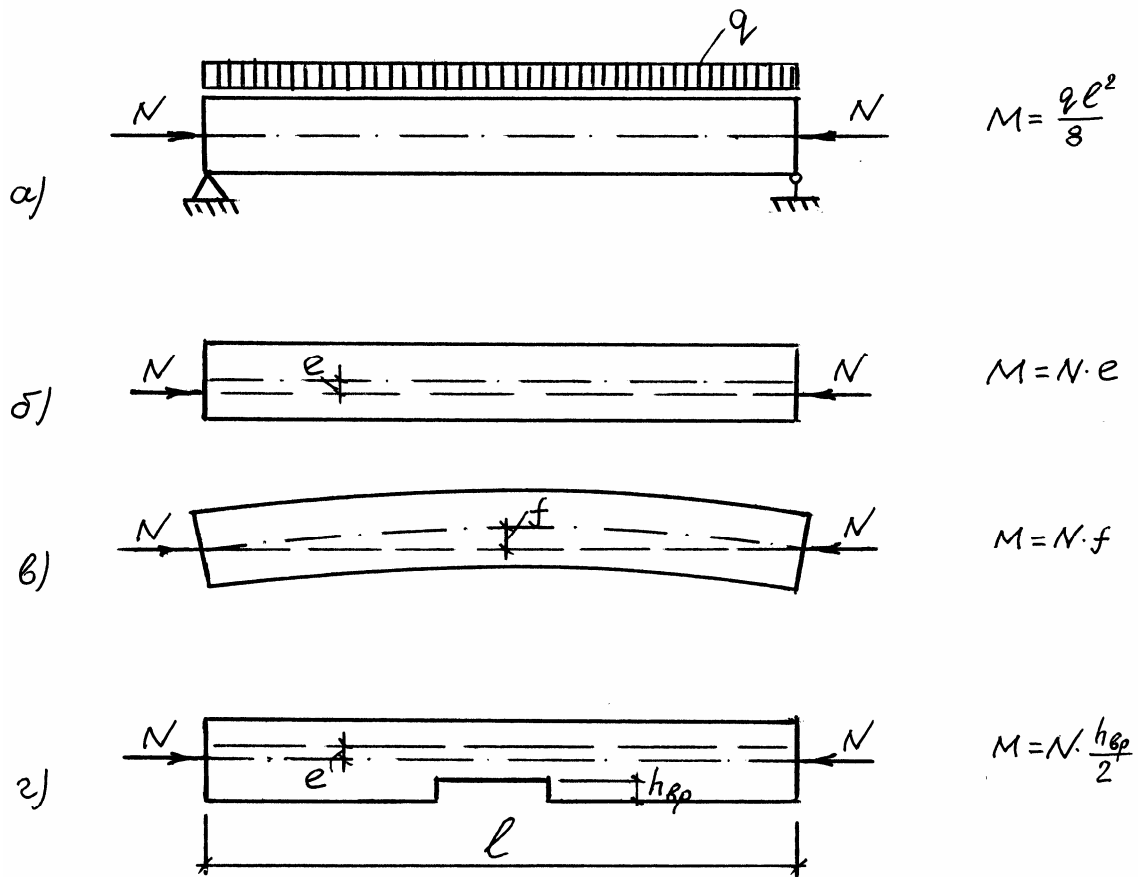


Рис. 3.3. Схеми стиснуто-вигинних елементів:

а - спільна дія поздовжньої сили і поперечного навантаження;
 б - позацентрова дія поздовжньої сили; в - дія поздовжньої сили при кривизні елемента; г - дія поздовжньої сили при несиметричному ослабленні поперечного перерізу елемента

враховується коефіцієнтом ξ ; $f = \frac{f_0}{1 - \frac{N}{N_{кр}}}$ - повний прогин від дії всіх зусиль;

f_0 - прогин від дії поперечного навантаження або від позацентрової дії поздовжньої сили; $N_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{l_0^2}$ - критична Ейлерова сила, що залежить від

розмірів поперечного перерізу $\left(J = \frac{bh^3}{12} \right)$, довжини (l_0) і матеріалу елемента

(для деревини $E = 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$); $\xi = 1 - \frac{N}{\varphi F_{бр} R_c}$ - коефіцієнт, що враховує

додатковий згинальний момент від дії поздовжньої сили при деформації

елемента (величина коефіцієнта ξ дійсна в межах від 1 до 0); φ - коефіцієнт поздовжнього вигину (див. формули (3.7) і (3.8)).

При напруженнях вигину $\left(\frac{M}{W}\right)$, що не перевищують 10% від напружень стиску $\left(\frac{N}{F}\right)$, позacentрово стиснуті елементи розраховують за формулою (3.6) на стійкість без урахування згинального моменту.

Крім розрахунку на міцність у площині вигину стиснуто-вигинні елементи повинні бути перевірені на стійкість із площини вигину від дії однієї поздовжньої сили за формулою (3.6).

Стиснуто-вигинні елементи, необхідно перевіряти також на стійкість плоскої форми деформування за формулою

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{\bar{o}p}} + \left(\frac{M_{\partial}}{\varphi_M R_{\text{виг}} W_{\bar{o}p}} \right)^n \leq 1, \quad (3.18)$$

де $F_{\bar{o}p}$ и $W_{\bar{o}p}$ - площа і момент опору брутто з максимальними розмірами перерізу елемента на ділянці l_0 ; φ - коефіцієнт поздовжнього вигину, що визначається за формулою (3.7) для гнучкості ділянки елемента з розрахунковою довжиною l_0 із площини деформування; φ_M - коефіцієнт, який визначається за формулою (3.13); $n = 2$ - для елементів без закріплення розтягнутої зони з площини деформування і $n = 1$ - для елементів, що мають такі закріплення; $M_{\partial} = \frac{M}{\xi}$ - згинальний момент від дії поперечних і поздовжніх навантажень, який визначається з розрахунку за деформованою схемою.

Розрахункові значення поперечної сили Q , зусилля зсуву T і прогину f в стиснуто-вигинних елементах знаходять за формулами

$$Q = \frac{Q_0}{\xi}; \quad T = \frac{T_0}{\xi} = \frac{Q_0 \cdot S}{J \cdot \xi}; \quad f = \frac{f_0}{\xi}, \quad (3.19)$$

де Q_0, T_0, f_0 - відповідно поперечна сила, зусилля зсуву і прогин тільки від поперечного навантаження.

Перевірку стиснуто-вигинних елементів, на сколюючі напруження виконують за формулою (3.14).

3.6. Розрахунок розтягнуто-вигинних елементів

Розтягнуто-вигинні елементи зазнають одночасної дії розтягуючих сил і згинального моменту, створюваного поперечним навантаженням (рис. 3.4,а), позацентровою дією поздовжньої сили (рис. 3.4,б) або несиметричним ослабленням поперечного перерізу елемента (рис. 3.4,в).

У конструкціях споруд розтягнуто-вигинними найчастіше бувають нижні пояси ферм. Поздовжня розтягуюча сила, яка діє на деформований елемент, зменшуючи величину деформації, зменшує також згинальний момент, однак з огляду на погану роботу деревини на розтяг зменшенням згинального моменту зневажають, що йде в запас міцності.

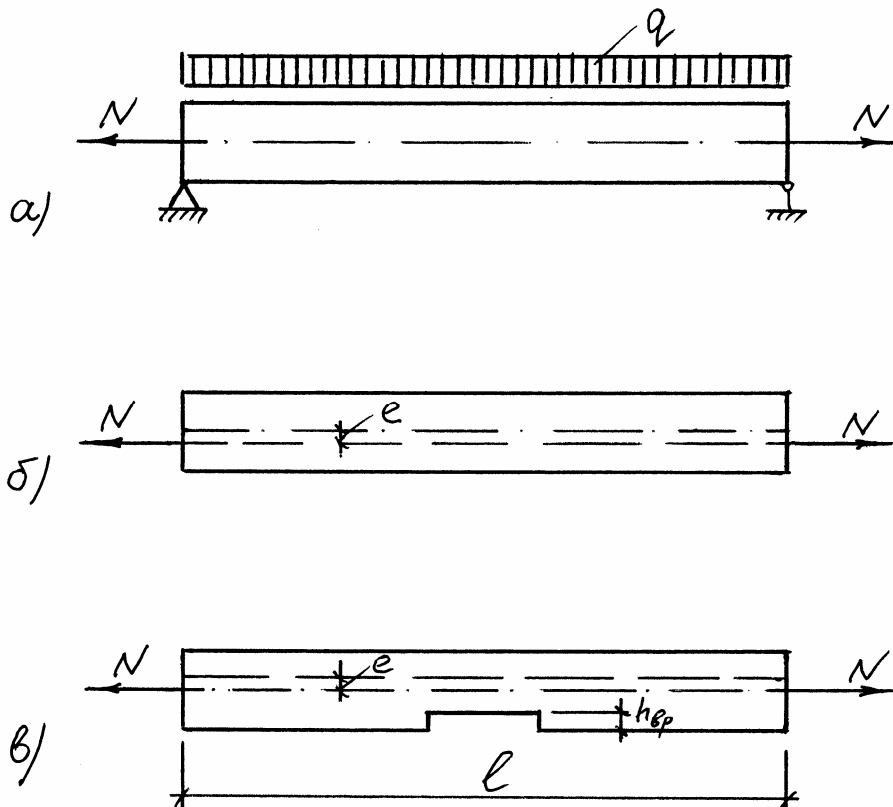


Рис. 3.4. Схема розтягнуто-вигинних елементів:

- а - спільна дія поздовжньої сили і поперечного навантаження;
- б - позацентрова дія поздовжньої сили; в - дія поздовжньої сили при несиметричному ослабленні поперечного перерізу.

Розрахунок розтягнуто-вигинних дерев'яних елементів виконують за формулою

$$\sigma = \frac{N}{F_{розр}} + \frac{M}{W_{розр}} \cdot \frac{R_p}{R_{виг}} \leq R_p, \quad (3.20)$$

де $\frac{R_p}{R_u}$ - поправочний коефіцієнт, що враховує різні міцнісні характеристики деревини на розтяг і вигин; інші позначення ті ж, які дано до формули (3.17), але в зв'язку з тим, що $\xi > 1$, то його значенням зневажають, що йде в запас міцності.

Необхідно, по можливості, запобігати виникненню згинальних моментів в ослаблених перерізах розтягнутих елементів, наприклад, центруванням розтягуючого зусилля по ослабленому перерізу. При дотриманні цієї умови елементи розраховують на центральне розтягання.

Якщо переріз з максимальним згинальним моментом не збігається з ослабленим перерізом, то перевірку міцності згинального елемента виконують в обох поперечних перерізах.

4. ЕЛЕМЕНТИ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ СКЛАДЕНОГО ПЕРЕРІЗУ НА ПІДДАТЛИВИХ ЗВ'ЯЗКАХ

Більшість дерев'яних конструкцій (балки, колони, арки і рами) виконують складеними. Окремі бруси або дошки з'єднують за допомогою зв'язків, що можуть бути жорсткими (наприклад, клейові з'єднання, які забезпечують монолітність перерізу) і піддатливими.

Піддатливістю називається здатність зв'язків при деформації конструкцій давати можливість брусам або дошкам, що з'єднуються, зсунутися один щодо другого.

Піддатливість зв'язків погіршує роботу складеного елемента в порівнянні з таким же елементом суцільного перерізу. У складеного елемента на піддатливих зв'язках зменшується несуча здатність, збільшується

деформативність, тому при розрахунку складених елементів треба враховувати піддатливість зв'язків.

На сьогодні за діючими нормами [6] складені елементи на піддатливих зв'язках розраховуються як елементи суцільного перерізу з введенням коефіцієнтів, що враховують піддатливість зв'язків.

4.1. Розрахунок на поперечний вигин

Цей розрахунок розглянемо в застосуванні до розрахунку балки на пластинчастих нагелях, запропонованої В.С.Дерев'ягиним.

Відомо, що для збільшення несучої здатності балок необхідно збільшити висоту їхнього поперечного перерізу. Однак якщо це зробити, поклавши два або три брусів один зверху другого, то реального збільшення несучої здатності не буде: при вигині під навантаженням брусів будуть зсуватися один по другому. В.С.Дерев'ягин запропонував виникаючі зусилля зсуву сприйняти спеціальними пластинками, так званими пластинчастими нагелями, що вставляються в прорізи по шву між брусами (рис. 4.1).

Такі пластинчасті нагелі широко застосовують у будівництві для з'єднання брусів у складених балках з будівельним підйомом. Їх виготовляють з дуба таких розмірів (рис. 4.2):

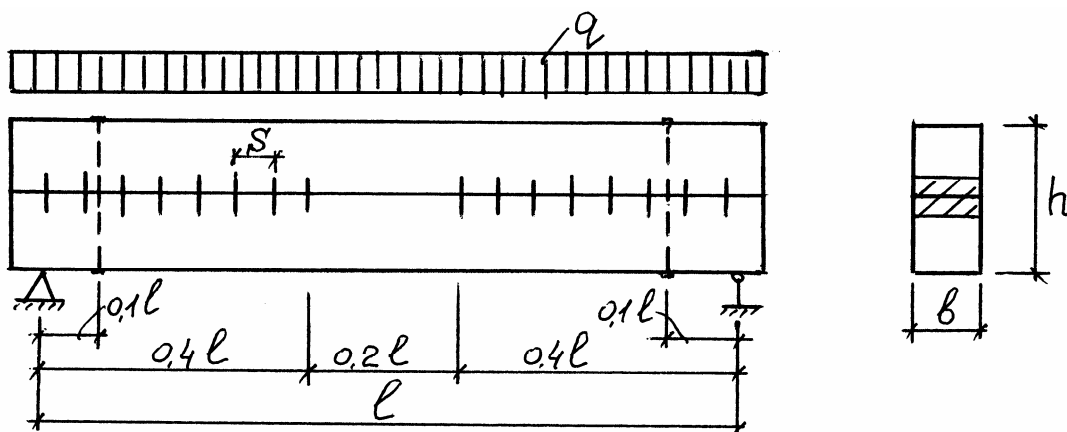


Рис. 4.1. Розрахункова схема балки на пластинчастих нагелях

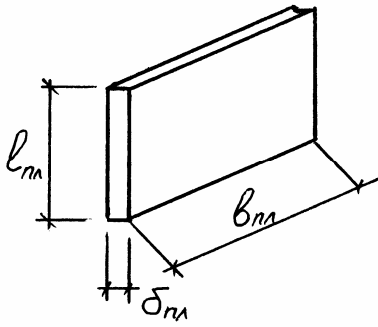


Рис. 4.2. Пластинчастий нагель

$$1) \delta_{пл} = 1,2 \text{ см}; l_{пл} = 5,4 \text{ см};$$

$$2) \delta_{пл} = 1,6 \text{ см}; l_{пл} = 7,2 \text{ см}.$$

Третій розмір пластинок $b_{пл}$ залежить від розмірів брусів $b_{бр}$, що з'єднуються. Якщо $b_{бруса} \leq 15$ см, то пластинки в цьому випадку виконують наскрізними, а $b_{пл} = b_{бруса}$. Якщо ж $b_{бруса} > 15$ см, то пластинки виконуються

глухими, розміщують за довжиною балки в шаховому порядку, а $b_{пл} = 0,5b_{бруса} + 0,3l_{пл}$. Крок пластинок за довжиною балки $S_{\min} = 2l_{пл}$. Глибина гнізд під пластинки повинна бути на 2 мм більше довжини пластинки $l_{пл}$, але з урахуванням, що глибина врубки в кожен брус $h_{вр} \leq \frac{1}{5}h_{бруса}$. Вологість пластинчастих нагелів має бути не більше 10%.

Розрахункову несучу здатність на зім'яття дубового пластинчастого нагеля в балках із сосни або ялини, що розраховуються на вплив постійного і тимчасового навантажень, визначають за формулою

$$T_{пл} = 0,75 \cdot b_{пл} \text{ (кН)}, \quad (4.1)$$

де $b_{пл}$ - ширина пластинчастого нагеля, см.

Пластинчасті нагелі не створюють розпору, через це стяжні болти ставлять тільки по кінцях балки конструктивно на відстані $0,1l$ від опор (рис. 4.1).

Розглянемо послідовність розрахунку балок на пластинчастих нагелях, тобто балок на піддатливих зв'язках, з урахуванням того, що такі балки розраховуються як елементи суцільного перерізу з введенням коефіцієнтів, що враховують піддатливість зв'язків.

1. Визначаємо інтенсивність нормативного і розрахункового погонного навантаження q^H і q , для чого спочатку знайдемо нормативне значення власної ваги балки

$$g_{\text{в.в.}}^H = \frac{p^H + g^H}{\frac{1000}{K_{\text{в.в.}} \cdot l} - 1} \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right), \quad (4.2)$$

де p^H и g^H - відповідно нормативні корисне і постійне навантаження, що діють на балку, кН/м²; l - проліт балки, м; $K_{\text{в.в.}} = 5$ - коефіцієнт власної ваги балки;

$$\left. \begin{aligned} q^H &= (p^H + g^H + g_{\text{в.в.}}^H)B \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right); \\ q &= (p + g + g_{\text{в.в.}}^H \cdot \gamma_S)B \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right); \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

де p и g - відповідно розрахункові корисне і постійне навантаження, що діють на балку, кН/м²; $\gamma_S = 1,1$ - коефіцієнт безпеки по навантаженню; B - крок проєктованих балок, м.

2. Використовуючи формулу (3.10), знаходимо необхідний момент опору балки

$$W_H = \frac{M}{R_{\text{виг}} \cdot K_W}, \quad (4.4)$$

де $M = \frac{ql^2}{8}$ - розрахунковий згинальний момент, кН·см; $R_{\text{виг}}, K_W$ - див. позначення до формули (3.10).

3. Задаючись шириною балки b , знаходимо її висоту h :

$$h = \sqrt{\frac{6W_H}{b}}. \quad (4.5)$$

Висота кожного бруса буде $h_1 = \frac{h}{2}$ або $h_1 = \frac{h}{3}$. При цьому $h_1 \geq b$.

Розміри b і h_1 приймаємо за діючим сортаментом пиломатеріалів з округленням, при необхідності, у більшу сторону, що піде в запас міцності.

4. Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{\text{бр}} \cdot K_{\text{жс}}} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (4.6)$$

де $K_{ж}$ - коефіцієнт, що враховує зменшення моменту інерції, через піддатливість зв'язків, приймається за табл. 11 додатка 1; пояснення інших параметрів дані в примітках до формули (3.15).

5. Знаходимо кількість пластинчастих нагелів на напівдовжині балки

$$n_{нл} = \frac{1,5M \cdot S_{\bar{\sigma}p}}{J_{\bar{\sigma}p} \cdot T_{нл}}, \quad (4.7)$$

де $S_{\bar{\sigma}p}$ - статичний момент брутто частини перерізу, що зсувається, щодо нейтральної осі; пояснення інших параметрів дані вище в розділі 4.1.

При симетричному навантаженні на балку коефіцієнт 1,5 формули (4.7) дозволяється приймати рівним 1,2, а отриману кількість нагелів розміщувати не на напівдовжині балки, а на ділянці $0,4l$.

6. Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості пластинок при симетричному навантаженні на ділянці $0,4l$ з урахуванням мінімальної відстані між ними $S_{\min} = 2l_{нл}$.

Якщо пластинки розмістити не вдається, переріз балки повинен бути збільшений, тобто збільшується ширина брусів, а з ними і $b_{нл}$.

7. Обчислюємо необхідний будівельний підйом балки

$$f_{\bar{\sigma}y\delta} = \frac{l \cdot \delta \cdot n_{ш}}{2h_0}, \quad (4.8)$$

де l - проліт балки, см; $n_{ш}$ - число швів зсуву; $\delta = 0,2$ см - розрахункова деформація зсуву брусів у шві; h_0 - відстань між осями крайніх брусів балки, см.

4.2. Розрахунок на поздовжній вигин

Розрахунок стержнів-пакетів

Розрахунок стержнів-пакетів, як і в попередньому випадку, може бути зведений до розрахунку елементів суцільного перерізу з введенням коефіцієнтів, що враховують піддатливість зв'язків. Стержні-пакети - це кілька дощок, які називаються вітками, об'єднаних для спільної роботи

зв'язками, найчастіше це болти або цвяхи (рис. 4.3), з відстанню між ними $l_1 \leq 7h_1$, де h_1 - товщина однієї дошки (вітки).

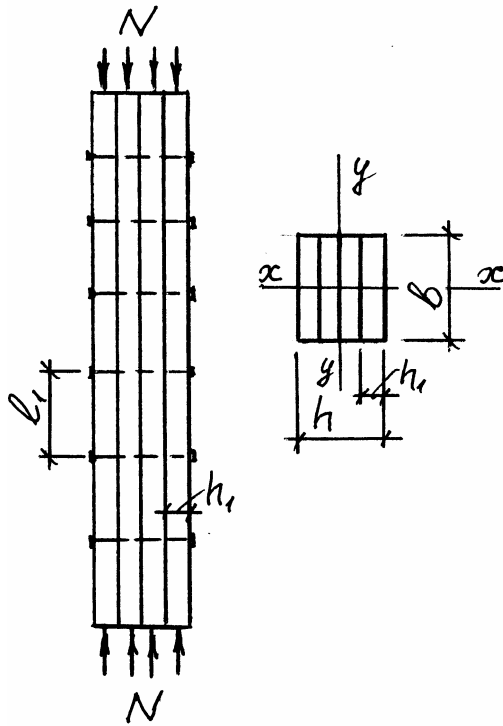


Рис. 4.3. Стержень-пакет

елементах суцільного перерізу, а приведена гнучкість, від якої залежить коефіцієнт поздовжнього вигину φ , визначається так:

$$\lambda_{\Pi} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{J_{\Pi}}{F}}} = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{K_{ж} \cdot J_{суц.}}{F}}} = \frac{\lambda_{суц.}}{\sqrt{K_{ж}}} = \mu \cdot \lambda_{суц.}, \quad (4.9)$$

де $\mu = \frac{1}{\sqrt{K_{ж}}}$ - коефіцієнт приведення гнучкості, що враховує піддатливість зв'язків; $K_{ж}$ - див. формулу (4.6); $\lambda_{суц.}$ - гнучкість усього перерізу стержня як суцільного.

Однак при такому визначенні приведеної гнучкості λ_{Π} відсутні дані про кількість зв'язків. В.М.Коченовим запропонована спрощена формула для коефіцієнта приведення гнучкості μ , в якій міститься інформація про кількість зв'язків:

Розрахунок щодо осі x, перпендикулярної до швів зсуву.

Розрахунок проводять як для стержня суцільного перерізу, тому що складеність у цьому випадку не має значення: гнучкість усього пакета така ж, як і гнучкість окремої вітки.

Розрахунок щодо осі y, паралельної швам зсуву.

Стійкість стержня-пакета перевіряємо за формулою (3.6). Зусилля N і розрахункову площу елемента $F_{розр}$ визначаємо як в

$$\mu = \sqrt{1 + K_c \cdot \frac{b \cdot h \cdot n_{ш}}{l_0^2 \cdot n_3}}, \quad (4.10)$$

де K_c - коефіцієнт піддатливості з'єднань, що враховує досліди зсуву зв'язків, знаходять за табл. 13 Додатка 1; b і h - ширина і висота поперечного перерізу елемента, см; $n_{ш}$ - кількість швів зсуву в елементі; l_0 - розрахункова довжина елемента, м; n_3 - кількість зрізів зв'язків в одному шві на 1 м довжини елемента.

У зв'язку з тим, що запропонована формула (4.10) для визначення μ не є строгою, то в діючих нормах є таке застереження: приведена гнучкість λ_{II} складеного елемента не повинна прийматися більше гнучкості віток, визначеної за формулою

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{\sum J_{i_{\sigma p}}}{F_{\sigma p}}}}, \quad (4.11)$$

де $\sum J_{i_{\sigma p}}$ - сума моментів інерції бруто поперечних перерізів окремих віток щодо власних осей, паралельних осі y (рис. 4.2); $F_{\sigma p}$ - площа перерізу бруто елемента.

У складеному елементі з однаковим закріпленням по кінцях доцільно ставити парну кількість зв'язків, тому що інакше один зв'язок у середині елемента, де зсуву немає, не буде працювати.

Розрахунок стержнів з короткими прокладками

Вітки таких стержнів розсунуті і з'єднані між собою для спільної роботи короткими прокладками (рис. 4.4) за допомогою зв'язків з відстанню між ними, що перевищують семиразову товщину однієї вітки ($l_1 > 7h_1$). Усі вітки однаково сприймають стискаюче зусилля і спираються по кінцях.

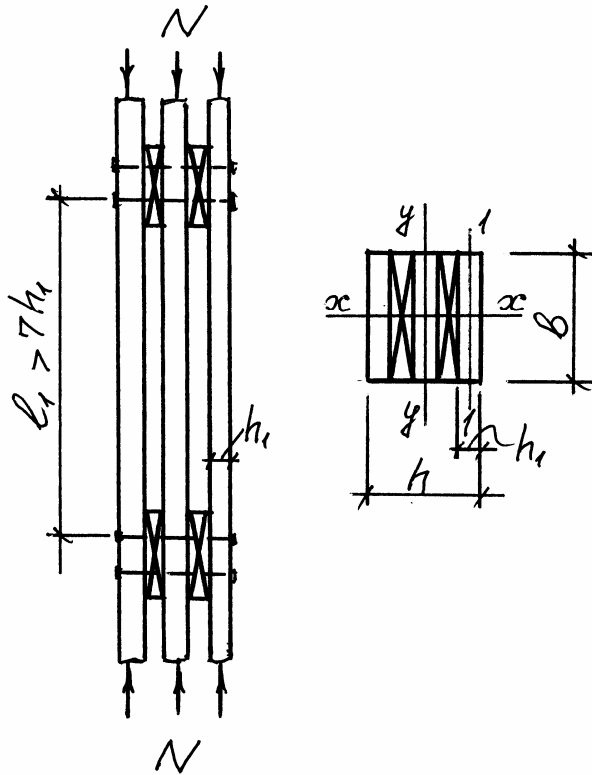


Рис. 4.4. Стержень з короткими прокладками

Розрахунок щодо осі x.

Розрахунок проводять як для стержня суцільного перерізу без урахування прокладок.

Розрахунок щодо осі y.

Стійкість стержня з короткими прокладками, як і стержня-пакета, перевіряють за формулою (3.6) також без урахування прокладок. Однак приведена гнучкість у цьому випадку визначається за формулою

$$\lambda_{II} = \sqrt{(\mu \cdot \lambda_{суц.})^2 + \lambda_1^2}, \quad (4.12)$$

де $\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1}$ - гнучкість окремої вітки,

що обчислюється за довжиною l_1 , яка дорівнює відстані між крайніми зв'язками прокладок; r_1 - радіус інерції вітки.

У випадку, якщо виявиться, що $l_1 \leq 7h_1$, то гнучкість λ_1 , приймають рівною нулю, а це значить, що приведена гнучкість λ_{II} буде визначатися, як для стержнів-пакетів, тобто $\lambda_{II} = \mu \cdot \lambda_{суц.}$, а сам стержень з короткими прокладками далі розглядатиметься як стержень-пакет.

4.3. Розрахунок стиснуто-вигинних елементів

Метод розрахунку стиснуто-вигинних елементів складеного перерізу, на піддатливих зв'язках залишається таким же, як і елементів суцільного перерізу, але у формулах додатково враховується піддатливість зв'язків (рис. 4.5).

Розрахунок у площині вигину

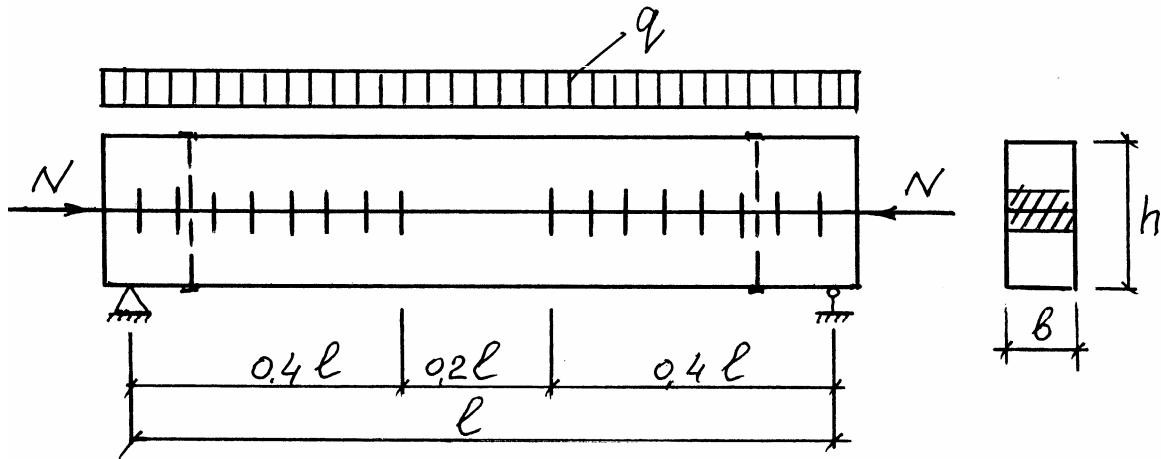


Рис. 4.5. Розрахункова схема стиснуто-вигинного елемента на податливих зв'язках

Нормальні напруження у цьому випадку визначають за дещо зміненою формулою (3.17)

$$\sigma_x = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_0}{\xi \cdot W_{HT} \cdot K_W} \leq R_c. \quad (4.13)$$

У цю формулу введений коефіцієнт K_W такий же, як при розрахунку складених елементів на поперечний вигин, а коефіцієнт ξ визначається з урахуванням приведеної гнучкості:

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi F_{\text{бр}} R_c}; \quad \varphi = \frac{3000}{\lambda_{II}^2}; \quad \lambda_{II} = \mu \cdot \lambda_{\text{суц.}}, \quad (4.14)$$

де μ - коефіцієнт приведення гнучкості, знаходять за формулою (4.10), однак коефіцієнт піддатливості з'єднання K_c в цьому випадку встановлюють за табл. 13 додатка 1 у графі «стиск із вигином».

Жорсткість перерізу перевіряють за формулою (4.6), але з введенням коефіцієнта ξ :

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{\text{бр}} \cdot K_{\text{жс}} \cdot \xi} \leq \left[\frac{f}{l} \right]. \quad (4.15)$$

Кількість зв'язків на напівдовжині елемента або, як показано на рис. 4.5, пластинчастих нагелів визначають за формулою (4.7), але також із

введенням коефіцієнта ξ , що враховує збільшення згинального моменту M від дії поздовжньої сили N :

$$n_{nl} = \frac{1,5M_0 \cdot S_{\bar{o}p}}{J_{\bar{o}p} \cdot T_{nl} \cdot \xi}. \quad (4.16)$$

У складених стиснуто-вигинних елементах з короткими прокладками крім загального розрахунку стержня за формулами (4.13), (4.15), (4.16), треба перевірити стійкість найбільш напруженої вітки при її розрахунковій довжині, що перевищує 7 товщин вітки (звичайно це крайні вітки) (рис. 4.4):

$$\sigma = \frac{N}{F_{\bar{o}p}} + \frac{M_0}{\xi \cdot W_{\bar{o}p}} \leq \varphi_1 R_c, \quad (4.17)$$

де $F_{\bar{o}p}$ і $W_{\bar{o}p}$ - площа і момент опору бруто поперечного перерізу стержня; φ_1 - коефіцієнт поздовжнього вигину для окремої вітки, обчисленої за її розрахунковою довжиною l_1 : $\varphi_1 = f(\lambda_1)$; $\lambda_1 = \frac{l_1}{r_1}$; r_1 - радіус інерції окремої вітки.

Розрахунок із площини вигину

Стиснуто-вигинні складені стержні на піддатливих зв'язках з площини вигину розраховують без урахування згинального моменту, тобто як центрально стиснуті складені стержні за формулою (3.6) і, крім того, перевіряють на стійкість плоскої форми деформування за формулою (3.18).

5. ПЛОЩИННІ СУЦІЛЬНІ ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

До площинних суцільних конструкцій, в яких основні зусилля виникають у площині дії зовнішніх сил і перерізи яких не мають наскрізних грат, відносяться:

а) при прольотах до 6 м - балки, прогони, крокви, настили суцільного перерізу, що складаються з одного елемента (дошки або бруса);

б) при великих прольотах, що перевищують сортамент лісоматеріалів за довжиною, або при малих прольотах, але при значних навантаженнях - більш складні складені конструкції з брусів, дощок і фанери у вигляді різного типу панелей, балок, арок, рамних та інших розпірних систем.

5.1. Проектування настилів і лат покрівель

Настили виконують з дощок або брусків і застосовують у міжповерхових перекриттях (дошки підлоги, підшивка стелі), а також у вигляді лат або настилу під різні види покрівель, у проїзній частині мостів, у лісах, риштуваннях і ін.

Настили бувають одношаровими або подвійними перехресними, в яких верхній захисний шар з дощок товщиною 16-19 мм прибивають під кутом 45° - 60° до нижнього робочого шару, виконуваного також з дощок товщиною $25 \div 30$ мм. Для провітрювання всього настилу нижній робочий настил виконують розрідженим із зазорами 3-15 см. Верхній захисний настил утворює суцільну поверхню, забезпечуючи спільну роботу всіх дощок робочого настилу, розподіляє зосереджені навантаження на смугу робочого настилу шириною 50 см.

Настили і лати покрівель розраховують за схемою двопрольотної нерозрізної балки на такі сполучення навантажень:

1. Навантаження від власної ваги покриття і ваги снігового навантаження (рис. 5.1,а). Розрахунок проводять на міцність за формулою (3.10) і на жорсткість за формулою (3.15).

При розрахунку на міцність слід мати на увазі, що згинальний момент визначають за формулою $M = \frac{ql^2}{8}$, а при обчисленні моменту опору W_{HT} розрахункова смуга настилу приймають рівною $b = 100$ см; проліт настилу l приймають рівним відстані між прогонами покрівлі.

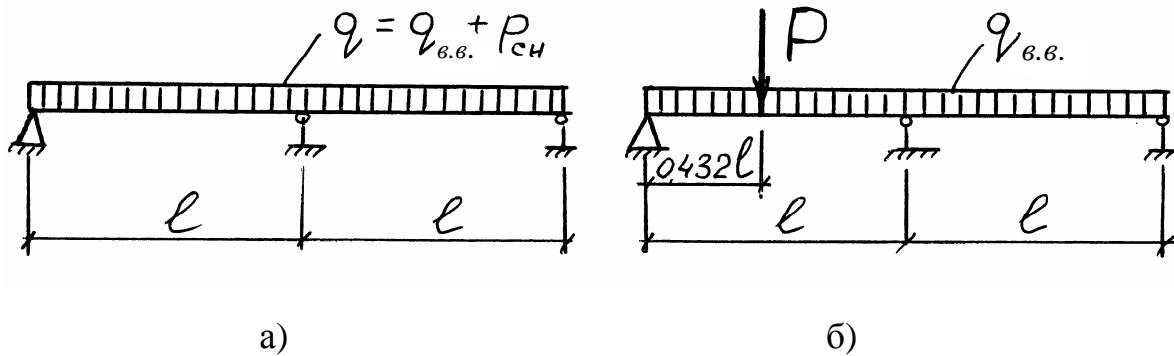


Рис. 5.1. Розрахункові схеми настилу:

а - перше сполучення навантажень (власна вага покрівлі плюс вага снігу); б - друге сполучення навантажень (власна вага покрівлі + зосереджений вантаж $P^H = 1,0$ кН, помножений на коефіцієнт безпеки за навантаженням $\gamma_f = 1,2$)

У розрахунку на жорсткість прогин f визначають за формулою

$$f = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J}. \quad (5.1)$$

2. Навантаження від власної ваги покриття і зосередженого вантажу $P^H = 1,0$ кН з урахуванням коефіцієнта безпеки за навантаженням $\gamma_f = 1,2$ (рис. 5.1,б). Розрахунок у цьому випадку проводять тільки на міцність

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} \leq R_{\sigma} \cdot m_{\sigma}, \quad (5.2)$$

де $M = 0,07q_{v.v.} \cdot l^2 + 0,207P \cdot l$ - максимальний згинальний момент під зосередженим вантажем P , розміщеним від лівої опори на відстані $x = 0,432l$; m_{σ} - коефіцієнт умов роботи, що враховує короткочасність дії зосередженого навантаження.

Зосереджене навантаження не завжди, як згадувалося вище, розподіляється на смугі робочого настилу 50 см. Для одношарових настилів і лат зосереджений вантаж може розподілятися на одну дошку або на один брусок при відстані між ними в осях більше 15 см, або на дві дошки чи на два бруски при відстані між ними менше або рівній 15 см.

У двошаровому настилі розраховують тільки нижній робочий шар.

5.2. Проектування багатопрольотних консольно-балкових прогонів

Багатопрольотні прогони можна перетворити в статично визначену систему введенням шарнірів (рис. 5.2). Кількість шарнірів повинна бути рівною кількості проміжних опор, а вводять їх або по два шарніри через проліт, або по одному шарніру в кожному прольоті, крім одного крайнього прольоту. Застосування таких консольно-балкових систем доцільно у випадку, коли тимчасове навантаження нерухоме і рівномірно розподілене по всіх прольотах прогону.

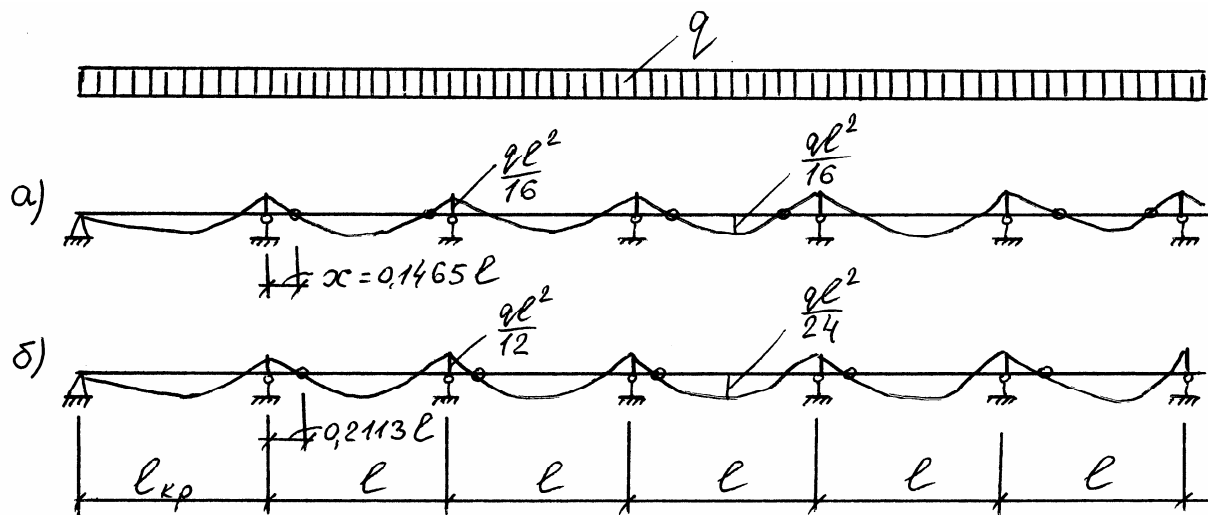


Рис. 5.2. Схеми багатопрольотних прогонів:

а - рівномоментне рішення при $x = 0,1465l$; б - рівнопрогинне рішення при $x = 0,2113l$.

Якщо шарніри розташувати на відстані від опор $x = 0,1465l$ (l - проліт прогону), то матимемо рівномоментне рішення прогону (рис. 5.2,а), коли згинальні моменти на опорах і в прольотах будуть рівні за абсолютним значенням

$\left(M = \pm \frac{ql^2}{16} \right)$, а прогин буде визначатися за формулою

$f = \frac{2}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J}$; для вирівнювання моментів у першому й останньому прольотах значення цих прольотів ($l_{кр}$) треба зменшити до $0,85l$. Якщо ж шарніри розташувати на відстані від опор $x = 0,2113l$, то будемо мати

рівнопрогинне рішення прогону (рис. 5.2,б), при якому максимальні прогини у всіх прольотах, крім крайніх, будуть однаковими $\left(f = \frac{1}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J} \right)$, а величина згинального моменту на опорах буде $M = -\frac{ql^2}{12}$; а в прольотах $M = \frac{ql^2}{24}$; при зменшенні крайніх прольотів ($l_{кр}$) до $0,79l$ прогини в цих прольотах дорівнюватимуть прогинам в інших прольотах.

Якщо крайні прольоти прогону будуть дорівнювати іншим, тобто $l_{кр} = l$, то для перевірки перерізу прогону приймають:

- згинальний момент на першій проміжній опорі

$$M = -\frac{ql^2}{10}; \quad (5.3)$$

- прогин прогону в крайньому прольоті

$$f = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J}, \quad (5.4)$$

а переріз прогону в крайніх прольотах повинен бути підсиленим.

Прийнятий переріз прогону перевіряють на міцність за формулою (3.10), де значення згинального моменту приймають за формулою (5.3), і на жорсткість за формулою (3.15), де значення прогину f визначають за формулою (5.4).

Консольно-балкові прогони нерідко виконують із брусів, які за довжиною з'єднуються в місцях розташування шарнірів косим прирубом (рис. 5.3).

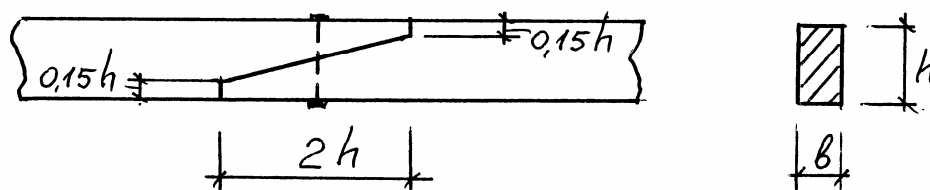


Рис. 5.3. Стик консольно-балкового прогону косим прирубом

До недоліків таких прогонів можна віднести те, що при звичайній довжині лісоматеріалів, рівній 6,5 м, проліт, що перекривається прогонами, невеликий і не перевищує 4,5 м. Тому при прольотах більше 4,5 м доцільно застосовувати спарені нерозрізні прогони, що складаються з двох рядів дощок, поставлених на ребро і з'єднаних цвяхами, що забиваються конструктивно по дві штуки з кроком по довжині 50 см.

Кожен ряд дощок виконують за схемою консольно-балкового прогону з послідовним розташуванням стиків. Кінці дощок одного ряду прибивають цвяхами до дошки іншого ряду, яка не має в даному місці стику.

Кількість цвяхів з кожної сторони стику визначають, виходячи з того, що поперечна сила, яка приходить на один ряд дощок $Q \approx \frac{M_{on}}{2 \cdot x_{цв}}$, а в той

же час $Q = n_{цв} \cdot T_{цв}$, звідки

$$n_{цв} = \frac{M_{on}}{2 \cdot x_{цв} \cdot T_{цв}}, \quad (5.5)$$

де M_{on} - величина згинального моменту на опорі; $x_{цв}$ - відстань від опори до центра цвяхового забою; $T_{цв}$ - несуча здатність одного цвяха.

Стики дощок влаштовують у точках, де згинальний момент у нерозрізних балках, завантажених рівномірно розподіленим навантаженням по всій їх довжині, змінює знак, тобто на відстанях від опор, рівних $x = 0,2113l$, що відповідає рівнопрогинному вирішенню прогону (рис. 5.2,б).

5.3. Клеєфанерні панелі покриття

Панелі покриттів складаються з дерев'яних несучих ребер з дощок товщиною після острожки 33 або 43 мм, і фанерних обшивок товщиною не менше 8 мм, з'єднаних з ребрами водостійким клеєм в одне ціле й утворюючих коробчастий поперечний переріз (рис. 5.4). При необхідності ребра можна робити клеєними.

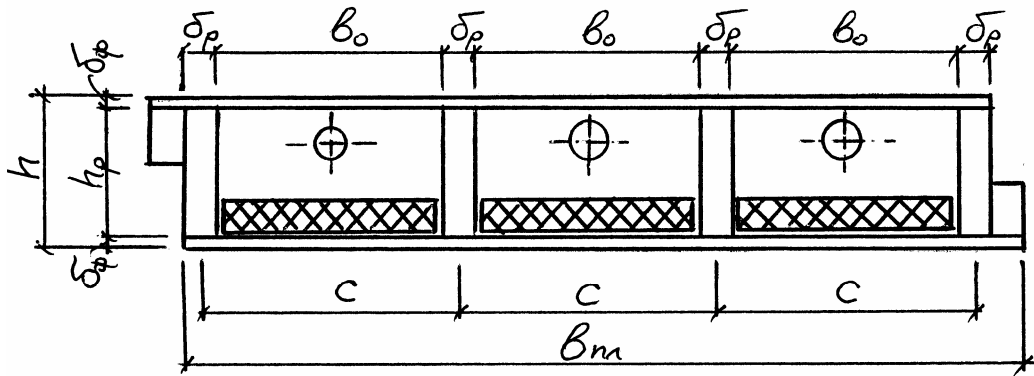


Рис. 5.4. Клеєфанерна панель

Як утеплювач застосовують, як правило, біостійкі теплоізоляційні матеріали, наприклад, пінопласт. При виготовленні панелі на верхню обшивку наклеюють один шар руберойду, другий і третій шари руберойду приклеюють після установки панелей на місце.

Клеєфанерними панелями перекривають прольоти 3-6 м, а при клеєних ребрах - більше 6 м. Ширину панелі роблять рівною ширині фанерного листа з урахуванням обрізки крайок для їхнього вирівнювання. Висота панелі звичайно складає $\frac{1}{30} \div \frac{1}{40}$ прольоту. Волокна зовнішніх шпонів фанери повинні бути спрямовані уздовж осі панелі, тому що при цьому краще використовується міцність фанери і створюється можливість стикувати фанерні листи за довжиною «на вус».

Кількість поздовжніх ребер панелі визначають за розрахунком на вигин поперек волокон зовнішніх шпонів верхніх фанерних обшивок при дії зосередженого навантаження $P = 1$ кН із коефіцієнтом безпеки за навантаженням $\gamma = 1,2$. При цьому вважається, що дія зосередженого навантаження розподіляється на ширину 100 см. За розрахункову схему для цього розрахунку приймають балку з обома затиснутими кінцями (рис. 5.5). Тоді максимальний згинальний момент буде

$$M_{\max} = \frac{P \cdot c}{8}, \quad (5.6)$$

де c - відстань в осях між поздовжніми ребрами (рис. 5.4).

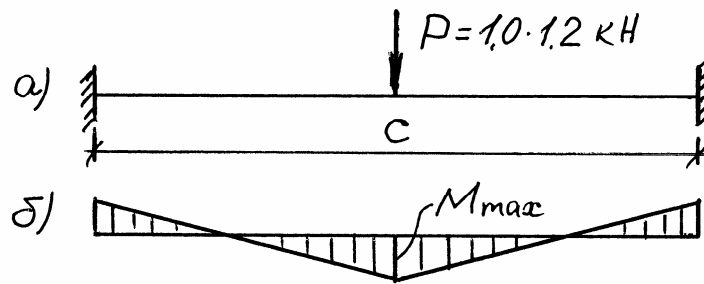


Рис. 5.5. До розрахунку верхньої обшивки клеєфанерної панелі:
а - розрахункова схема; б - епюра згинальних моментів

Вигинні напруження у верхній обшивці поперек волокон зовнішніх шпонів фанери:

$$\sigma_{\phi} = \frac{M_{\max}}{W_{\phi}} = \frac{P \cdot c}{8} \frac{6}{100 \cdot \delta_{\phi}^2} \leq m_{\phi} R_{\phi.ф.}$$

Звідси відстань між осями ребер c :

$$c \leq 13,33 R_{\phi.ф.} \cdot \delta_{\phi}^2. \quad (5.7)$$

Тут $m_{\phi} = 1,2$ - коефіцієнт умов роботи, що враховує короткочасність дії тимчасового навантаження; $R_{\phi.ф.}$ - розрахунковий опір фанери вигину поперек волокон; δ_{ϕ} - товщина фанери.

Клеєфанерні конструкції розраховують з урахуванням різних модулів пружності деревини і фанери за приведеними геометричними характеристиками, причому приведення виконують до того матеріалу елемента конструкції, для якого визначають напруження. Приведення виконується, наприклад, так:

момент інерції, приведений до фанери

$$J_{np.ф} = J_{\phi} + J_{\delta} \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}}, \quad (5.8)$$

а момент опору

$$W_{np.ф} = \frac{J_{np.ф}}{y}, \quad (5.9)$$

де y - відстань від центра ваги перерізу до найбільше відалених волокон (при симетричному поперечному перерізі $y = h/2$); J_{ϕ}, E_{ϕ} - відповідно

момент інерції і модуль пружності матеріалу елемента, до якого виконують приведення (у даному випадку до фанери); J_0, E_0 - те ж для матеріалу елементів, що приводяться (деревини).

Нерівномірність розподілу нормальних напружень в обшивках у ребристих клеєфанерних конструкціях враховують введенням у геометричні характеристики приведенної ширини b_{np} :

$$b_{np} = 0,9b_0, \quad (5.10)$$

де b_0 - відстань у світлі між крайніми поздовжніми ребрами.

Нормальні напруження в обшивках панелі визначають за такими формулами:

1) для верхньої стиснутої обшивки з урахуванням її стійкості

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{\varphi_\phi \cdot W_{np.\phi}} \leq R_{\phi.c}, \quad (5.11)$$

де φ_ϕ - коефіцієнт поздовжнього вигину фанери:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } \frac{c}{\partial_\phi} \geq 50 \quad \varphi_\phi = \frac{1250}{\left(\frac{c}{\partial_\phi}\right)^2} \\ \text{при } \frac{c}{\partial_\phi} < 50 \quad \varphi_\phi = 1 - \frac{\left(\frac{c}{\partial_\phi}\right)^2}{5000} \end{array} \right\} \quad (5.12)$$

$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$ - максимальний згинальний момент, визначається, як для балочної конструкції; q - інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження, кН/м.

2) для нижньої розтягнутої обшивки з урахуванням її ослаблення стиком «на вус»

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_{np.\phi} \cdot K_\phi} \leq R_{\phi.p}. \quad (5.13)$$

де $K_\phi = 0,6$ - коефіцієнт, що враховує ослаблення перерізу стиком «на вус»; при відсутності стику $K_\phi = 1$.

Дотичні напруження в панелі перевіряють:

1) за сколюванням між шпонами фанери в місцях приклеювання фанери до ребер

$$\tau_\phi = \frac{Q \cdot S_\phi}{J_{np.\phi} \cdot \sum \delta_p} \leq R_{\phi.ck}, \quad (5.14)$$

де S_ϕ - статичний момент обшивки щодо осі панелі; $\sum \delta_p$ - сумарна ширина всіх поздовжніх ребер; $R_{\phi.ck}$ - розрахунковий опір сколюванню клейових швів між шпонами фанери.

2) за сколюванням поздовжніх ребер

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np.\delta}}{J_{np.\delta} \cdot \sum \delta_p} \leq R_{\delta.ck}, \quad (5.15)$$

де $S_{np.\delta}$ - приведений до деревини статичний момент половини перерізу панелі щодо нейтральної осі; $J_{np.\delta} = J_\delta + J_\phi \frac{E_\phi}{E_\delta}$ - приведений до деревини момент інерції поперечного перерізу панелі.

Прийнятий переріз панелі перевіряють також на жорсткість за формулою (3.15), де прогин f визначають за формулою

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E_\phi \cdot J_{np.\phi}}. \quad (5.16)$$

5.4. Балки двотаврового перерізу з перехресною дощатою стінкою на цвяхах

Такі балки є конструкціями будівельного виготовлення і застосовуються в основному в покриттях підсобних промислових споруд, у пішохідних мостах, у несучих конструкціях опалубок. Вони складаються з дощатих або брущатих поясів, перехресної стінки з дощок і ребер

жорсткості. Балки бувають з паралельними поясами, одно- і двосхилими (рис. 5.6), перекривають прольоти l , як правило, не більше 12 м, висота балок, що рекомендується $h_{сер} \geq \frac{l}{9}$, для двосхилих балок ця висота призначається у чвертях прольоту, висота на опорі $h_{on} \geq 0,4h_{сер}$.

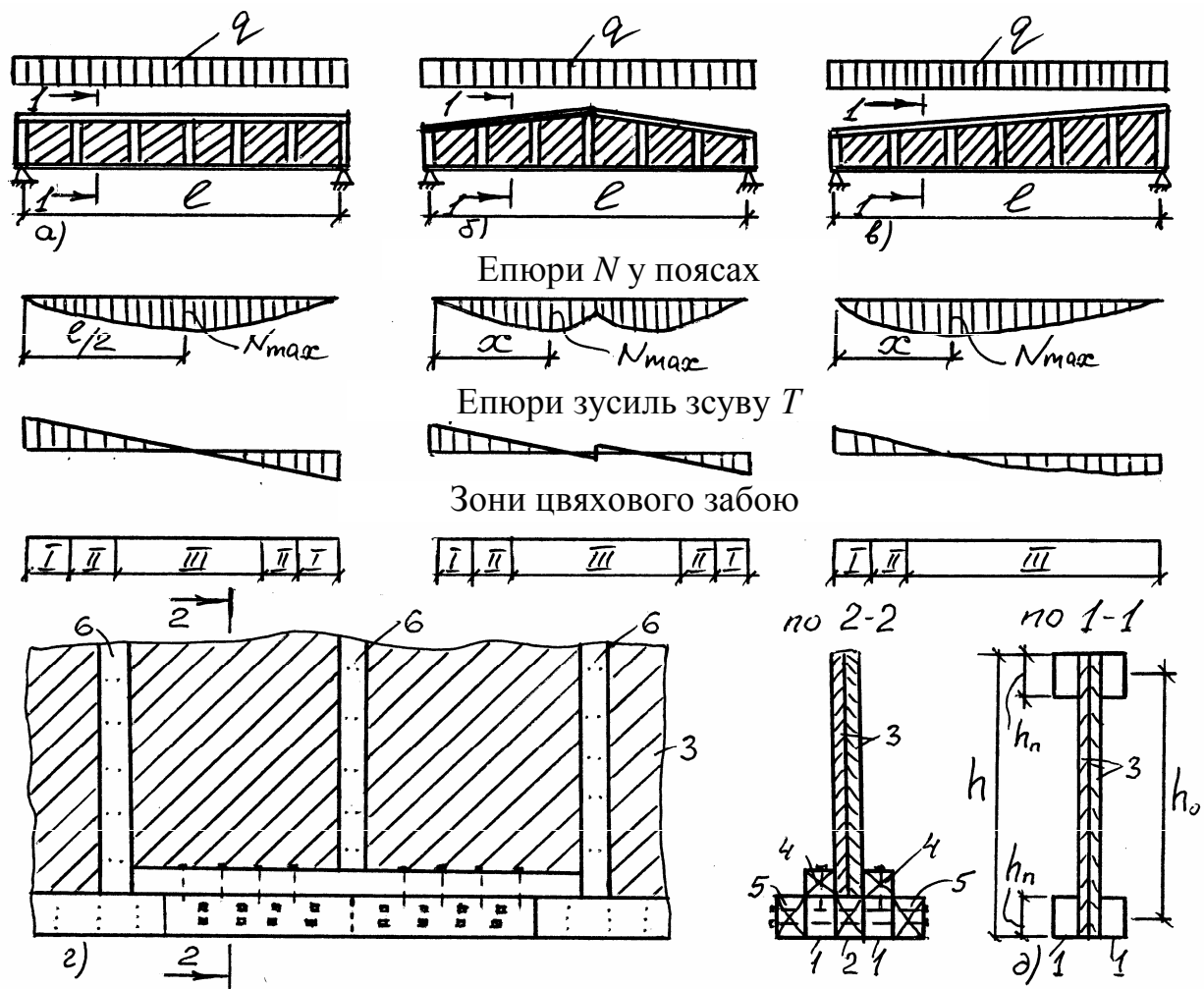


Рис. 5.6. Балки двотаврового перерізу з перехресною стінкою:

- а - балка з паралельними поясами; б - двосхила балка; в - односхила балка; г - стик нижнього поясу балки; д - поперечний переріз балки;
 1 - дошка поясу; 2 - прокладка; 3 - стінка балки; 4 - надстиківий брусок;
 5 - накладка; 6 - ребро жорсткості.

У балках з дощатими поясами верхні й нижні пояси виконують з дощок товщиною 4-6 см. Перехресна стінка складається з двох шарів дощок, загальна товщина яких повинна бути рівною товщині дошки поясу. Дощки стінки рекомендується нахилити до нижнього поясу так, щоб кут був рівним 30° - 45° . Пояси з'єднують зі стінкою розрахунковою кількістю цвяхів. Ребра

жорсткості ставлять на відстані $\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}$ прольоту і в місцях розміщення прогонів покрівлі або зосереджених вантажів для кращого їхнього розподілу між елементами балки. Ребра жорсткості виконують з поясних дощок, але за шириною вони вдвічі менші, ніж пояси і прибиваються тими ж цвяхами, що і пояси. Ширина опорних ребер дорівнює ширині поясів. Щоб закріпити в опорних ребрах жорсткості кінці дощок стінки, розміщення цвяхів у ребрах приймають таким же, як у прилеглих панелях поясів. В інших проміжних ребрах жорсткості цвяхи ставлять конструктивно, звичайно в два ряди.

Обидва шари дощок стінки в межах між поясами скріплюють цвяхами, кінці яких загинають. Цвяхи розміщують так, щоб кожна дошка прикріплювалася не менше, ніж двома цвяхами, а її вільна довжина, щоб уникнути випинання, не перевищувала 30 товщин дошки.

Стики поясів виконують у місцях, де поперечна сила дорівнює нулю, звичайно в середині прольоту. Стик верхнього пояса виконують торцевим упором дощок і перекривають накладками на болтах, поставлених конструктивно. Стик нижнього пояса виконують за допомогою накладок і прокладки, що збільшує число «зрізів» кожного нагеля з двох до чотирьох, для чого стінку балки в цьому місці вирізують і скріплюють з поясами горизонтальними і вертикальними цвяхами, що забиваються в спеціально поставлені надстиківі бруски (рис. 5.б,г).

Балки збирають на бойку з будівельним підйомом, рівним $1/200$ прольоту.

У статичному відношенні балка з перехресною стінкою з дощок є фермою багатогратової системи з розтягнутими спадними від опор і стиснутими висхідними розкосами, що утворюють дощату стінку. Тому нормальні зусилля в балці сприймаються тільки поясами, а стінка працює лише на зусилля, що зсувають, які виникають між поясами і стінкою при вигині балки. Нормальні зусилля N_{II} в поясах балок постійної висоти

при $h_n \leq 0,25h$ можна бути визначені за формулою

$$N_{\Pi} = \frac{M_{\max}}{h_0}, \quad (5.17)$$

де M_{\max} - згинальний момент; $h_0 = h - h_n$ - відстань між центрами поясів; h - повна висота балки; h_n - висота поясу.

У зв'язку з тим, що в дво- і односхилих балках із збільшенням відстані від опори зростає не тільки згинальний момент, але і висота балки (рис. 5.6,б,в), то переріз, в якому зусилля в поясі буде максимальним, не збігається з місцем максимального моменту. Це місце знаходиться на відстані від опори з меншою висотою, рівною при рівномірно розподіленому навантаженні:

$$x = \frac{h'_0}{\operatorname{tg} \alpha} \left(\sqrt{1 + \frac{l \cdot \operatorname{tg} \alpha}{h'_0}} - 1 \right), \quad (5.18)$$

де h'_0 - висота між центрами поясів балки на опорі з меншою висотою; α - кут нахилу верхнього поясу; l - прольот балки.

Іншими словами, для дво- і односхилих балок формула (5.17) виглядає так:

$$N_{\max} = \frac{M_x}{h_{0x}}, \quad (5.19)$$

де $M_x = \frac{qx(l-x)}{2}$ - величина згинального моменту в перерізі x ; h_{0x} - відстань між центрами поясів балки в перерізі x .

Переріз поясів балки приймають однаковим, а їхній розрахунок виконують за розтягом:

$$F_{\text{бр}} = \frac{N_{\max}}{m_p \cdot R_p}, \quad (5.20)$$

де $m_p = 0,8$ - коефіцієнт умов роботи, що враховує ослаблення перерізу нагелями в стику нижнього поясу; R_p - розрахунковий опір деревини розтяганню (табл. 1 додатка 1).

Прийнятий переріз верхнього поясу перевіряють на поздовжній вигин

із площини балки з розрахунковою довжиною, рівній відстані між прогонами, що повинні бути прикріплені до балки:

$$\sigma_y = \frac{N_{\max}}{\varphi_y \cdot F_{\text{розр.}}} \leq R_c. \quad (5.21)$$

При відстані між прогонами, тобто при l_0 , що не перевищує 25 товщин окремої поясної дошки, верхній пояс можна розраховувати на простий стиск без урахування коефіцієнта φ_y .

Кількість нагелів для кріплення накладок у стику нижнього пояса визначають за зусилляс в поясі.

Цвяхи, що з'єднують пояс із стінкою, розраховують на зсуваюче зусилля рівне на одиницю довжини поясу:

а) у балках з паралельними поясами

$$T = \frac{Q \cdot S}{J} = \frac{Q \cdot F_{\text{п}} \cdot \frac{h_0}{2}}{2F_{\text{п}} \cdot \left(\frac{h_0}{2}\right)^2} = \frac{Q}{h_0}; \quad (5.22)$$

б) у балках з похилим верхнім поясом (враховується зменшення або збільшення зсуваючого зусилля у результаті того, що частина поперечної сили сприймається вертикальною складовою зусилля у верхньому поясі)

$$T = \frac{Q}{h_0} \pm \frac{M \cdot \text{tg} \alpha}{h_0^2} = \frac{Q \pm N \cdot \text{tg} \alpha}{h_0}. \quad (5.23)$$

Знак мінус перед другим членом формули приймають для двосхилих балок, а для односхилих балок - на ділянці від опори з меншою висотою до перерізу, в якому $Q = 0$; знак плюс приймають для іншої частини довжини односхилих балок.

За довжиною прольоту балки встановлюють звичайно три зони цвяхового забою (рис. 5.6). З огляду на піддатливість цвяхів, розрахункові зсуваючі зусилля визначають за перерізами, розташованими у середині кожної зони.

Кількість двозрізних цвяхів на одиницю довжини пояса в якій-небудь

зоні знаходять за найбільшим значенням однієї з трьох формул:

$$n_{цв} = \frac{T}{0,8(T_{цв}^a + T_{цв}^{a_1})}; \quad n_{цв} = \frac{T}{0,8(T_{цв}^c)}; \quad n_{цв} = \frac{T}{0,8(T_{цв}^{u_1} + T_{цв}^{u_2})}, \quad (5.24)$$

де 0,8 - коефіцієнт, що враховує відсутність монолітності стінки і можливість попадання частини цвяхів у щілини між дошками стінки; $T_{цв}^a, T_{цв}^{a_1}, T_{цв}^c, T_{цв}^{u_1}, T_{цв}^{u_2}$ - відповідно розрахункова несуча здатність одного зрізу цвяха по зім'яттю в поясній дошці товщиною a , у защемленій частині цвяха a_1 у другій поясній дошці, в товщі c перехресної стінки і за вигином самого цвяха по першому і другому зрізах.

Горизонтальні й вертикальні цвяхи, що скріплюють надстикові бруски стику нижнього поясу із стінкою і поясами, розраховують на зусилля зсуву на початку стикової накладки при тимчасовому навантаженні на половині прольоту.

Перевірку стійкості з площини балки стиснутих дощок стінки виконують у середині опорної панелі. Зусилля D в одній дошці стінки шириною b (рис. 5.7) знаходять за формулою

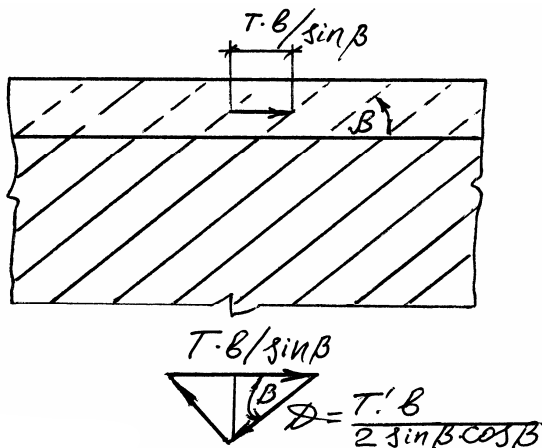


Рис. 5.7. До розрахунку стиснутих дощок стінки балки

$$D = \frac{T \cdot b}{\sin 2\beta}, \quad (5.25)$$

де T - зусилля зсуву на початку розрахункової дошки середини опорної панелі; b - ширина дошки стінки балки; β - кут нахилу дощок стінки балки.

Напруження у стиснутій дошці стінки балки

$$\sigma_c = \frac{D}{\varphi \cdot b \cdot \delta} \leq R_c, \quad (5.26)$$

де δ - товщина дошки; φ - коефіцієнт поздовжнього вигину, що визначається за вільною довжиною дошки, рівною відстані між цвяхами стінки, яка не повинна бути більше 30δ .

5.5. Клеєні багат шарові балки з дощок

Клеєні багат шарові балки з дощок мають ряд переваг у порівнянні з іншими складеними балками:

- вони працюють і розраховуються як монолітні;
- їх можна виготовити з поперечним перерізом великої висоти;
- зубчасті стики, за допомогою яких з'єднують окремі дошки, не послабляють переріз;
- у них можливе використання маломірних і різносортних матеріалів за висотою перерізу.

Але слід мати на увазі, що кустарне виготовлення балок не припустиме.

Рекомендовані прольоти балок $l = 6 \div 24$ м. Висоту балок приймають у межах $h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) l$. Ширину балок b доцільно брати мінімальною і, як правило, з умови обпирання панелей покриття і забезпечення монтажної жорсткості.

Клеєні багат шарові балки з дощок виготовляють дво-, односхилими, постійної висоти поперечного перерізу, а також гнутоклеєними.

Нормальні напруження в балках визначають за формулою (3.10), але з уведенням коефіцієнтів умов роботи, що враховують вплив розмірів перерізу і товщину шарів:

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} \leq R_e \cdot m_\delta \cdot m_{ш}, \quad (5.27)$$

де $m_\delta = f(h)$ - коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив розмірів перерізу (табл. 4 додатка 1); $m_{ш}$ - те ж враховує вплив товщині шарів (табл. 5 додатка 1).

У двосхилих балках (рис. 5.8) при рівномірно розподіленому навантаженні місце максимального нормального напруження не збігається з

положенням максимального згинального моменту. Для балок прямокутного поперечного перерізу це місце розташоване від опори на відстані

$$x = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_{on}}{h_{сер}}, \quad (5.28)$$

де h_{on} и $h_{сер}$ - відповідно висота балки на опорі та в її середині.

Клеєні багатошарові балки прямокутного поперечного перерізу перевіряють на стійкість плоскої ферми деформування за формулою (3.12), але також із введенням коефіцієнтів m_δ і $m_{ш}$, уже згаданих вище:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_M \cdot W_{бр}} \leq R_s \cdot m_\delta \cdot m_{ш}. \quad (3.12)$$

Сколюючи напруження клеєних багатошарових балок перевіряють у перерізі з максимальною поперечною силою Q за формулою (3.14), в якій $b_{розр} = 0,6 \cdot b$, а коефіцієнт 0,6 враховує можливі непроклеї у швах.

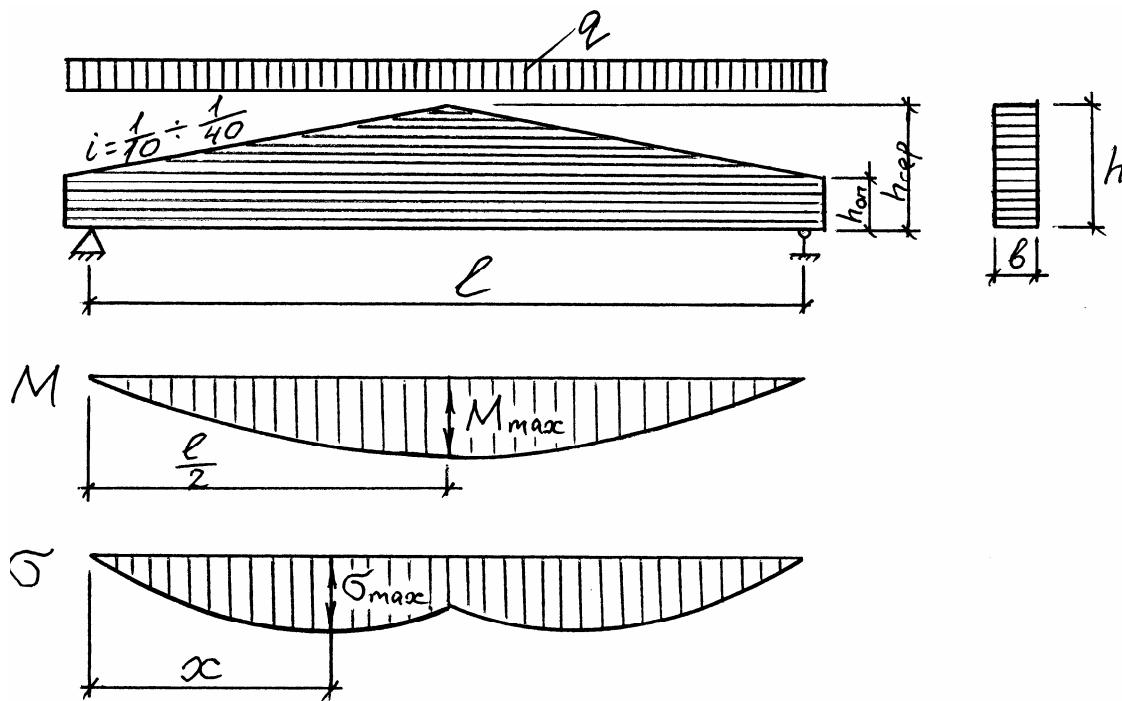


Рис. 5.8. Клеєна багатошарова двосхила балка з дощок

Прийнятий переріз клеєних багатошарових балок перевіряються на жорсткість за формулою (3.15).

5.6. Клеєфанерні балки з дощатими ребрами жорсткості

Клеєфанерні балки складаються з фанерних стінок товщиною $\delta_{\text{ф}} = 8 \div 12$ мм і дощатих поясів (рис. 5.9), можуть бути двотавровими або коробчастими. Для кращого використання несучої здатності фанерної стінки доцільно розміщувати фанеру так, щоб волокна її зовнішніх шпонів були спрямовані уздовж осі балки, що дозволяє також стикувати фанеру «на вус» без використання накладок.

Клеєфанерні балки можуть бути постійної висоти, двосхилими, а також із криволінійним верхнім поясом.

Клеєфанерними балками перекривають прольоти до 15 м. Їхню висоту звичайно призначають у межах $h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right)l$.

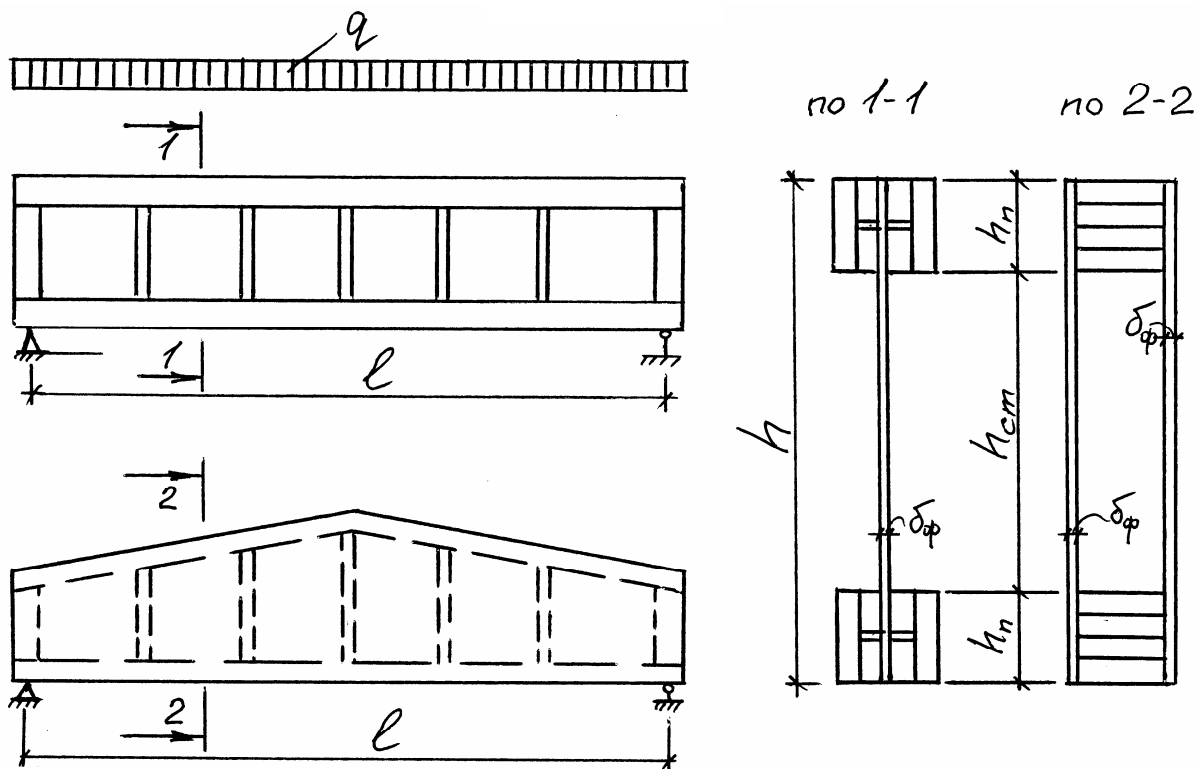


Рис. 5.9. Клеєфанерні балки з плоскою стінкою і дощатими ребрами жорсткості

Для надання фанерній стінці жорсткості використовують дощаті ребра жорсткості, які по довжиною балки ставлять на відстані $a_p = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10}\right)l$.

Ширину ребер жорсткості в опорних перерізах приймають рівною ширині поясів, в інших перерізах - 0,5 ширини поясів.

Клеєфанерні балки, так само як і клеєфанерні панелі, розраховують з урахуванням різних модулів пружності деревини поясів і фанерної стінки за приведеними геометричними характеристиками. Приведення здійснюють до матеріалу, для якого знаходять напруження.

Розрахунок клеєфанерних балок виконують з урахуванням роботи фанерної стінки на нормальні напруження. Однак у зв'язку з тим, що основна частка нормальних напружень сприймається поясами, то при визначенні напружень треба порівнювати їх з розрахунковим опором деревини розтягання або стиску, а не вигину, як це робиться у звичайних балках:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= \frac{M}{W_{np.d}} \leq R_{p.d} \\ \sigma_c &= \frac{M}{\varphi \cdot W_{np.d}} \leq R_{c.d} \end{aligned} \right\}, \quad (5.28)$$

де $W_{np.d}$ - приведений до деревини момент опору поперечного перерізу; $R_{p.d}$ і $R_{c.d}$ - розрахункові опори деревини відповідно розтягання і стиску; φ - коефіцієнт поздовжнього вигину стиснутого поясу з площини вигину.

У двосхилих клеєфанерних балках аналогічно клеєним з дощок епюра нормальних напружень не повторює епюру згинальних моментів (рис. 5.8). Переріз з максимальним напруженням знаходиться від опори на відстані x , що обчислюється за формулою (5.18).

Міцність фанерної стінки в небезпечному перерізі на дію головних розтягуючих напружень, у балках двотаврового і коробчастого перерізів необхідно перевіряти за формулою

$$\frac{\sigma_{CT}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{CT}}{2}\right)^2 + \tau_{CT}^2} \leq R_{ф.р.α}, \quad (5.29)$$

де $R_{ф.р.α}$ - розрахунковий опір фанери розтягання під кутом $α$, визначається за графіком рис. 17 додатка 5 БНіП II-25-80; σ_{CT} - нормальні напруження в стінці від вигину на рівні внутрішнього ребра поясів; τ_{CT} - дотичні напруження в стінці на рівні внутрішнього ребра поясів; $α$ - кут, який визначається із залежності

$$\operatorname{tg} 2α = \frac{2\tau_{CT}}{\sigma_{CT}}. \quad (5.30)$$

До небезпечних перерізів відносять опорні перерізи балки і місця прикладання зосереджених навантажень.

Висоту балки на опорі визначають з розрахунку на зсуваючі зусилля

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np.ф}}{J_{np.ф} \cdot \sum \delta_{ф}} \leq R_{ф.зр.}, \quad (5.31)$$

де $S_{np.ф}$ і $J_{np.ф}$ - приведені до фанери відповідно статичний момент напівперерізу і момент інерції балки; $\sum \delta_{ф}$ - сумарна товщина фанерних стінок; $R_{ф.зр.}$ - розрахунковий опір фанери зрізу.

У зв'язку з тим, що в опорному перерізі за шириною поясу може відбутися сколювання між шпонами фанери, то треба перевірити дотичні напруження в клейових швах між шпонами:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np.ф}^{\Pi}}{J_{np.ф} \cdot \sum h_n} \leq R_{ф.ск}, \quad (5.32)$$

де $S_{np.ф}^{\Pi}$ - приведений до фанери статичний момент поясу щодо нейтральної осі; $\sum h_n$ - сумарна ширина приклеєних до фанери дерев'яних елементів; $R_{ф.ск}$ - розрахунковий опір фанери сколюванню.

За наявності додаткових фанерних стінок така ж перевірка необхідна в місцях їхнього обриву.

Стійкість фанерної стінки з площини балки з поздовжнім щодо осі елемента розташуванням волокон зовнішніх шарів необхідно перевіряти на дію дотичних і нормальних напружень за умови

$$\frac{h_{CT}}{\delta_{\phi}} > 50, \quad (5.33)$$

де h_{CT} - висота стінки між внутрішніми гранями полиць клеєфанерної балки.

Перевірку на стійкість фанерної стінки проводять в середині першої, а іноді і другої панелі балки (вважаючи за панель відстань у світлі між ребрами жорсткості) за формулою

$$\frac{\sigma_{CT}}{K_{\sigma} \left(\frac{100\delta_{\phi}}{h_{CT}} \right)^2} + \frac{\tau_{CT}}{K_{\tau} \left(\frac{100\delta_{\phi}}{h_{розр}} \right)^2} \leq 1, \quad (5.34)$$

де σ_{CT} і τ_{CT} - див. виноску до формули (5.29); K_{σ} і K_{τ} - коефіцієнти, що визначаються за графіками рис. 18 і 19 додатка 5 БНіП П-25-80; $h_{розр}$ - розрахункова висота стінки, що приймається рівною h_{CT} при відстані між ребрами $a \geq h_{CT}$ і рівною a при $a < h_{CT}$.

Якщо умова (5.34) не дотримується, то необхідно зменшити відстань між ребрами жорсткості.

Прийнятий переріз клеєфанерної балки перевіряють також на жорсткість за формулою (3.15).

5.7. Тришарнірки арки з балок на пластинчастих нагелях

Такі арки мають трикутний обрис. Виникаючий розпір сприймається або затяжками, або конструкцією фундаментів, на які спираються прямолінійні елементи арки. Прольоти, що перекриваються такими арками, приймають у межах $l = (8 \div 12)$ м, стріла підйому арок $f = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{6} \right) l$.

Особливістю арок є ексцентричне приєднання в опорних вузлах затяжок і кінців балок один до одного в гребеневому вузлі. В опорному вузлі

позацентривість створюється тим, що опорна реакція і розпір арки перетинаються нижче осі напіварки, а в гребневому вузлі - влаштуванням зазору шириною 1-2 см (рис. 5.10).

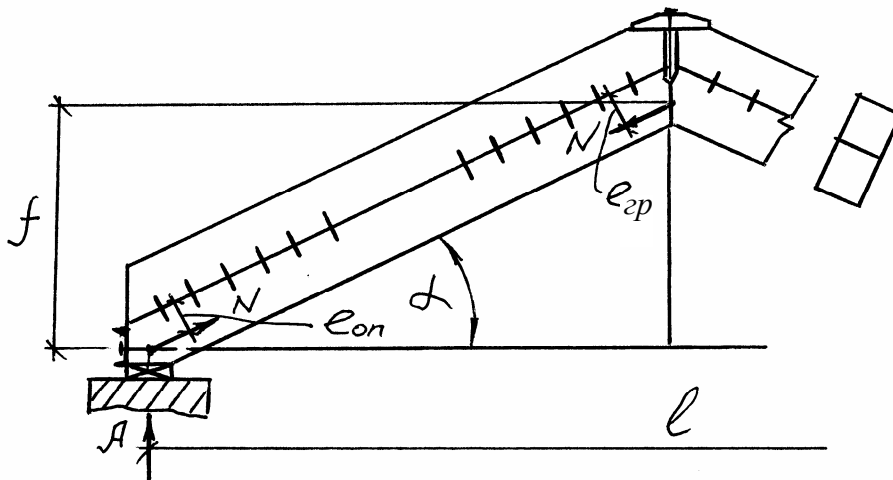


Рис. 5.10. Тришарнірна арка з балок на пластинчастих нагелях

При трикутному обрисі арки кожна напіварка працює на вигин тільки від навантаження, розташованого на цій же напіварці. Завантаження іншої напіварки тільки збільшує нормальне зусилля в першій. Такі арки за висотою поперечного перерізу виготовляють з двох або трьох брусів. В обох вузлах балки, що утворюють арку, повинні спиратися або всіма брусами, або одним брусом, або двома брусами з трьох. Брус вважається обпертим у тому випадку, якщо він спирається не менше ніж на 1/3 своєї висоти.

Перевірку прийнятого перерізу балок арки виконують як для стиснуто-вигинного стержня складеного перерізу на піддатливих зв'язках за формулою (4.13), в якій

$$N = H \cdot \cos \alpha + Q \cdot \sin \alpha, \quad (5.35)$$

де $H = \frac{ql^2}{8f}$ - розпір арки (зусилля в зтяжці); l - проліт арки; f - стріла підйому арки; α - кут нахилу напіварок до обр'їу; Q - поперечна сила, що знаходиться як для простої балки прольотом l .

$$M_0 = M_q - N \cdot e_{cp}, \quad (5.36)$$

де M_q - згинальний момент від зовнішнього поперечного навантаження, визначається як для балки прольотом $0,5l$:

$$M_q = \frac{q\left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{ql^2}{32}; \quad (5.37)$$

$e_{сер} = \frac{e_{зр} + e_{оп}}{2}$ - середнє значення ексцентриситетів прикладання нормальної сили у гребені $e_{зр}$ і на опорі $e_{оп}$.

При визначенні $\lambda_{суц.}$ - гнучкості балки, що утворює напівварку, слід мати на увазі, що розрахункова довжина балки як суцільного елемента знаходять за формулою

$$l_p = \frac{0,5l}{\cos \alpha}. \quad (5.38)$$

Тоді

$$\lambda_{суц.} = \frac{l_p}{0,289h}, \quad (5.39)$$

де h - висота перерізу напівварки.

Кількість пластинчастих нагелів на половині напівварки знаходиться за формулою

$$n_{пл} = \frac{1,5M_q \cdot S_{\bar{b}p}}{J_{\bar{b}p} \cdot T_{пл} \cdot \xi} + K \frac{N}{T_{пл}} \quad (5.40)$$

де $S_{\bar{b}p}$ - статичний момент частини перерізу, що зсувається, щодо нейтральної осі; $T_{пл} = 0,75 \cdot b_{пл}$ - несуча здатність одного пластинчастого нагеля (див. формулу (4.1)).

Другий член формули (5.42) визначає кількість пластинчастих нагелів, що сприймають додаткове навантаження у випадку, якщо не всі бруси обперті своїми торцями у вузлах. При деформуванні арки частина нормальної сили за допомогою пластинчастих нагелів переходить з обпертих брусів на необперті, додатково навантажуючи пластинчасті нагелі.

Коефіцієнт K при цьому може приймати такі значення: $K = 0,4$ - при передачі нормальної сили на кінцях одному крайньому брусу; $K = 0,2$ - при передачі нормальної сили на кінцях крайньому і середньому брусам (при перерізі з трьох брусів); $K = 0$ - при передачі нормальної сили всім брусам.

5.8. Дощатоклеєні арки

Дощатоклеєні арки застосовують кругового або стрілкового обрису і можуть бути із затяжками або з безпосереднім обпиранням на фундаменти. При наявності затяжок прольоти арок не перевищують 24 м, при обпиранні на фундаменти прольоти арок можуть досягати 100 м і більше.

Арки звичайно склеюють з пакета дощок прямокутного за висотою перерізу з відношенням висоти перерізу до ширини $\frac{h}{b} \leq 5$. При великих прольотах застосовують арки із змінним за висотою перерізом з урахуванням зміни згинального моменту за довжиною арки.

Дощатоклеєні арки бувають дво- і тришарнірними (рис. 5.11). При прольотах до 24 м і $\frac{f}{l} = \frac{1}{8} \div \frac{1}{6}$ доцільно застосовувати двошарнірні арки.

Криволінійні арки, як правило, виготовляють з постійним радіусом кривизни, тому що зігнути дошки за колом легше. У дощатоклеєних арках товщину шарів (дощок після острожки) для зручності їхнього гнуття доцільно застосовувати не більше $1/300$ радіуса кривизни і не більше 33 мм.

Гребеневий вузол у тришарнірних арках виконують з дерев'яними накладками на болтах, що сприймають поперечну силу Q від тимчасового навантаження і забезпечують жорсткість вузла арки з її площини (рис. 5.11,д). У випадку, якщо розпір сприймається затяжкою, її виконують з профільної або круглої сталі (рис. 5.11,е).

Арки розраховують на навантаження відповідно до БНіП 2.01.07-85. У результаті розрахунку арок встановлюють значення M , N і Q .

Нормальні напруження в дощатоклеєних арках обчислюють як для стиснуто-вигинних стержнів у перерізі з максимальним згинальним моментом і відповідною йому нормальною силою за формулою (5.17), яка для випадку несиметричного завантаження переписеться так:

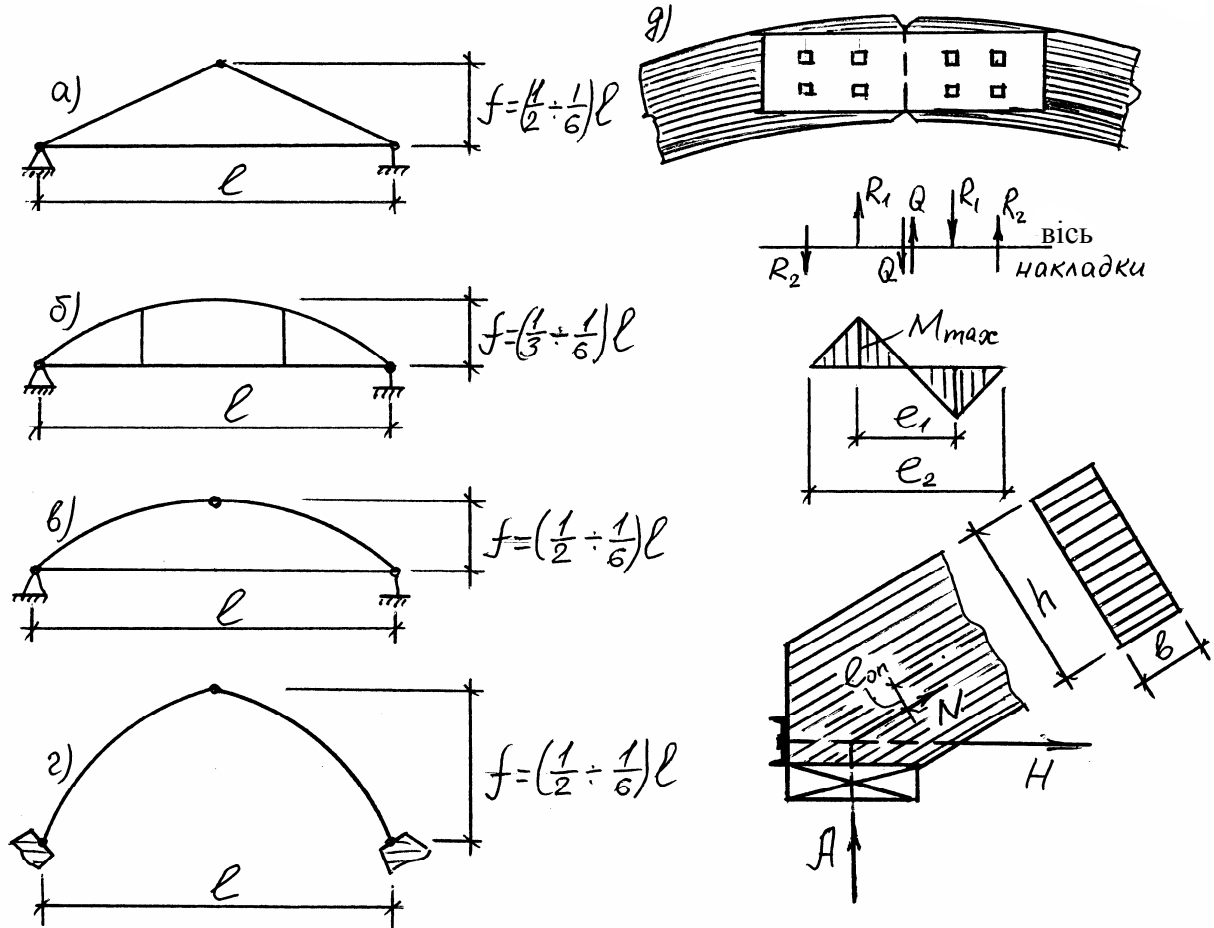


Рис. 5.11. Дощатоклеєні арки:

а - тришарнірна трикутного обрису з прямолінійних елементів; б - двошарнірна кругового обрису зі сталеву затяжкою; в - те ж тришарнірна; г - тришарнірна стрілкового обрису з обпиранням на фундаменти; д - гребеневий вузол арки зі схемою роботи накладок; е - опорний вузол арки.

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_D}{W_{HT}} \leq R_c \cdot m_{zn} \cdot m_\delta \cdot m_{ш}, \quad (5.41)$$

$$\text{де } M_D = \frac{M_c}{\xi_c} + \frac{M_k}{\xi_k}, \quad (5.42)$$

M_c і M_k - згинальні моменти в розрахунковому перерізі елемента від симетричного і косиметричного навантажень; ξ_c і ξ_k - коефіцієнти, що визначаються за формулою (4.14) при величинах гнучкостей, які

відповідають симетричній і косиметричній формам поздовжнього вигину; m_{zn} , m_{δ} і $m_{сл}$ - коефіцієнти умов роботи, що визначаються за табл. 4, 5, 6 додатка 1.

При відношенні напружень від вигину до напружень від стиску менше 0.1 розрахунок виконують на стійкість у площині кривизни арки за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{розр}} \leq R_c \cdot m_{zn} \cdot m_{\delta} \cdot m_{сл} \quad (5.43)$$

Розрахункову довжину арки l_0 при визначенні її гнучкості приймають:

а) при розрахунку на міцність за деформованою схемою:

- для двошарнірних арок при симетричному навантаженні $l_0 = 0,35S$;

- для тришарнірних арок при симетричному навантаженні $l_0 = 0,58S$;

- для двошарнірних і тришарнірних арок при косиметричному навантаженні за формулою

$$l_0 = \frac{\pi \cdot S}{2\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}}, \quad (5.44)$$

де S - повна довжина дуги арки; α - центральний кут напіварки, рад.;

- для тришарнірних стрілочастих арок з кутом перелому в ключі більше 10^0 для всіх випадків навантажень $l_0 = 0,5S$;

- при розрахунку тришарнірних арок на несиметричне навантаження розрахункову довжину допускається приймати рівною $l_0 = 0,58S$;

б) при розрахунку на стійкість у площині кривизни для двошарнірних і тришарнірних арок $l_0 = 0,58S$.

Розрахунок арок на стійкість плоскої форми деформування виконують за формулою наведеною раніше (3.12) із уведенням до розрахункового опору R_e коефіцієнтів умов роботи m_{δ} , $m_{сл}$ і $m_{ш}$:

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_m \cdot W_{бр}} \leq R_e \cdot m_{\delta} \cdot m_{сл} \cdot m_{ш} \quad (3.12)$$

Клейові шви арки перевіряють на сколювання за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b \cdot \xi \cdot m_{ск}} = R_{ск}, \quad (5.45)$$

де $m_{ск} = 0,6$ - коефіцієнт умов роботи, що враховує можливі непростеї у швах.

Арки розраховують також на поздовжній вигин зі своєї площини за значенням стискаючої сили, що діє у чверті прольоту. За розрахункову довжину при цьому приймають відстань між зв'язками збільшену на 25% через піддатливість такого закріплення:

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y \cdot F_{розр}} \leq R_c, \quad (5.46)$$

де φ_y - коефіцієнт поздовжнього вигину, визначається за гнучкістю $\lambda_y = \frac{l_0}{r_y}$,

де $l_0 = 1,25l$ між зв'язками.

Накладки у гребеневому вузлі розраховують на поперечну силу при несиметричному завантаженні арки. Накладки працюють на поперечний вигин. Згинальний момент накладки (рис. 5.11,д):

$$M_H = \frac{Q \cdot e_1}{2}. \quad (5.47)$$

Зусилля, що діють на болти

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= \frac{Q}{1 - \frac{e_1}{e_2}} \\ R_2 &= \frac{Q}{\frac{e_2}{e_1} - 1} \end{aligned} \right\}, \quad (5.48)$$

де e_1 - відстань між внутрішніми парами болтів; e_2 - те ж між крайніми парами болтів (рис. 5.11,д).

Несучу здатність болтів визначають з урахуванням напрямку сил поперек волокон; вона має бути більшою, чим діючі зусилля R_1 і R_2 .

Кріплення арки в опорних вузлах розраховують на максимальну поперечну силу, що діє в цих вузлах.

5.9. Дощатоклеєні гнуті рами

Особливістю рамних конструкцій є наявність жорсткого карнизного вузла в місці сполучення ригеля зі стояком. Кутові моменти зменшують згинальний момент у ригелі, завдяки чому можна перекрити більший проліт, ніж простою балкою. Крім того рама може сприймати горизонтальні вітрові зусилля у своїй площині, забезпечуючи поперечну стійкість будівлі без защемлення стійок у фундаменті і без улаштування сприймаючих вітрові зусилля торцевих і поперечних стін.

Рами рекомендується виконувати тришарнірними, тому що в статично визначених системах не відбувається перерозподілу зусиль при деформуванні під тривало діючим навантаженням, що забезпечує відповідність їх розрахунковим зусиллям. Криволінійність карнизних вузлів дощатоклеєних гнутих рам досягається гнуттям дощок за колом при їхньому виготовленні. Радіус кривизни невеликий і складає 2-4 м. У зв'язку з тим, що за умовами гнуття відношення радіуса кривизни до товщини шару дощок (R/δ) не може бути менше 150, то товщина шарів для виготовлення дощатоклеєних гнутих рам після фрезерування звичайно складає не більше 1,6-2,5 см. Тому дощатоклеєні гнуті рами більш трудомісткі у виготовленні, ніж арки, і вимагають більшої витрати деревини і клею. Крім того, розрахунковий опір вигину зменшується множенням на коефіцієнт гнуття, менший одиниці.

Переріз рами виконують прямокутним, а висоту перерізу - змінною за довжиною, що досягається зменшенням числа дощок у пакеті з внутрішньої сторони рами. Плавна зміна висоти перерізу краща, але технологічно важча. Менш складним є виготовлення дощатоклеєних гнутих рам із застосуванням східчастої зміни висоти перерізу (рис. 5.12), що широко застосовують для прольотів 12 м і 18 м. Рами працюють як стиснуто-вигинні стержні.

У зв'язку зі змінністю висоти перерізу нормальні напруження варто перевіряти в різних місцях рами за її довжиною:

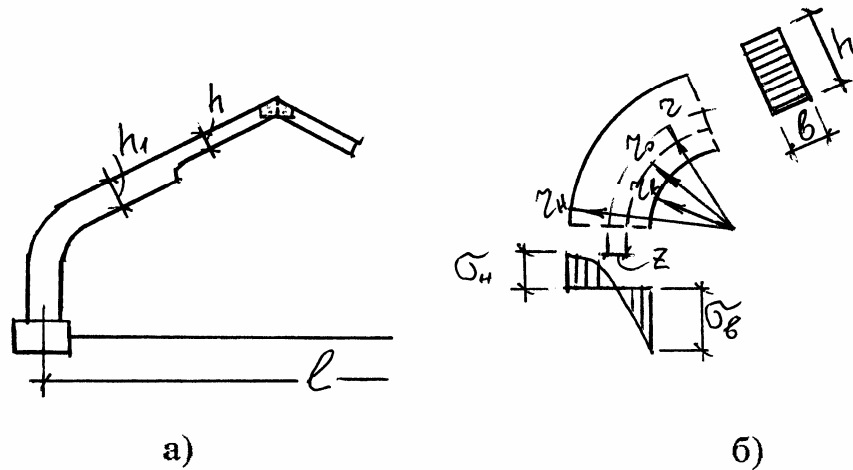


Рис. 5.12. Доштоклеєна гнута рама зі східчастою зміною висоти перерізу: а - загальний вигляд; б - розрахункова схема до визначення напружень у криволінійній частині рами.

$$\sigma_i = \frac{N_i}{F_{\text{INT}}} + \frac{M_i}{\xi_i \cdot W_{\text{INT}} \cdot K_{rB}} \leq R_c \cdot m_\delta \cdot m_{\text{ш}} \cdot m_{\text{зН}}, \quad (5.49)$$

де N_i і M_i - нормальна сила і згинальний момент у розглянутому перерізі:

$$\xi_i = 1 - \frac{N_i}{\varphi \cdot F_{i\delta p} \cdot R_c} - \text{див. формули (3.17) і (5.43); } \varphi = f(\lambda) - \text{коєфіцієнт}$$

поздовжнього вигину; $\lambda = \frac{l_0}{0,289h_{\text{сер.зв}}}$ - гнучкість рами, постійна для всіх її

перерізів; l_0 - розрахункова довжина, дорівнює довжині напіврами по осьовій лінії; $h_{\text{сер.зв}}$ - середньозважена висота перерізу рами:

$$h_{\text{сер.зв}} = \frac{\sum_0^l h_i l_i}{\sum_0^l l_i}. \quad (5.50)$$

K_{rB} - коєфіцієнт, що враховує криволінійність епюри напружень (рис. 5.12,б), визначається:

а) при перевірці напружень по внутрішньому ребру рами за формулою

$$K_{rB} = \frac{1 - 0,5h/r}{1 - 0,17h/r}; \quad (5.51)$$

б) при перевірці напружень по зовнішньому ребру рами за формулою

$$K_{rB} = \frac{1+0,5h/r}{1+0,17h/r}; \quad (5.52)$$

r - радіус центральної осі поперечного перерізу рами (рис. 5.12,б).

Відстань z від центральної осі поперечного перерізу рами до нейтральної осі знаходять за формулою

$$z = \frac{h^2}{12r}. \quad (5.53)$$

В останні роки одержали поширення дощатоклеєні рами з прямолінійних елементів. Вони більш технологічні, ніж гнуті рами, тому що на заводі збирають і склеюють із прямолінійних дощок окремо стійку і ригель кожної напіврамы.

6. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ І ПЛОЩИННИХ СУЦІЛЬНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

6.1. 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 із брусів перерізом $c \times h = 12,5 \times 17,5$ см, накладки прийняті з дощок перерізом $a \times h = 6 \times 17,5$ см. Розрахункове розтягуюче зусилля $N = 106,0$ кН. Деревина - сосна 1 сорту. Знайти кількість нагелів і перевірити ослаблений отворами переріз нижнього пояса (рис. 6.1).

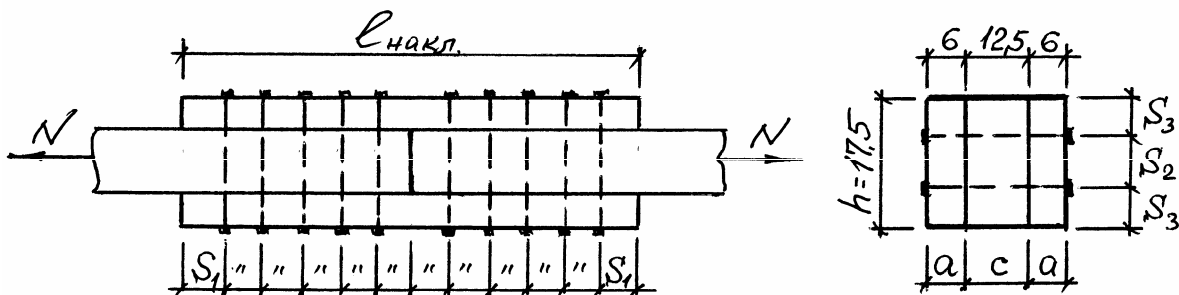


Рис. 6.1. До розрахунку розтягнутого стику на циліндричних нагелях

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

Відповідно до формул (2.3 - 2.5) і табл. 9 додатка 1 знаходимо розрахункову несучу здатність нагеля на один зріз:

за вигином нагеля $T_g = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 1,6^2 + 0,02 \cdot 6^2 = 5,33$ кН, що менше, ніж $T = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 1,6^2 = 6,40$ кН;

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

$$T_c = 0,50cd = 0,50 \cdot 12,5 \cdot 1,6 = 10,00 \text{ кН};$$

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

$$T_a = 0,80ad = 0,80 \cdot 6 \cdot 1,6 = 7,68 \text{ кН}.$$

Найменша несуча здатність вийшла за вигином нагеля: $T_{\min} = 5,33$ кН.

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

Визначаємо необхідну кількість нагелів:

$$n_{\text{наг}} = \frac{N}{n_c \cdot T_{\min}} = \frac{106,00}{2 \cdot 5,33} = 9,94 \text{ шт.}$$

Приймаємо 10 нагелів, з них 4 болти з кожної сторони стику. Нагелі розміщуємо в два поздовжніх ряди.

Відстань між нагелями уздовж волокон:

$$S_1 = 7d = 7 \cdot 1,6 = 11,2 \text{ см. Приймаємо } S_1 = 12 \text{ см.}$$

Маючи S_1 , знаходимо необхідну довжину накладки:

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

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

Відстань від осі нагелів до ребра накладок

$$S_3 = 3d = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \text{ см. Приймаємо } S_3 = 5 \text{ см.}$$

Відстань між нагелями поперек волокон

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

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

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

Тут F_{HT} 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):

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

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

6.2. 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.

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 та-

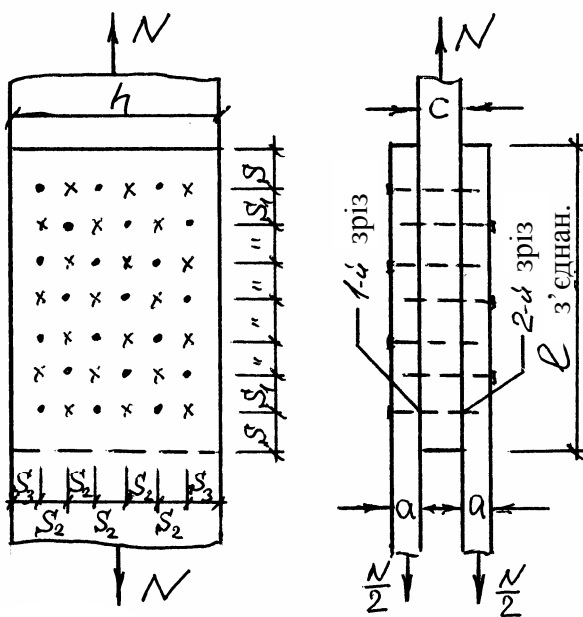


Рис. 7.2. До розрахунку розтягнутого з'єднання на цвяхах

кою, щоб непробивати пакет наскрізь, тобто $l_{\text{цв.}} = 100 \text{ мм}$, $d_{\text{цв.}} = 4 \text{ мм}$. Знаходимо розрахункову довжину защемлення кінця цвяха в непробивному наскрізь крайньому елементі за формулою (2.6):

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

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

Визначаємо несучу здатність цвяха для першого його зрізу (табл. 9 додатка 1):

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

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

за зім'яттям деревини в середньому елементі

$$T_c^1 = 0,50cd_{цв} = 0,50 \cdot 4 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ кН};$$

за зім'яттям деревини в крайньому елементі

$$T_a^1 = 0,80ad_{цв} = 0,8 \cdot 3,2 \cdot 0,4 = 1,02 \text{ кН}.$$

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

за вигином цвяха

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

за зім'яттям деревини в середньому елементі

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

за зім'яттям деревини в крайньому елементі

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

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

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

Знаходимо необхідну кількість цвяхів у з'єднанні:

$$n_{цв} = \frac{N}{T_{\min}} = \frac{38,00}{0,9348} = 40,7 \text{ шт.}$$

Приймаємо 42 цвяхи, розміщуючи їх у 7 рядів 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).

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

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

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

У нашому випадку відношення товщини крайньої дошки до діаметра цвяха

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

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

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

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 $S_2 = S_3 = 4d_{цв} = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ см.}$

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

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

Напруження розтягання знаходимо за формулою (3.4):

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

тобто умова міцності виконана.

6.3. Розрахунок балки на пластинчастих нагелях

Дано: Навантаження на балку (рис. 4.1) – постійне нормативне

$g^H = 1,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$; постійне розрахункове $g = 1,24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$; корисне

нормативне $p^H = 3,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$; корисне розрахункове $p = 3,9 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$; проліт балки

$l = 6$ м; крок балок $B = 5$ м. Деревина балки – сосна 2 сорту.

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

$$g_{в.в.}^H = \frac{3,0 + 1,1}{\frac{1000}{5 \cdot 6} - 1} = 0,1268 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right),$$

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

$$q^H = (3,0 + 1,1 + 0,1268) \cdot 5 = 21,2 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right);$$

$$q = (3,9 + 1,24 + 0,1268 \cdot 1,1) \cdot 5 = 26,4 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

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

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

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

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

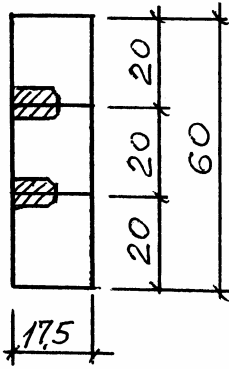


Рис. 6.3. Прийнятий переріз балки

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

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

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

тобто вимогу щодо жорсткості балки задоволено (див. табл. 12 додатку 1).

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 $S_{\text{бр}}$ і несучу здатність одного пластинчастого нагеля $T_{\text{нл}}$:

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

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

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

Приймаємо $b_{\text{нл}} = 10,5 \text{ см.}$

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

Приймаємо $n_{\text{нл}} = 42 \text{ шт.}$

6. Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості пластинчастих нагелів на ділянці $0,4l$ з урахуванням мінімальної відстані між ними $S_{\text{мін}} = 2l_{\text{нл}}$. У зв'язку з тим, що пластинчасті нагелі прийняті глухі,

вони розміщуються в шаховому порядку з півкроком $S_1 = \frac{S_{\text{мін}}}{2} = l_{\text{нл}} = 5,4 \text{ см.}$

У кожному шві балки може розміститися: $n_{\text{нл}} = \frac{0,4l}{S_1} = \frac{0,4 \cdot 600}{5,4} = 44,4 \text{ шт,}$ що

більше, ніж прийнято $n_{\text{нл}} = 42 \text{ шт.}$

7. Обчислюємо необхідний будівельний підйом балки за формулою (4.8):

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

6.4. 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 $B = 6$ м. Місце будівництва- III сніговий район, де $R_{\text{сн}}^n = 1,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$. 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 $\delta_{\text{ф}} = 8$ мм.

Висоту поздовжніх ребер приймаємо з дощок шириною 150 мм, що після острожки ребер дає $h_p = 150 - 2 \cdot 3 = 144$ мм. Загальна висота панелі виходить рівною $h = h_p + 2\delta_{\text{ф}} = 14,4 + 2 \cdot 0,8 = 16$ 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 $b_0 = 31,6$ см, в осях $c = 35,6$ см.

Утеплювач - плитковий полістирольний пінопласт товщиною 50 мм, об'ємною вагою $0,40 \text{ кН/м}^3$ приклеюємо до нижньої обшивки панелі на шарі полістирольної фарби, що одночасно виконує роль пароізоляції.

Обчислюємо навантаження, яке приходить на 1 пог. м довжини панелі:

№ п/п	Найменування елементів панелі і навантажень	Нормативне навантаження, $q^H, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	Коефіцієнт безпеки за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження $q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1	Руберойд три шари 0,10·1,5	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	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 1,00·1,5	1,5	1,6	2,40
	Разом:	1,989		2,957

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

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

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):

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

де b_0 - відстань у світлі між крайніми поздовжніми ребрами.

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

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

Визначемо приведенний до фанери момент інерції перерізу панелі за формулою (5.8):

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

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:

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

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

тобто умова міцності задоволена.

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

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

тобто умова міцності задоволена.

Перевіряємо 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

$$S_{\phi} = F_{np} (0,5h - 0,5\delta_{\phi}) = (125 \cdot 0,8)(0,15 \cdot 16 - 0,5 \cdot 0,8) = 800 \text{ см}^3;$$

сумарну ширину поздовжніх ребер

$$\sum \delta_p = 2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4,0 = 19,6 \text{ см.}$$

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.

Перевіряємо дотичні напруження за сколюванням поздовжніх ребер за формулою (5.15), для чого спочатку визначимо: приведений до деревини статичний момент половини перерізу панелі щодо нейтральної осі

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

момент інерції перерізу панелі, приведений до деревини,

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

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)

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E_{\phi} \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,989 \cdot 10^{-2} \cdot 5,92^3}{900 \cdot 16980} = \frac{1}{284} < \frac{1}{250},$$

тобто вимогу за жорсткістю панелі задоволено (див. табл. 12 додатка 1).

6.5. Приклад розрахунку курсової роботи

Варіант № 00: $1 \frac{15 - 4,0}{III - III}$

Вихідні дані:

- номер схеми основної несучої конструкції - 1 (клеєфанерна балка);
- проліт балки - 15 м;
- відстань між балками - 4,0 м;
- тип покриття - III - прогонне покриття;
- покрівля тепла рулонна;
- сніговий район - III.

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

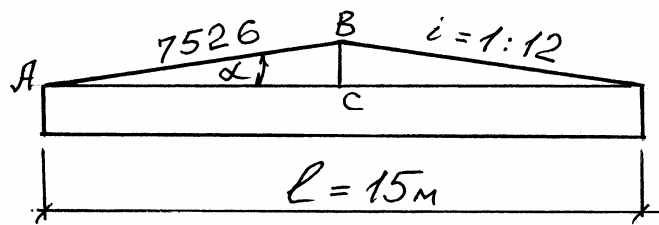


Рис. 6.4. До визначення відстані між прогонами

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

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

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

6.5.1. Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення

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

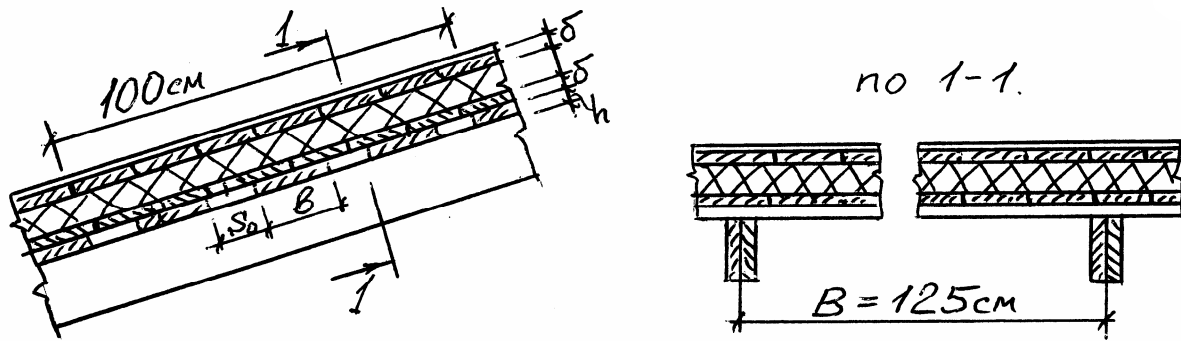


Рис. 6.5. До розрахунку настилу

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).

№ п/п	Найменування навантажень	$q^H, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	γ_f	$q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1.	Тришарова рулонна покрівля	0,10	1,2	0,12
2.	Вирівнюючий настил 0,016 x 5,0	0,08	1,1	0,088
3.	Утеплювач $\delta = 0,07$ м; $\gamma = 0,5$ кН/м ³	0,035	1,2	0,042
4.	Захисний настил 0,016 x 5,0	0,08	1,1	0,088
5.	Робочий настил $0,15 \cdot 0,022 \frac{100}{15+10} \cdot 5,0$	0,066	1,1	0,073
	Разом $q_{c.c}^H =$	0,361		$q_{c.c} = 0,411$
6.	Снігове навантаження	1,00	1,6	1,60
	$q^H =$	1,361		$q = 2,011$

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

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

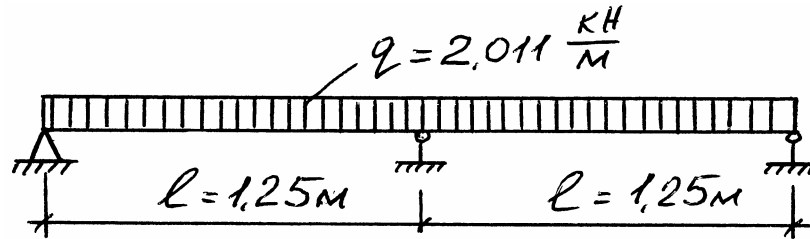


Рис. 6.6. Розрахункова схема настилу при першому сполученні навантажень

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

$$\begin{aligned} M_{\max}^2 &= 0,07q_{c.6}l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l = \\ &= 0,07 \cdot 0,411 \cdot 1,25^2 + 0,207 \cdot \frac{1,2}{0,5} \cdot 1,25 = 0,666 \text{ кН}\cdot\text{м.} \end{aligned}$$

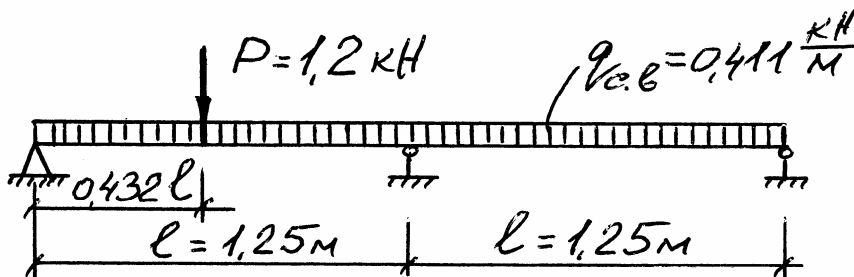


Рис. 6.7. Розрахункова схема настилу при другому сполученні навантажень

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

Знаходимо момент опору настилу

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

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

Виконуємо перевірку міцності настилу за другим сполученням навантажень:

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

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

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

тобто вимогу за жорсткістю настилу (табл. 12 додатка 1) задоволено.

6.5.2. Розрахунок спареного багатопрольотного прогону

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

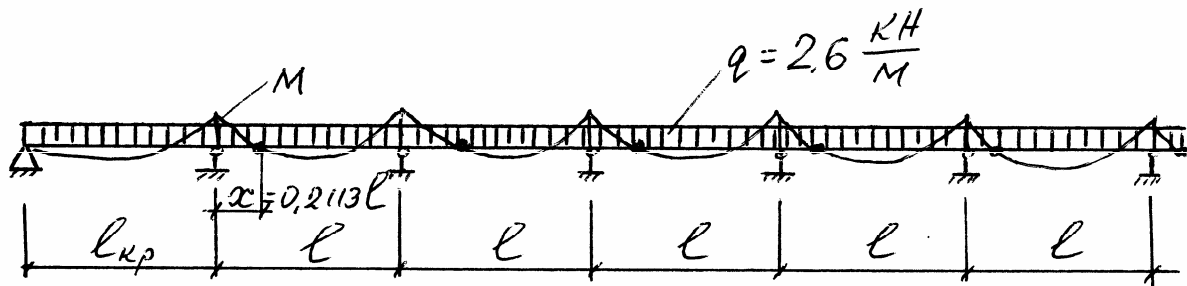


Рис. 6.8. Розрахункова схема прогону

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

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

Знаходимо необхідний момент опору прогону

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

Цьому моменту опору відповідає переріз 2 x (4,4 x 15) 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

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

тобто вимогу за міцністю прогону задоволено.

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

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

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

тобто прийнятий переріз прогону задовольняє також 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:

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

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

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

де 6 см - відстань від стику до першого ряду цвяхів; 3 см - половина відстані між рядами цвяхів.

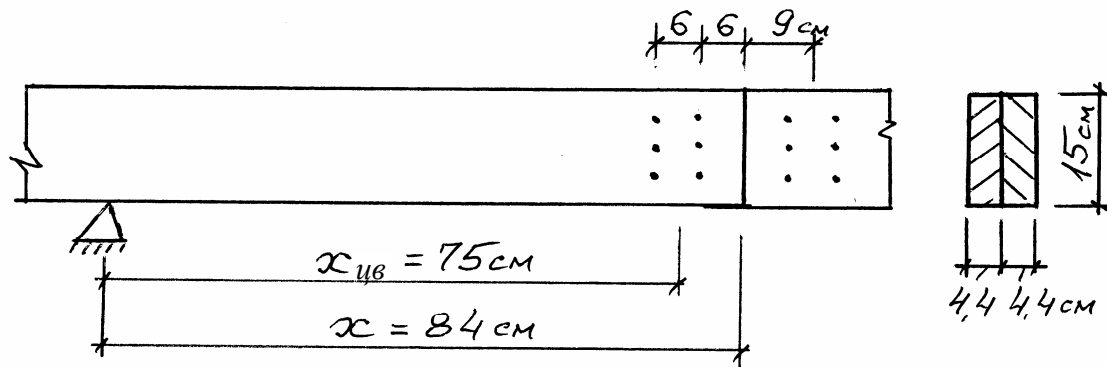


Рис. 6.9. До розрахунку стику прогонів

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

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

де $c = 4,4$ см - товщина дошки, що пробивається наскрізь; $n_{ш} = 1$ - кількість швів, які перетинає цвях; $0,2$ см - розрахункова деформація зсуву; $1,5d_{цв}$ -

довжина загостреної частини цвяха; $a_{цв} = 2,65 \text{ см} > 4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ см}$, тобто вимога БНіП П25-80 задоволена.

Знаходимо мінімальну несучу здатність однозрізного цвяха (табл. 9 додатка 1):

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

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

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

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

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

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 $\varnothing 3 \text{ мм}$, $l_{цв} = 80 \text{ мм}$ через 50 см.

Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості цвяхів - 10 штук з кожної сторони стику згідно з БНіП П 25-80 (рис. 6.10).

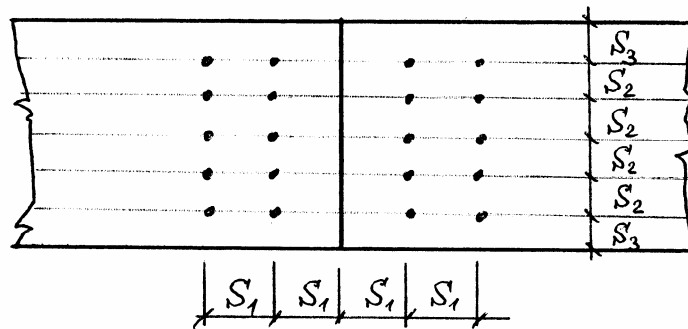


Рис. 6.10. Розміщення цвяхів на стику прогонів

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 припустиме 4,5 см,

а товщина однієї дошки прийнята $c = 4,4$ 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 $S_2 = S_3 = 2,5$ см, що більше, ніж $4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ см, або $15 \text{ см} = 4S_2 + 2S_3 = 6 \cdot 2,5 \text{ см}$.

6.5.3. Розрахунок клеєфанерної балки

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

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

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

$$g_{г.г.}^H = \frac{g^H}{\frac{K_{св} \cdot l}{1000} - 1} = \frac{1,4226}{\frac{3,5 \cdot 15}{1000} - 1} = 0,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знаходимо інтенсивність погонного навантаження на балку:

$$q^H = (g^H + g_{г.г.}^H)B = (1,4226 + 0,079) \cdot 4,0 = 6,01 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q = (g + g_{г.г.}^H \cdot \gamma_f)B = (2,079 + 0,079 \cdot 1,1) \cdot 4,0 = 8,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Знаходимо висоту поперечного перерізу балки в середині прольоту:

$$h_{сер} = \frac{l}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ м. При заданому ухилі покрівлі висота перерізу на опори}$$

$$\text{буде: } h_{он} = h_{сер} - i \frac{l}{2} = 1,5 - \frac{1}{12} \cdot \frac{15}{2} = 0,88 \text{ м. Товщину фанерної стінки}$$

приймаємо рівною $\delta_{ф} = 1,2$ см. Ширину поясів приймаємо $b_n = 15$ см, а

висоту верхнього і нижнього поясів приймаємо однаковими рівними 14 см (чотири шари дощок по 3,5 см кожний) (рис. 6.11).

Знаходимо небезпечний переріз двосхилої балки

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

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

h'_{on} - 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 :

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

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 $R_{p.\phi} = 8,4$ 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:

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

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

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

більше, ніж 1218036 см^4 , 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 $W_{np.\partial}$:

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

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

$$\sigma_{\partial} = \frac{M_x}{W_{np.\partial}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{25325} = 9,063 \text{ МПа} < 10,0 \text{ МПа},$$

а розтягуюче напруження у фанерній стінці:

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

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

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

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

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

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

тобто стійкість верхнього пояса балки з площини вигину забезпечена.

Перевірка фанерної стінки в опорній панелі

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

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

Умова $a \leq h_{cm}$ для опорної панелі виконана;

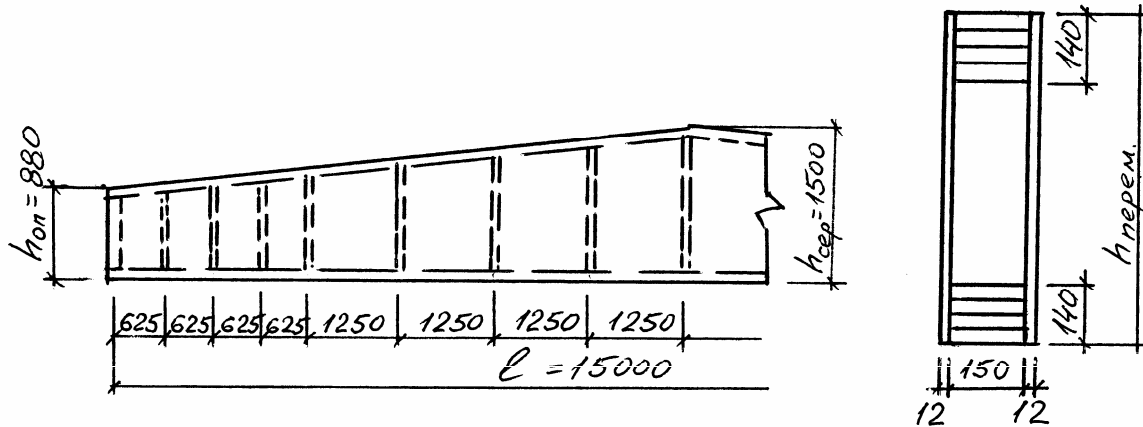


Рис. 6.11. Клеєфанерна балка

$\frac{h_{cm}}{\delta_{\phi}} = \frac{62,6}{1,2} = 52,5$, що значно менше 80, тобто перевірка фанерної стінки на

місцеву стійкість не потрібна.

Перевіряємо міцність фанерної стінки на зріз за формулою

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

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

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

Статичний момент опорного перерізу, приведений до матеріалу стінки, тобто до фанери

$$S_{np.\phi} = S_{\phi} + S_{\delta} \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = 2323,2 + 7770 \cdot \frac{10^5}{90000} = 10956,5 \text{ см}^3.$$

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

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

Момент інерції опорного перерізу балки, приведений до фанери

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\delta} \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = 136294 + 581840 \cdot \frac{10^5}{90000} = 782783 \text{ см}^4.$$

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

$$\tau_{\max} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 10956,5}{782783 \cdot 2 \cdot 1,2} = 3,792 \text{ МПа} \leq R_{zp.\phi} = 6,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності виконана.

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

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

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

тобто міцність забезпечена.

Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки

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

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

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

$$J_{np.\phi} = J_\phi + J_\delta \frac{E_\delta}{E_\phi} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 150^3}{12} + \frac{15 \cdot [150^3 - (150 - 2 \cdot 14)^3]}{12} \cdot \frac{10^5}{90000} =$$

$$= 2840489 \text{ см}^4,$$

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

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

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

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

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

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

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

тобто вимогу за жорсткістю задоволено.

7. 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 розпірними – арки і рами, а за обрисом – сегментними, тобто з криволінійним верхнім поясом, багатокутними, трапецієподібними і трикутними.

Вибирати тип конструкції – суцільний або наскрізний необхідно на основі техніко-економічних даних і з урахуванням призначення споруд. У хімічному виробництві, наприклад, краще застосовувати суцільні дерев'яні конструкції. Слід також мати на увазі, що великі перерізи елементів роблять конструкції більш вогнестійкими.

Наскрізні 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, у 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.

У даний час рекомендується застосовувати металодерев'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 металодерев'яні ферми не дорожче суцільнодерев'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

$$e = \frac{M_q}{\xi \cdot N}, \quad (7.1)$$

де $M_q = \frac{ql^2}{8}$ - згинальний момент від навантаження q у 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 $\frac{1}{4}$ 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. 7.1).

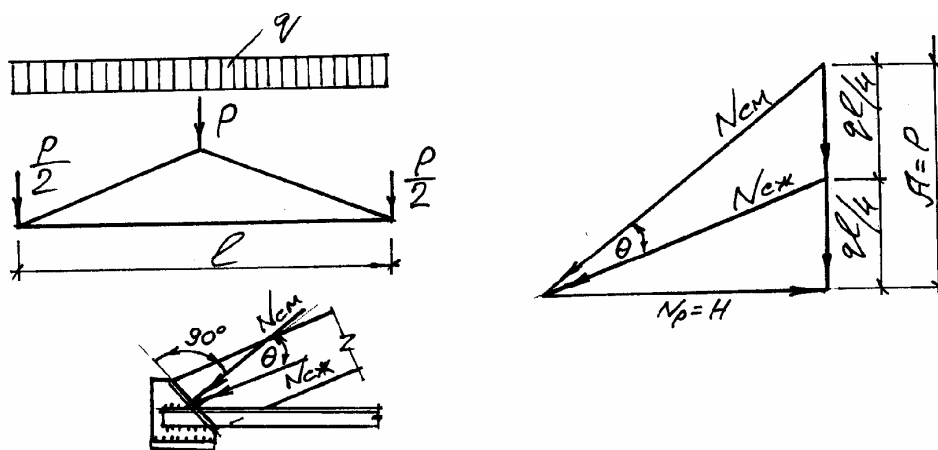


Рис. 7.1. Поворот площини упора в опорному вузлі

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 $N_{см}$ і поперечної сили Q (рис. 7.1).

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. 7.2):

$$M_{екс} = \Delta U \cdot e = D_1 \cdot e_1 + D_2 \cdot e_2, \quad (7.2)$$

де $\Delta U = U_{n+1} - U_n$ - різниця зусиль у сусідніх панелях нижнього пояса; D_1 і D_2 - зусилля у позацентрово прикріплених розкосах; e_1 і e_2 - відповідні ексцентриситети.

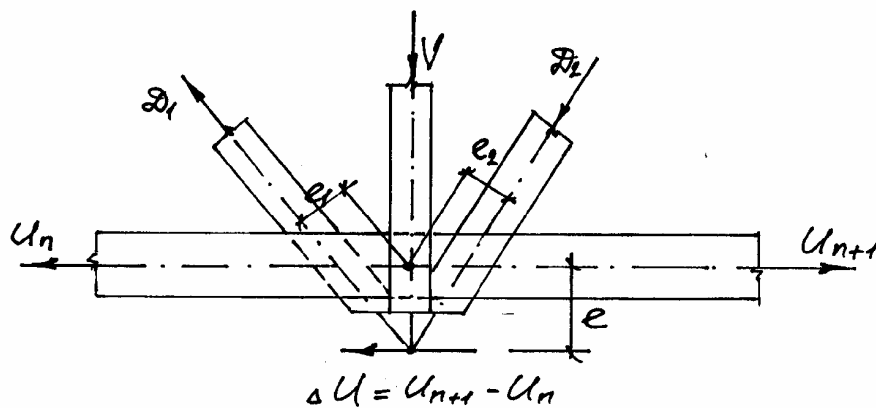


Рис. 7.2. Урахування позацентрового прикріплення грат у вузлі нижнього пояса

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 позацентрове розтягання.

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

У 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

$$f_{\text{буд}} = \frac{1}{200}l, \quad (7.3)$$

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.

7.1. Конструкція і розрахунок сегментних ферм із розрізним клеєним верхнім поясом

У сучасному будівництві застосовують головним чином металодерев'яні сегментні ферми з клеєним верхнім поясом і з прямолінійним нижнім поясом із профільної або круглої сталі (рис. 7.3).

Прольоти таких ферм рекомендується приймати до 36 м, а відношення h/l (висоти ферми до прольоту) – не менше 1/6 для суцільдерев'яних ферм і

не менше $1/7$ для ферм із 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.

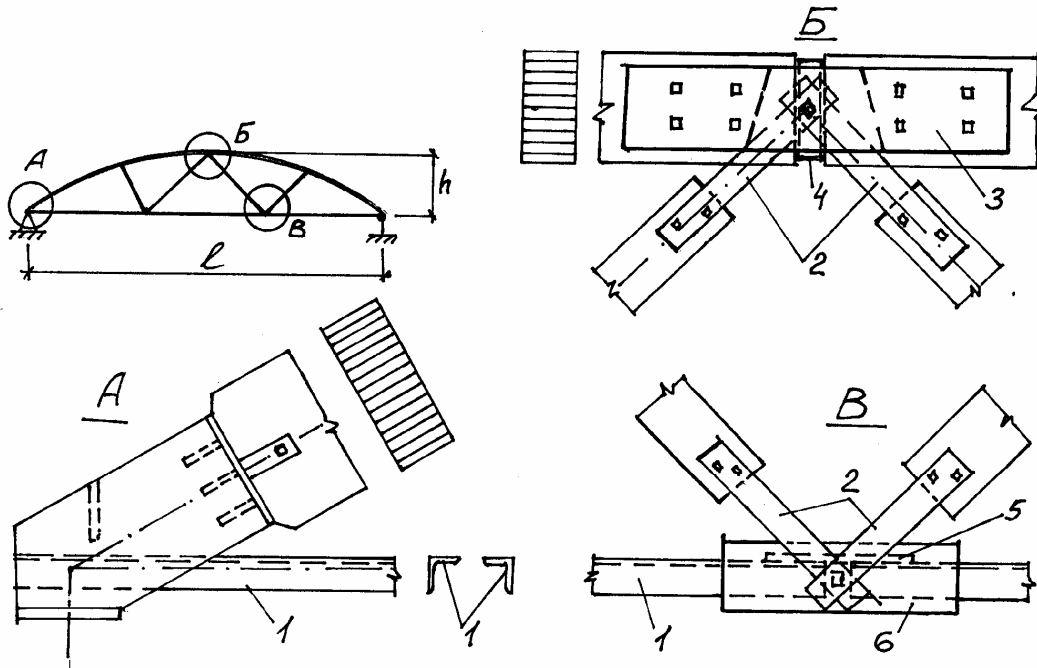


Рис. 7.3. Вузли сегментної ферми з розрізним верхнім поясом:
 1 – нижній пояс; 2 – металеві пластинки-наконечники;
 3 – дерев'яна накладка; 4 – металевий вкладиш;
 5 – горизонтальна накладка; 6 – вертикальна накладка.

Розрахунок сегментних ферм

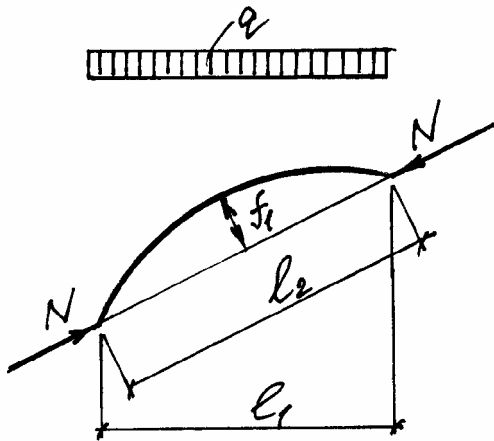
Розрахунок ферм починають з визначення зусиль в елементах ферм від вузлового розрахункового навантаження побудовою діаграми Кремони. Криволінійний верхній пояс при цьому заміняють прямолінійним – вузли верхнього пояса з'єднують хордами. Діаграму будують від одиничного навантаження, розташованого на напівпрольоті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

навантаженням усього прольоту ферми, а в елементах грат – половини прольоту.

Розрахунок верхнього пояса (рис. 7.4)

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

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_{розр}}{\xi \cdot W_{HT}} \leq R_c, (7.4)$$



де N – розрахункове стискаюче зусилля в панелі верхнього пояса; $M_{розр} = M_q - N \cdot f_1$ – розрахунковий згинальний момент у панелі верхнього пояса, що враховує розвантажуючий згинальний мо-

Рис. 7.4. До розрахунку верхнього пояса

мент, через її кривизну; $M_q = \frac{ql_1^2}{8}$; -

згинальний момент від позаузлового 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:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} \leq R_p, \quad (7.5)$$

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 в 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

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{расч}} \leq R_c, \quad (7.6)$$

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):

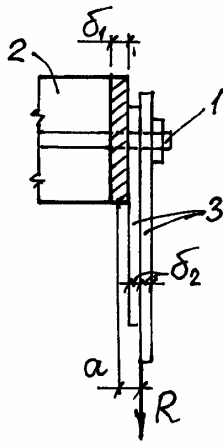


Рис. 7.5. До розрахунку вузлового болта: 1 – вузловий болт; 2 – вузловий вкладиш; 3 – пластинки-наконечники розкосів

Рівнодіюче зусилля R необхідно визначати при різних положеннях тимчасового навантаження, а в розрахунок уводять 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.

7.2. Конструкція і розрахунок багатокутних брущатих ферм

Багатокутні брущаті ферми відносяться до металодерев'яних конструкцій заводського виготовлення. У цих фермах верхній пояс, виконуваний із брусів, являє собою багатокутник, вписаний в коло або описаний навколо нього (рис. 7.6).

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 із 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.

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_s, \quad (7.7)$$

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.

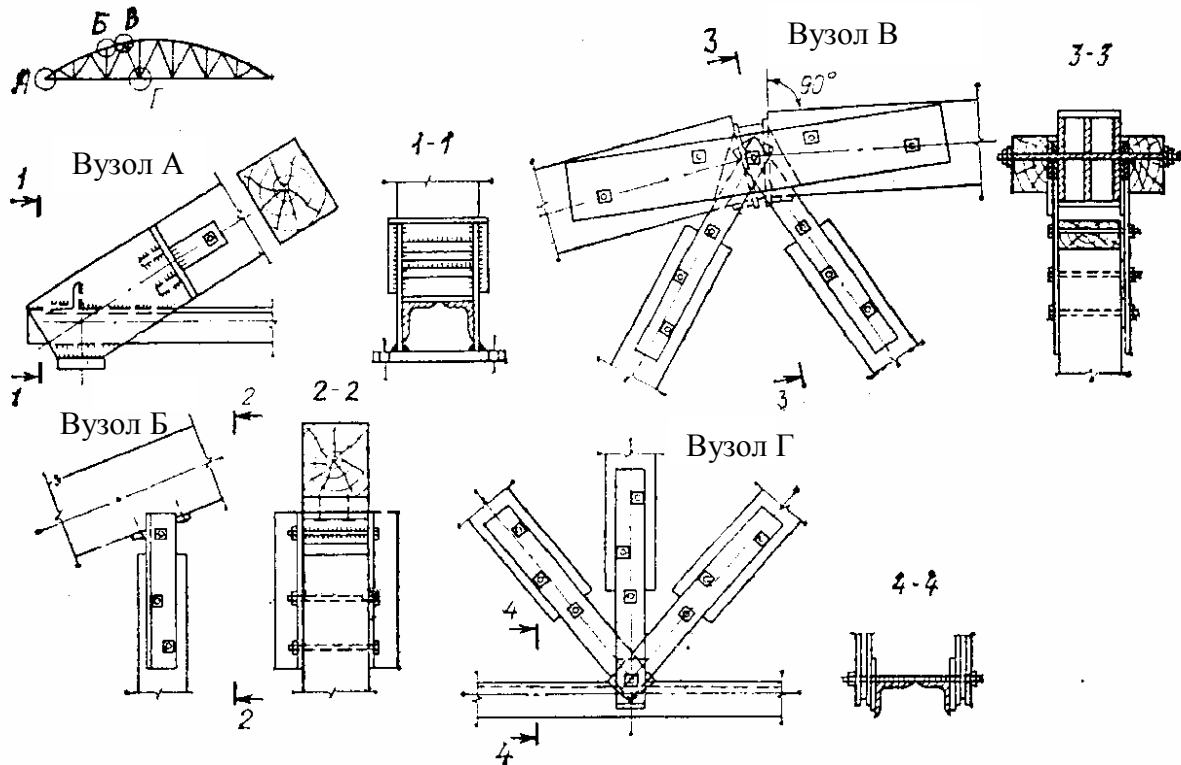


Рис. 7.6. Вузли багатокутної брущатої ферми

Вирішення вузлів у багатокутних фермах (рис. 7.6) багато в чому аналогічне вирішенню вузлів у сегментних фермах (рис. 7.3). Вузел 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 із сегментними фермами тим, що застосовано позацентрове прикріплення грат 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 із середньою опорою на стійку 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 і т.д. 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. 7.7)

Для зменшення згинального моменту від позавузлового навантаження у верхньому поясі штучно створюється згинальний момент зворотного знака,

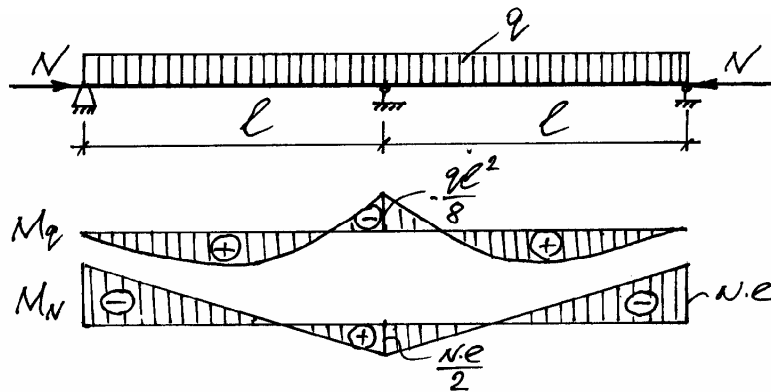


Рис. 7.7. До розрахунку верхнього пояса без осідання середньої опори здійснюючи упор тільки нижніми частинами поперечного переріза бруса, тобто нормальну силу N на крайніх опорах прикладаємо з ексцентриситетом e . Тоді маємо $M_N = N \cdot e$. Згинальний момент на середній опорі

$M_N = 0,5N \cdot e$, тому що епюра моментів проходить через фокусну точку, що знаходиться на відстані $\frac{1}{3}l$ від середньої опори.

Підсумовуючи епюри моментів (рис. 7.7), одержуємо розрахунковий згинальний момент на середній опорі:

$$M_{розр} = -\frac{ql^2}{8} + 0,5N \cdot e. \quad (7.8)$$

Прийнятий переріз брусів верхнього пояса перевіряємо як стиснуто-вигинний стержень за формулою (7.4). 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. 7.8).

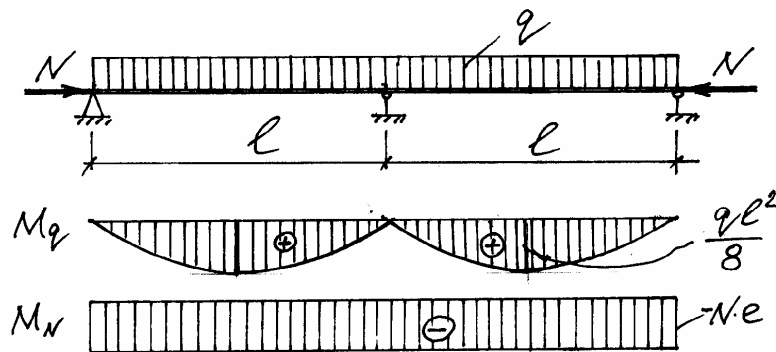


Рис. 7.8. До розрахунку верхнього пояса з осіданням середньої опори

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

$$M_{розр} = +\frac{ql^2}{8} - N \cdot e \quad (7.9)$$

Прийнятий переріз брусів верхнього пояса тут також перевіряємо, як стиснуто-вигинний стержень, за формулою (7.4), а гнучкість λ знаходимо 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. 7.6), то згинальний момент у нижньому поясі дорівнює добутку різниці зусиль у сусідніх панелях ΔN на значення ексцентриситету e , тобто

$$M = \Delta N \cdot e. \quad (7.10)$$

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 (7.10) і відповідне йому розтягуюче зусилля, а потім виконується перевірка прийнятого перерізу нижнього пояса як розтягнуто-вигинного стержня за формулою

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{W_{HT}} \cdot \frac{R_p}{R_e} \leq R_p. \quad (7.11)$$

Розрахунок грат

Стиснуті елементи грат багатокутних ферм перевіряють на поздовжній вигин так само, як у сегментних фермах, тобто за формулою (7.6), а розтягнуті на розтягання по площі нетто з урахуванням ослаблень за формулою (7.5).

7.3. 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. 7.9).

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

Такими балками можна перекривати 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 із двостороннім різьбленням, або шляхом опускання ланцюга на стояку за допомогою спеціальної серги.

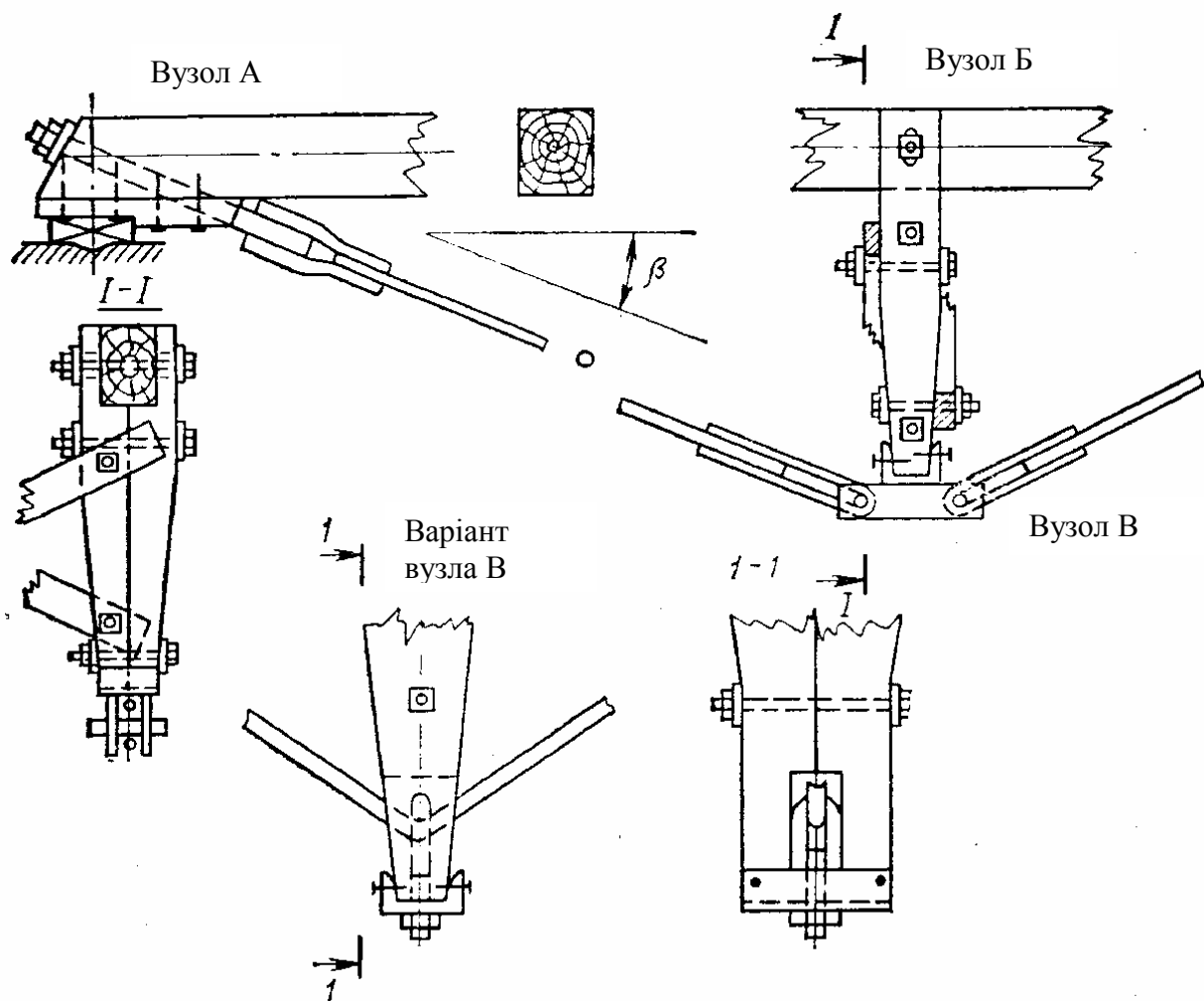


Рис. 7.9. Шпренгельна балка

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

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. 7.7)

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:

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

Стискаюча нормальна сила у верхньому поясі:

$$N = \frac{1,25ql}{2\text{tg}\beta}.$$

Розтягуюче 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:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M_{\text{розр}}}{\xi \cdot W_{HT}} \leq R_c. \quad (7.12)$$

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

Розрахунок шпренгельної системи, що складається з розрізних балок (рис. 7.8)

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

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

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 перевіряється так само, як і в попередньому випадку, за формулою (7.12), а розрахункова гнучкість балки для визначення коефіцієнта ξ підраховується за повною довжиною l .

7.4. 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 двошарнірними.

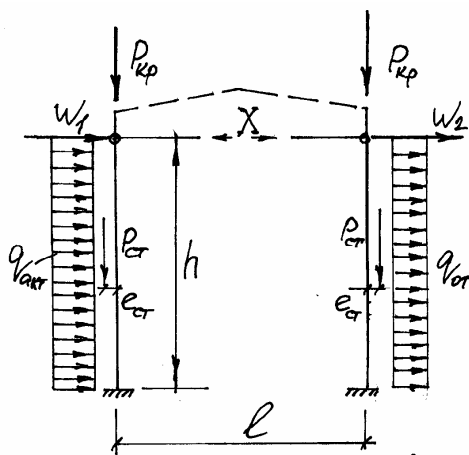


Рис. 7.10. Розрахункова схема поперечника

Рами утворюються двома стояками (гратчастими або суцільними), затисненими у фундаментах, і наскрізним ригелем (фермою або балкою), шарнірно з'єднаним зі стояками.

Рами є один раз статично невизначеними системами. За зайве невідоме приймають поздовжнє зусилля X у ригелі (рис. 7.10), що визначається за формулою

$$X = X_W + X_q,$$

де
$$X_W = \frac{(-W_1 + W_2)}{2};$$

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

Після визначення зусилля в ригелі визначають згинальні моменти і поперечні сили в стояку. Висоту перерізу дощатоклеєної колони h_k приймають у 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.

8. ПРОСТОРОВЕ КРІПЛЕННЯ ПЛОЩИННИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Площинні конструкції (балки, арки, рами, ферми та ін.) 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 і 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 і 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. 8.1а) або збірно-щитовій конструкції даху (рис. 8.1,б) застосовують прогони, що забезпечують незмінність положення несучих конструкцій покриття в просторі; при застосуванні тришарових плит (рис. 8.1в) вони самі жорстко кріпляться до несучих конструкцій і тим самим забезпечують жорсткість і стійкість несучих елементів покриття.

При відсутності жорсткого схилу даху влаштовують спеціальні скатні ферми жорсткості (рис. 8.1, г і д), поясами яких є верхні пояси двох сусідніх ферм покриття, а стояками – прогони (або розпірки). До елементів покриття додаються тільки розкоси, виконувані з дощок або брусків, прибитих цвяхами знизу до прогонів або зверху до поясів ферм (рис. 8.2,а), також розкоси з круглої сталі у вигляді тяжів (рис. 8.2,б); при муфтових кріпленнях можна коректувати положення верхніх поясів ферм (рис. 8.2,в).

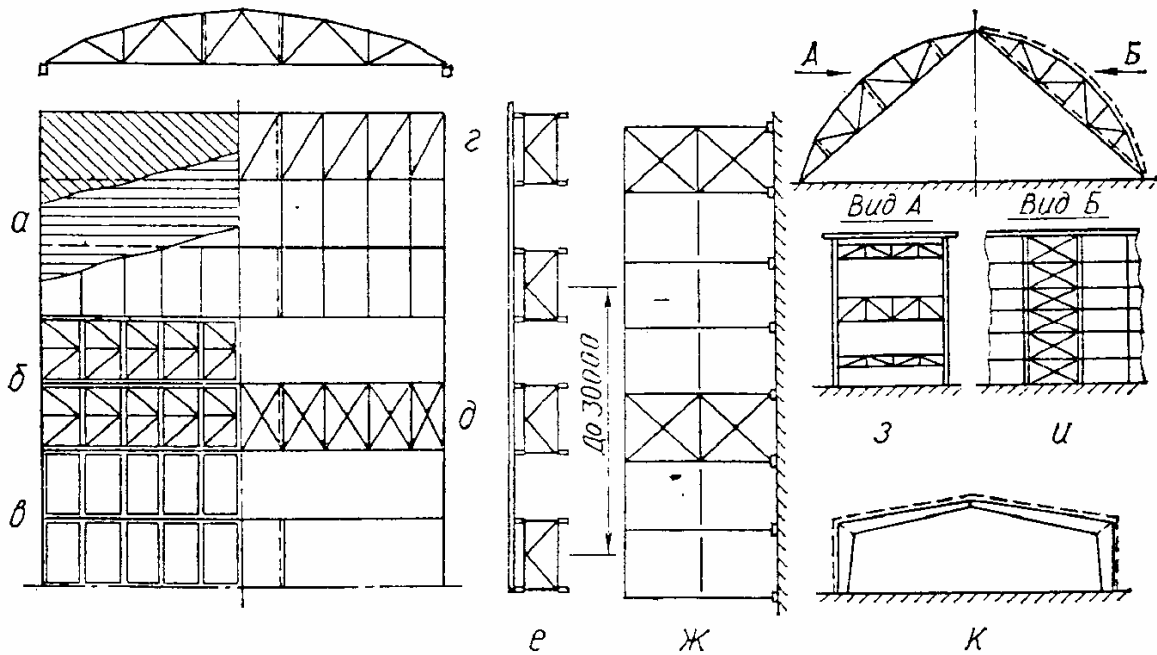


Рис. 8.1. Варіанти конструкцій покриття і видів зв'язків:

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 грат напіврам; *и* – сполучні ферми в площині поясів напіврам; *к* – зв'язки в тришаровій рамі.

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 *е*) 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. 8.1, *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. 8.1, *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.

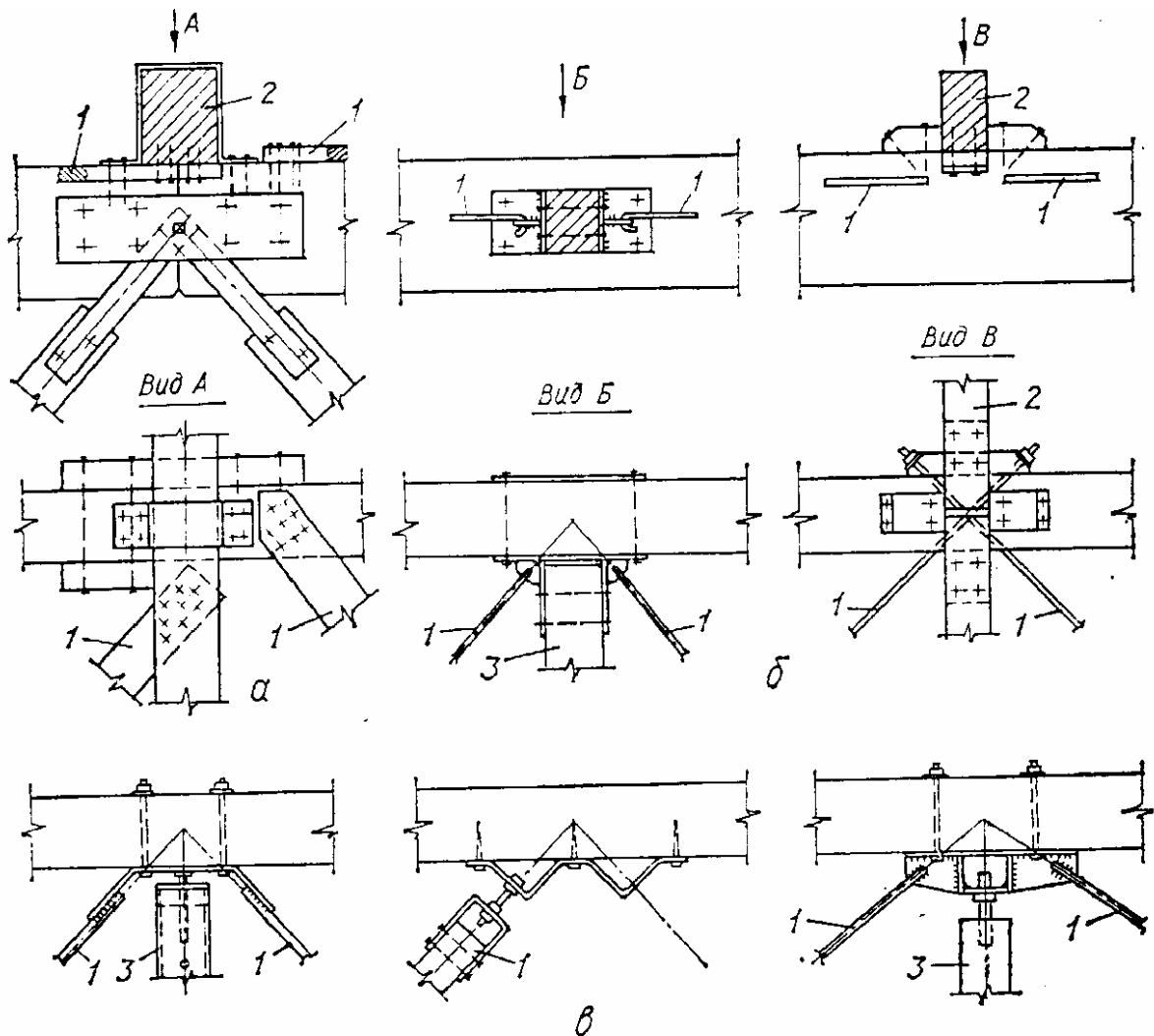


Рис. 8.2. Кріплення елементів зв'язок:

а – кріплення розкосів з дощок (два варіанта); *б* – кріплення розкосів з тяжів; *у* – вузли кріплення розкосів і розпорок; 1 – розкос; 2 – прогін; 3 – розпорка

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. 8.1, 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.

9. 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.

9.1. 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. 9.1).

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.

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 $\geq \frac{1}{7}$.

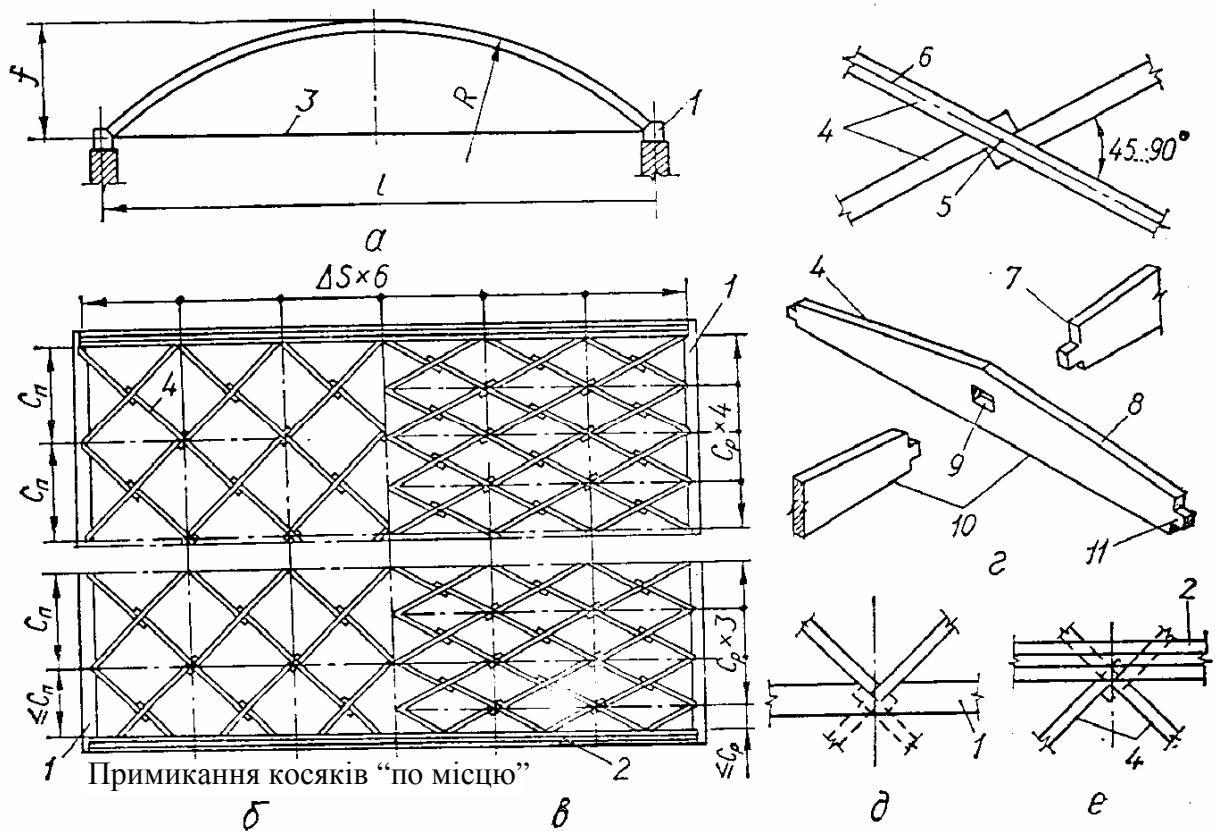


Рис. 9.1. Кружально-сітчасте склепіння системи С.І.Песельника:

a – загальний вигляд; b – розгортка склепіння з прямокутною сіткою; c – те ж, з ромбічною сіткою; d – основний (середній) вузол; e – вузол примикання до фронтоної арки; 1 – мауерлат; 2 – фронтоная 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.

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. 9.1);
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 перекривати прольоти до 20 м, клеєфанерними – до 100 м.

У конструкціях покриттів усіх систем розрізняють три типи вузлів: основні (середні) (рис. 9.1,г); опорні (рис. 9.1,д), в яких косяки сполучаються з настінними брусами (мауерлатами) і торцеві (рис. 9.1,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. 9.1). Склепіння цієї системи виготовляють з косяків суцільного перерізу, що мають на кінцях шипи, а в центрі наскрізне прямокутне гніздо (рис. 9.1,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: $l_k / h_k \geq 13$; $b_k \geq 2,5$ 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 нецентрованому 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. 9.1,б) залежить геометрія склепіння. Довжина твірної склепіння B (відстань між внутрішніми гранями фронтонних арок) повинна бути кратною кроку C , а довжина дуги S_∂ 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 зтяжки (круглого перерізу), що сприймають розпір, повинні розміщуватися так, щоб забезпечити центрування опорного вузла. Крок зтяжок призначають кратним кроку C сітки.

У торцях склепіння замикається дво- чи тришаровими кружальними арками, що виготовляються з косяків, але без шипів. 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 приходиться 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 .

$$M_1 = \frac{M_a}{\sin \alpha}, \quad (9.1)$$

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 фронти, що збільшують жорсткість покриття і зменшують згинальні моменти в косяках. Розвантажувальна дія жорстких фронтонів враховується коефіцієнтом $K_\phi = f\left(\frac{B}{S_\delta}\right)$, де B - відстань між фронтонними арками, S_δ - довжина дуги склепіння.

Коефіцієнт K_ϕ визначається з таблиці:

B / S_δ	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:

$$M_{розр} = \frac{M_a}{\xi \cdot K_\phi \cdot \sin \alpha}, \quad (9.2)$$

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

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

$$N_1 = \frac{N_a}{2 \sin \alpha}. \quad (9.3)$$

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

$$\sigma = \frac{N_a}{2F_{HT}^k \cdot \sin \alpha} + \frac{M_a}{\xi \cdot K_\phi \cdot W_{HT}^k \cdot \sin \alpha} \leq R_c, \quad (9.4)$$

де F_{HT}^k і W_{HT}^k - площа і момент опору нетто косяка в середині його довжини; α - див. виноску до формули (9.1);

$$\xi = 1 - \frac{N_a}{\varphi \cdot 2F_{HT}^k \cdot R_c \cdot \sin \alpha} - \text{див. виноску до формули (9.2); (9.5)}$$

$\varphi = f(\lambda)$ - коефіцієнт поздовжнього вигину; λ - гнучкість склепіння, визначається для безметальних склепінь з вузлами на шипах за формулою

$$\lambda = \frac{0,75 \cdot l_0}{\sin \alpha \sqrt{\frac{J_{\delta p}^k}{2F_{\delta p}^k}}}, \quad (9.6)$$

де 0,75 – емпіричний коефіцієнт, що враховує просторову роботу сітки склепіння; $F_{\delta p}^k, J_{\delta p}^k$ - площа і момент інерції бруто косяка в середині його довжини; l_0 - розрахункова довжина дуги склепіння, приймається:

– при симетричному навантаженні для двошарнірних склепінь $l_0 = 0,35 S_\delta$,

– для тришарнірних склепінь $l_0 = 0,58 S_\delta$;

– при несиметричному навантаженні для дво- і тришарнірних склепінь

$$l_0 = \frac{\pi \cdot S_\delta}{2\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}}, \text{ тут } \alpha - \text{ центральний кут напіварки, рад.}$$

Слід зазначити, що у формулі (9.6) 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:

$$\sigma = \frac{N_a}{\varphi \cdot 2F_{\delta p}^k \cdot \sin \alpha} \leq R_c. \quad (9.7)$$

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

$$N_{зім} = \frac{N_a}{2 \sin \alpha \cdot \sin 2\alpha}. \quad (9.8)$$

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

$$N_p = N_a \cdot \operatorname{ctg} \alpha. \quad (9.9)$$

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

$$n_{цв} = \frac{N_p \cdot b}{\Delta S \cdot T_{цв}}, \quad (9.10)$$

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. 9.2). 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

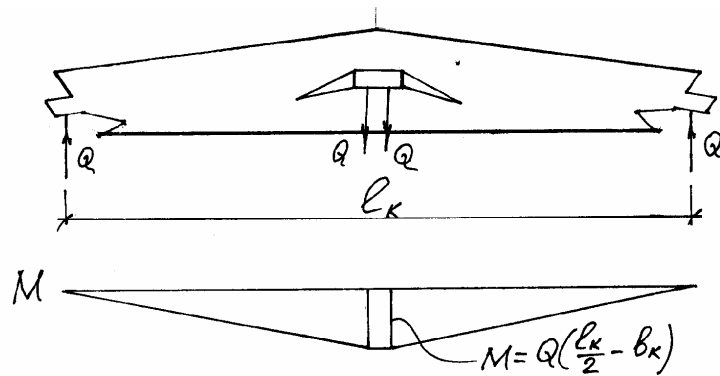


Рис. 9.2. Схема роботи косяка

довжину косяків ($l_k / h_k \geq 13$), бо при цьому зменшується поперечна сила. З

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

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 зтяжками склепіння.

9.2. 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. 9.3).

Форма поверхні складок може бути трикутною, трапецієподібною або прямокутною (рис. 9.3,в). Найчастіше застосовують багатохвильові 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 і плоскі тришарові пластмасові панелі. Для підвищення поперечної жорсткості складок використовують розпірки, ребра жорсткості або зтяжки, встановлювані по довжині 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°. 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.

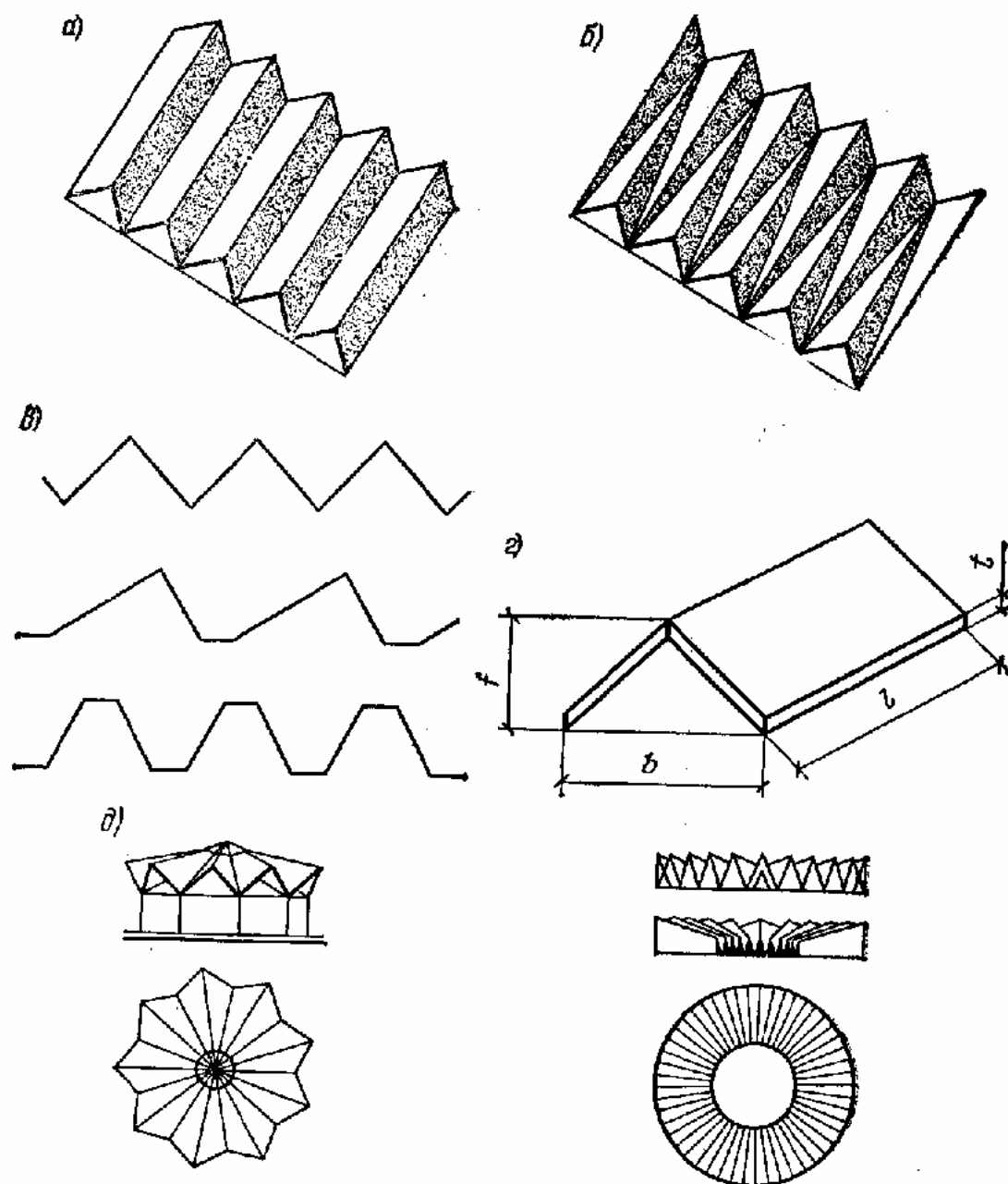


Рис. 9.3. Схеми складчастих покриттів:

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

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.

9.3. 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. 9.4).

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;

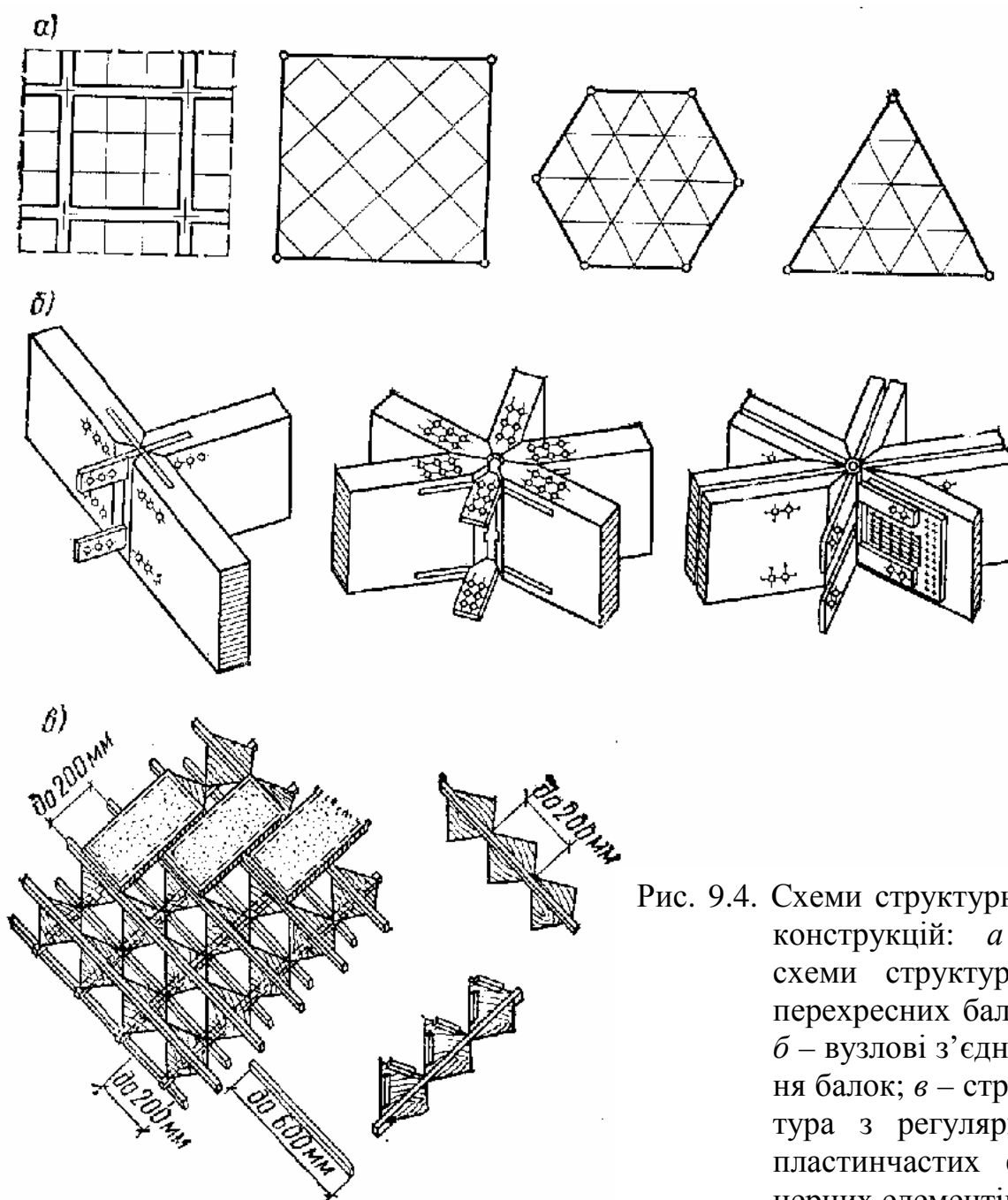


Рис. 9.4. Схеми структурних конструкцій: *a* – схеми структур з перехресних балок; *б* – вузли з'єднання балок; *в* – структура з регулярно-пластинчастих фанерних елементів

- багатозв'язність системи, що підвищує ступінь надійності конструкції при локальних руйнуваннях;

- частота вузлів сітки, що дозволяє закріпити підвісний транспорт і устаткування;

- зниження конструктивної висоти.

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 металодерев'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 світло прозорі пірамідальні або гіперболічні елементи, з'єднані у вершинах металевими профілями.

9.4. 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 і сільськогосподарському будівництві. Купольні оболонки з пластмас мають діаметр від одного метра (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. 3.5) 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.

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 заанкерені 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 із двох шарів дощок: нижній укладають безпосередньо на меридіанні ребра, верхній – перекидає стики нижнього, зміщуючись щодо них на половину довжини дошки. Обидва шари дощок прибивають цвяхами. Дощки не викружальюють 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.

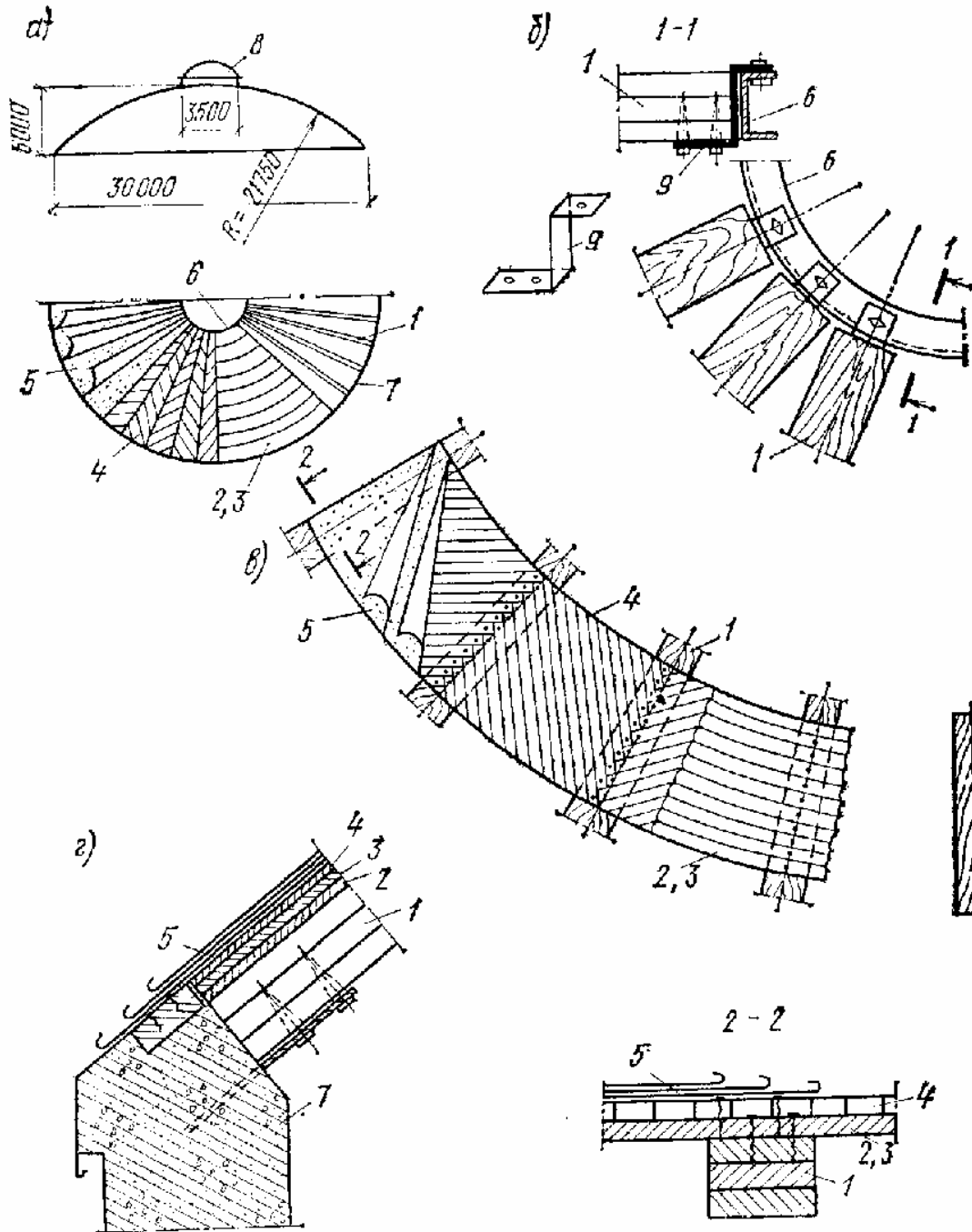


Рис. 9.5. Тонкостінний купол-оболонка:

a – поперечний розріз і план; *б* – примикання до верхнього опорного кільця; *в* – деталі покриття; *г* – примикання до нижнього опорного кільця; 1 – дощаті ребра; 2 – нижній шар кільцевого настилу; 3 – верхній шар кільцевого настилу; 4 – косий настил; 5 – покрівля; 6 – верхнє опорне кільце; 7 – нижнє залізобетонне опорне кільце; 8 – ліхтар; 9 – металева деталь кріплення ребер

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 45^0 , утворюючи на поверхні купола ялинку.

Куполи-оболонки можуть бути виконані з крупнопанельних 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-оболонки виконують за безмоментною теорією, відповідно до якої для сферичної оболонки при дії на неї осесиметричного навантаження основне рівняння напруженого стану має вигляд

$$T_1 + T_2 = q \cdot R,$$

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.

9.5. 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 у 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. 9.6,а).

Достоїнствами пологих гіпарів, 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 і досить високі для деревини дотичні напруження.

Дерев'яні гіперболічні оболонки складаються з прольотної будівлі і бортових елементів (рис. 9.6,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 із клеєної деревини, вони мають ширину 50-200 при висоті 150-300 мм. Вони можуть бути криволінійного обрису або закрученими щодо поздовжньої осі. Оболонка примикає до бортового елемента зверху і знизу і з'єднується з ним цвяхами зі склеюванням (рис. 9.6). Як правило, гіпари є розпірними

конструкціями. Розпір сприймається затяжкою або відпором ґрунту фундаментів.

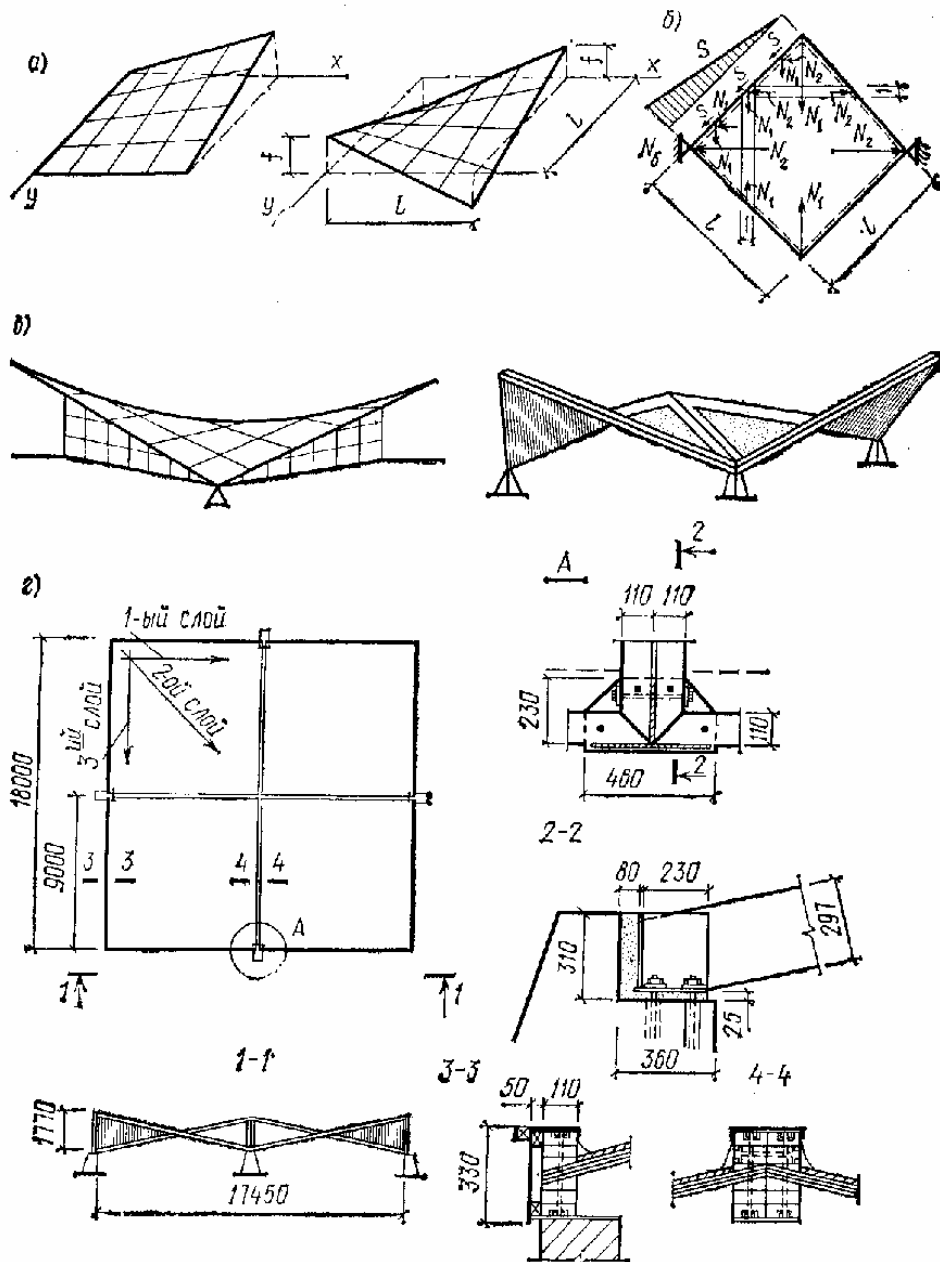


Рис. 9.6. Гіперболічна оболонка:

a – схема утворення гіпара; *б* – зусилля в оболонці; *в* – одиночна і здвоєна гіперболічні оболонки; *г* – чотирисекційна гіперболічна оболонка.

Наближений розрахунок гіпарів виконують за безмоментною теорією. У цьому випадку в оболонці визначають нормальні й дотичні зусилля (напруження). У пологій гіперболічній оболонці при квадратному плані (рис. 9.6,б) при дії рівномірно розподіленого по горизонтальній проекції

навантаження q виникають тільки зусилля зсуву S постійної інтенсивності. Головні розтягуючі N_1 (паралельні увігнутий діагоналі) і головні стискаючі – N_2 (паралельні опуклій діагоналі) зусилля за інтенсивністю дорівнюють зусиллям зсуву і спрямовані до них під кутом 45^0 .

$$S = N_1 = -N_2 = \frac{q \cdot l^2}{8f}.$$

Зусилля зсуву в бортовому елементі:

$$N_\delta = \frac{Sl}{\cos \alpha},$$

де α - кут нахилу бортового елемента до горизонтальної площини.

Розпір в однопелюстковому гіпарі:

$$H = 2S \cdot l \cos 45^0.$$

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

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

де E – модуль пружності; μ - коефіцієнт Пуассона; δ - товщина оболонки; h – підйом оболонки; a, b – розміри сторін оболонки в плані.

10. СПЕЦІАЛЬНІ СПОРУДИ

10.1. 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. 10.1). 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. 10.1,д).

Найбільше поширення за нашого часу одержали гратчасті вежі, що пов'язано з простотою конструктивного вирішення і можливістю індустриального виготовлення. Вони складаються з вертикально розташованих (при малих висотах) або під кутом до вертикалі (при великих висотах) плоских ферм із різними ґратами (рис. 10.2). У 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.

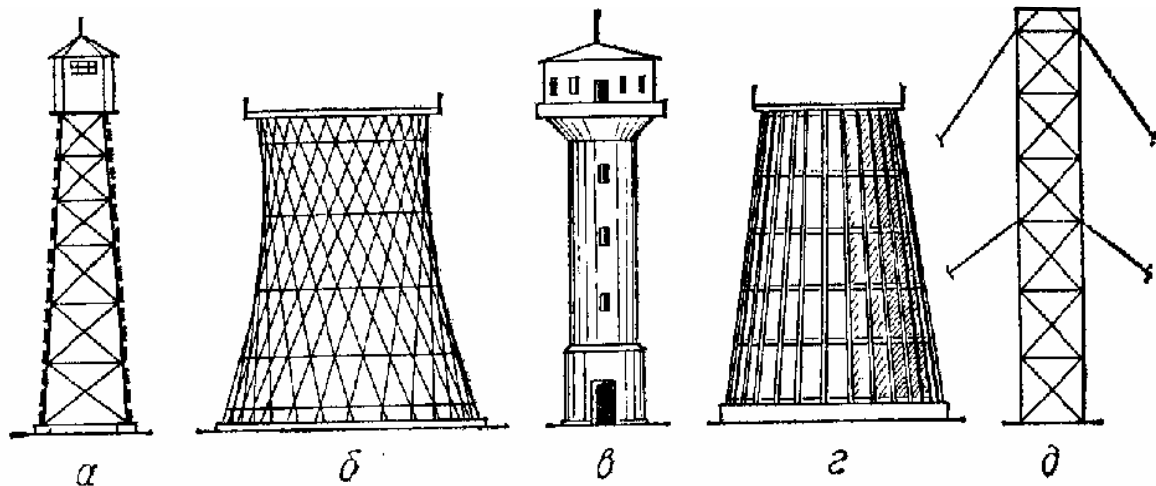


Рис. 10.1. Башетові конструкції різних типів:

а – 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 і типу вузлових з'єднань: за допомогою врубок або болтів. Найбільш поширені хрестові ґрати, застосовувані при обох видах з'єднань. Інші системи ґрат, зображені на рис. 10.2, при зміні напрямку горизонтального навантаження змінюють знак зусиль у своїх елементах, а тому застосовуються тільки у вузлах з болтовими з'єднаннями.

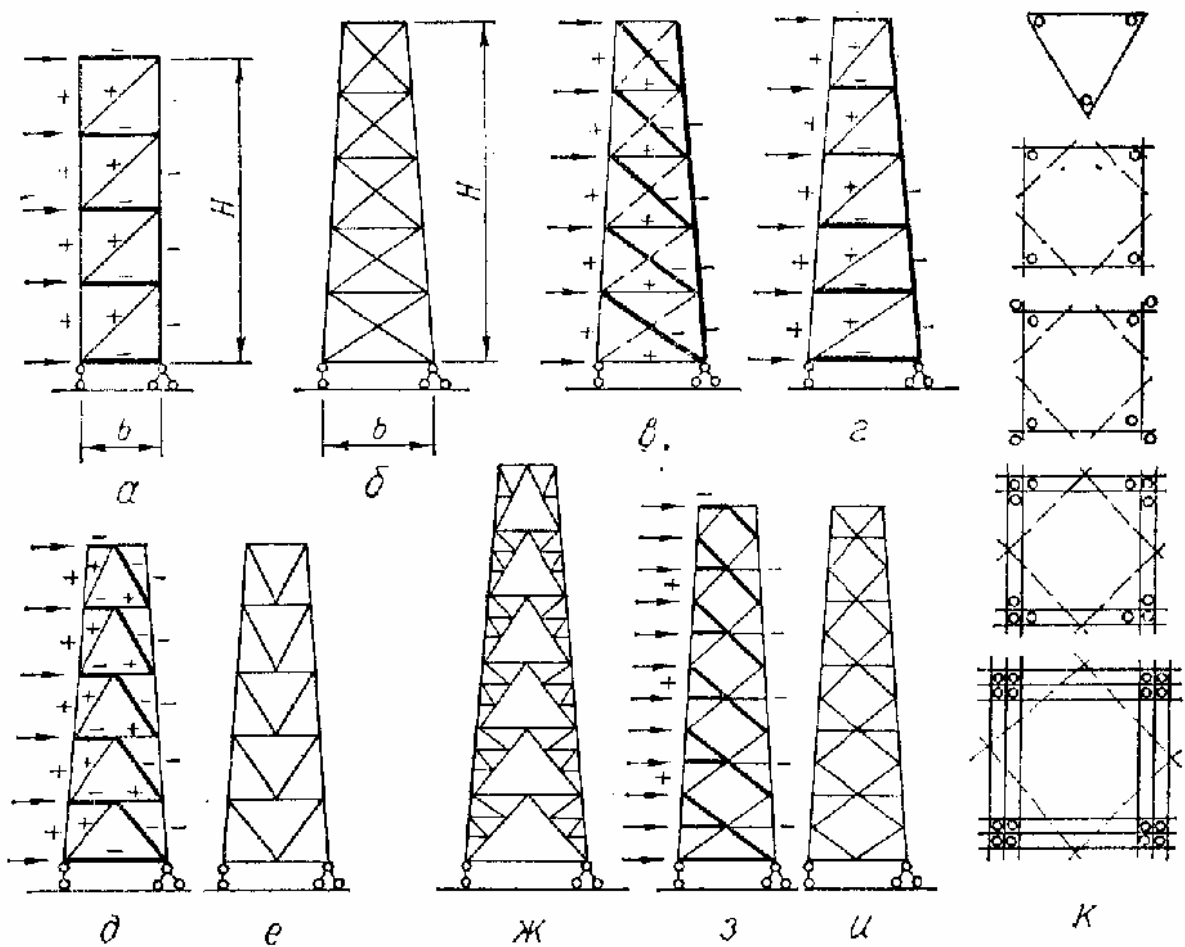


Рис. 10.2. Схеми ґратчастих веж:

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

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.

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.

Гратчасті вежі розраховують на вертикальну (власна вага), технологічну (від резервуарів, устаткування та ін.) і тимчасову (на площадках і сходах, вода в резервуарах та ін.) 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 ґратах 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 подошви фундаменту навколо осі, що збігається з якоюсь із сторін фундаменту вежі. Відношення утримуючого моменту до перекидаючого має бути

$$\frac{M_{\text{утр}}}{M_{\text{перек}}} \geq 1,3.$$

10.2. 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. 10.3). При складеному перерізі стержня щогли стики віток розміщуються за висотою урозбіг: 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.

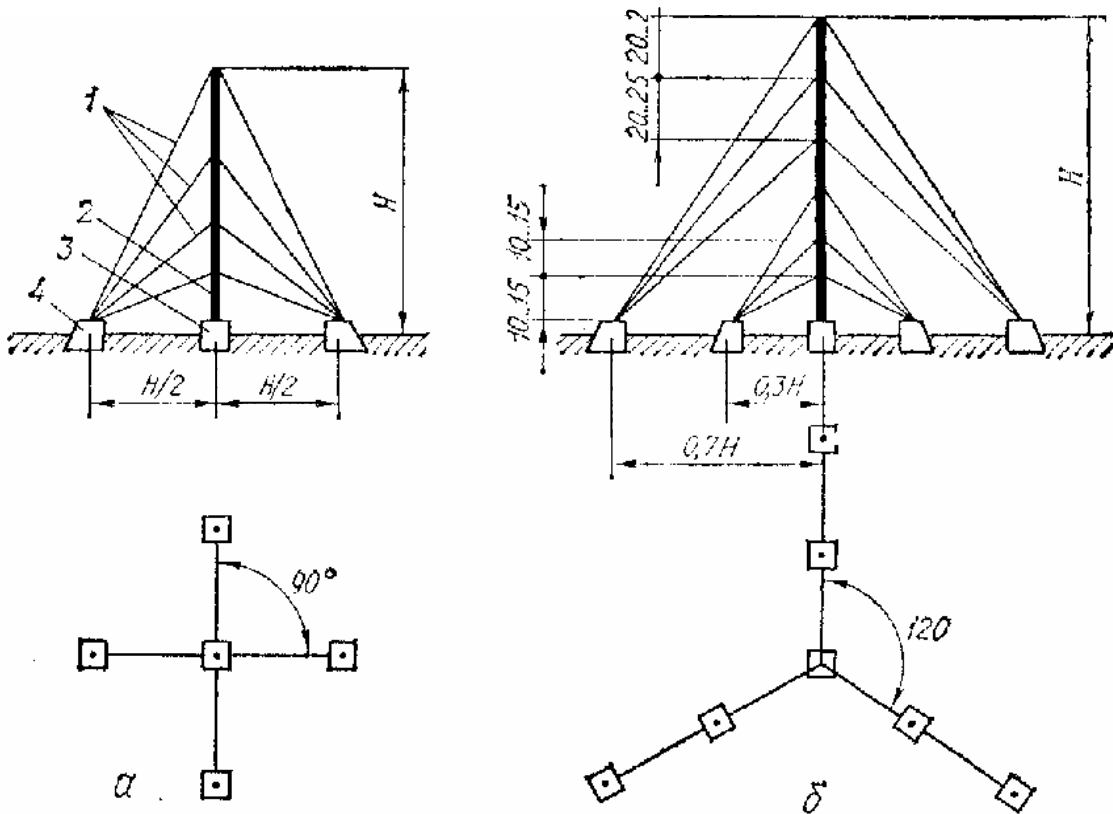


Рис. 10.3. Схеми розчалювання щогл:

а – при висоті H до 75 м; *б* – при $H > 75$ м; 1 – відтяжки; 2 – щогла; 3 – фундамент; 4 – анкер

Кріплять сталеві відтяжки за допомогою коушів, сталевих планок і болтів (рис. 10.4), а неметалеві відтяжки за допомогою оголовок, фасонок з КАСТ-В і болтів з АГ-4С. До анкерів у фундаментах відтяжки кріплять натяжним способом.

При розрахунку щогли умовно приймають, що в точках кріплення відтяжок є шарніри стержня. 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.

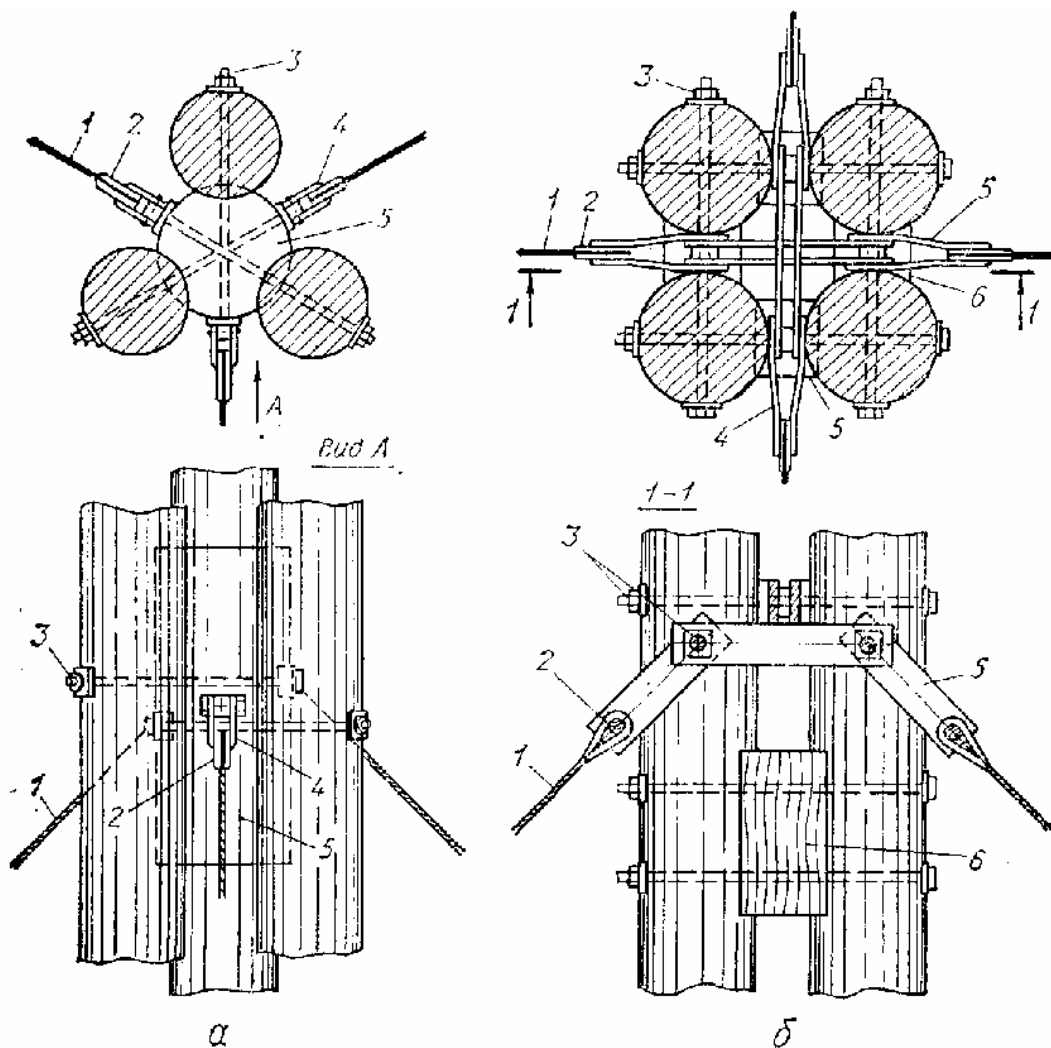


Рис. 10.4. Конструкції щогл і кріплення відтяжок:
 а – щогла з трьох колод; б – щогла з чотирьох колод; 1 – трос;
 2 – коуш; 3 – болт; 4 – хомут; 5 – планка; 6 – колодка

10.3. 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. 10.5,а), кружала – криволінійну (рис. 10.5,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

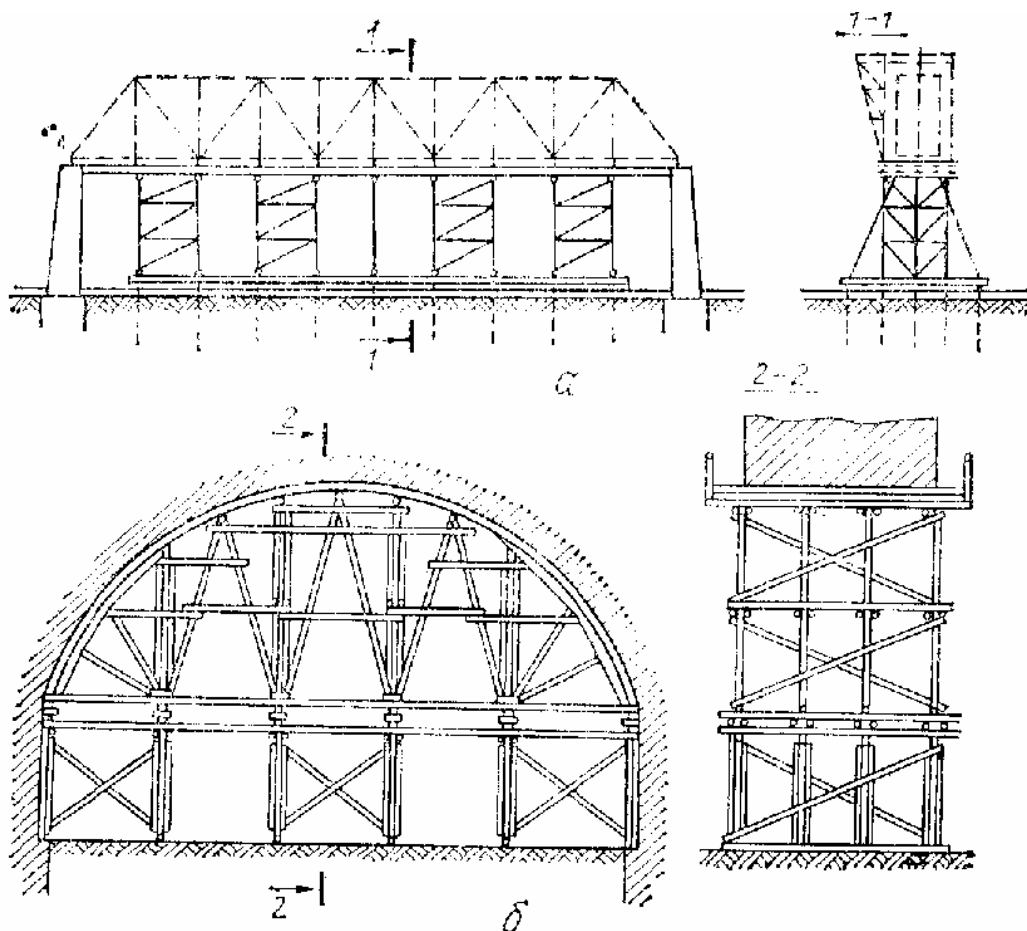


Рис. 10.5. Типи підмостей і кружал:

а – підмості для зборки металевого моста; *б* – кружала для зведення арочного моста

поперек волокон, передачею зусиль уздовж волокон із припасуванням елементів торець у торець.

Конструкції підмостей і кружал бувають різними через велику розмаїтість споруд, що зводяться на них (рис. 10.6). Стоякова конструкція риштувань-кружал, застосовуваних при невеликих висотах (рис. 10.6,а), складається з великого числа стояків, розташованих на всьому прольоті. Підкісна система (рис. 10.6,б) має меншу кількість стояків у прольоті, вона більш економічна, але більш складна. Ще економічнішою конструкцією є ригельно-підкісна система риштувань-кружал (рис. 10.6,в), але вона більш деформативна. Віялова система (рис. 10.6,г) з однією або декількома опорами в прольоті і підкосами, що розходяться від них, застосовується при неможливості улаштування частих опор.

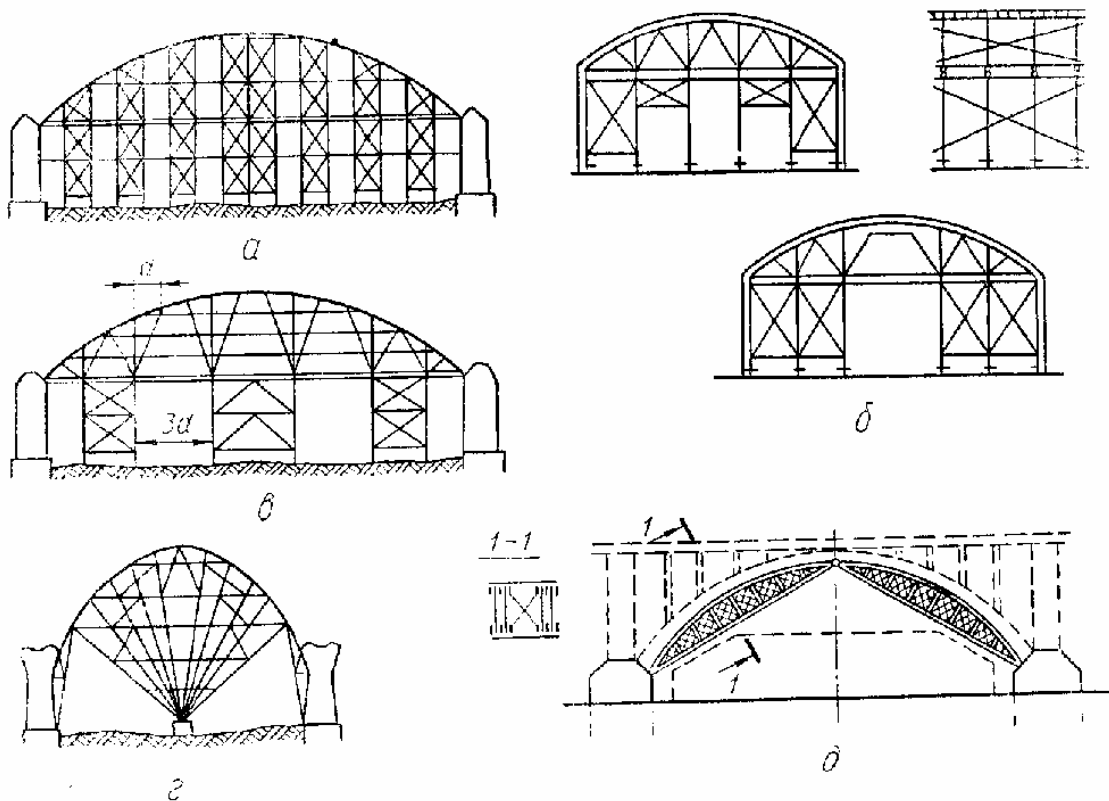


Рис. 10.6. Схеми риштувань-кружал:

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 аروحну систему (рис. 10.6,д).

Основними елементами кружал є косяки, що працюють на поперечний вигин і нормальні зусилля і виготовляються з дощок або брусів із 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 9.1). При будівництві куполів косяки встановлюють 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 невідгідних комбінаціях, і складаються з ваги споруди, що будується, ваги стаціонарного і пересувного підйомно-транспортного устаткування, що знаходиться на кружалах, з уведенням 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.

11. ВИГОТОВЛЕННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Виготовлення дерев'яних конструкцій у даний 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 $W_{м.г.}$. Практично для всіх порід деревини при температурі $t = 20^{\circ}\text{C}$ межа

гігроскопічності $W_{м.г} = 30\%$. При підвищенні температури межа гігроскопічності знижується, наприклад, при $t = 60^{\circ}\text{C}$ $W_{м.г} = 26\%$.

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. У 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 у закритих приміщеннях. Штабель повинен бути правильної геометричної форми, зі строго вертикальними бічними і торцевими поверхнями. Звичайно штабелі виконують шириною 1,8-2,4, висотою 2,6-5, довжиною 6,5-6,8 м.

Штабелі формують з однакових за породами і товщинами пиломатеріалів на прокладках з антисептованих рейок 25x40 мм. Прокладки ставлять строго вертикально одна під одною. Крайні прокладки повинні бути урівень 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 із 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.

У 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, мкм	1600	1200	800	500	320	200	100	60	32	16	8	4

Ці класи шорсткостей на будівельних кресленнях указують так:

- склеювання зубчастих стиків: ∇ Д8 (8 клас);
- склеювання пластей і ребер: ∇ Д7 (7 клас).

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 та ін.);
- розміри необхідних припусків на чистову обробку (стругання, фрезерування та ін.);
- величину очікуваних втрат у виробництві.

Виходом чорнових заготовок називається відношення (у %) об'єму заготовок, отриманих в результаті розкрою, до об'єму розкrojених дощок, фанери, плит та ін. Остаточним виходом називається відношення об'єму оброблених деталей і виробів до об'єму розкrojених дощок, фанери, плит та ін.

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 клеєнаносювачами 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.

У 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 у 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 ($t = 16-20^{\circ}\text{C}$) 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 та ін.). 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 шипів.

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

У 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 непроклеїв.

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 пройшли зовнішній огляд і обмірювання, вважається прийнятною, якщо при випробуваннях доволіно відібраних екземплярів відношення руйнівного навантаження $P_{руйн}$ до контрольного навантаження $P_{контр}$ буде для усіх відібраних екземплярів більше одиниці, тобто

$$\frac{P_{руйн}}{P_{контр}} \geq 1, \quad (11.1)$$

де $P_{контр} = P_n \cdot k$ - контрольне навантаження; P_n - проектна несуча здатність; k – коефіцієнт безпеки для даного типу конструкції.

Умова (11.1) гарантує довговічність і надійність експлуатації дерев'яних конструкцій.

12. 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. У 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. У процесі огляду треба звертати увагу на фактори, що впливають на несучу здатність конструкції: 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 із 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.

У 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.

У 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. У 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. Частина 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, у 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 у ненормальних умовах; зволоженні, загниванні і механічних ушкодженнях деревини, що спричинили до зниження несучої здатності конструкцій.

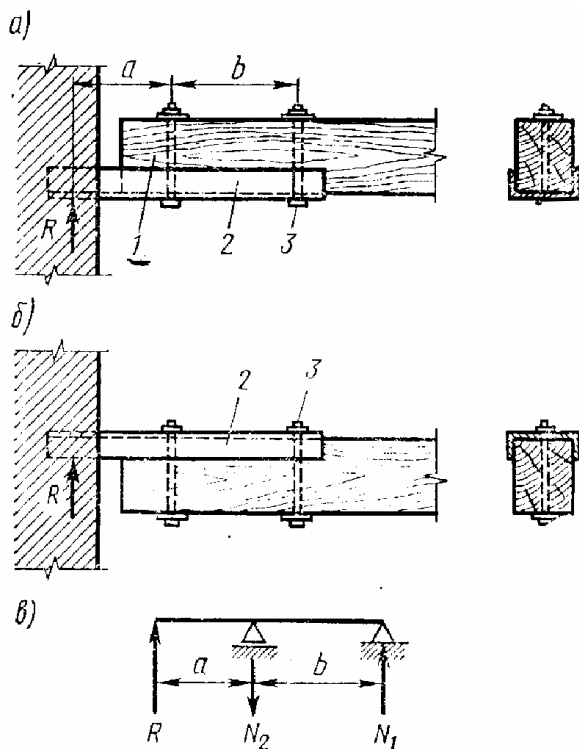
Складання проекту підсилення є першим етапом робіт з підсилення конструкцій. Його виконують на підставі даних дефектних відомостей, складених у процесі огляду – обстеженні конструкцій, супроводжуваних їх точними вимірами. Міцність деревини підсилюваних конструкцій повинна бути визначена шляхом випробувань 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. У проекті 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, опертих на зовнішні стіни й уражених гниттям, виконують у такий спосіб (рис. 12.1). Після підпирання балки біля опори уражений гниттям її кінець відрізають і спалюють. Вилучений кінець балки заміняють 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.

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

Рис. 12.1. Підсилення кінців балок перекриттів: *a* – нижній протез; *б* – верхній протез; *в* – розрахункова схема; 1 – балка; 2 – сталева накладка; 3 – болт

Підсилення складених балок (рис. 12.2). Часто зустрічається такий дефект складених балок, як недостатня кількість або незадовільна якість з'єднань, що не забезпечують спільну роботу елементів балок. У балках на

піддатливих з'єднаннях може бути поставлена недостатня кількість цвяхів, дубових пластинок або може відбутися сколювання деревини шпонок або колодок. У клеєних балках може мати місце недостатня міцність клеєних з'єднань або є неприпустимі непроклеї у швах.

Підсилення дощатоцвяхових 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.

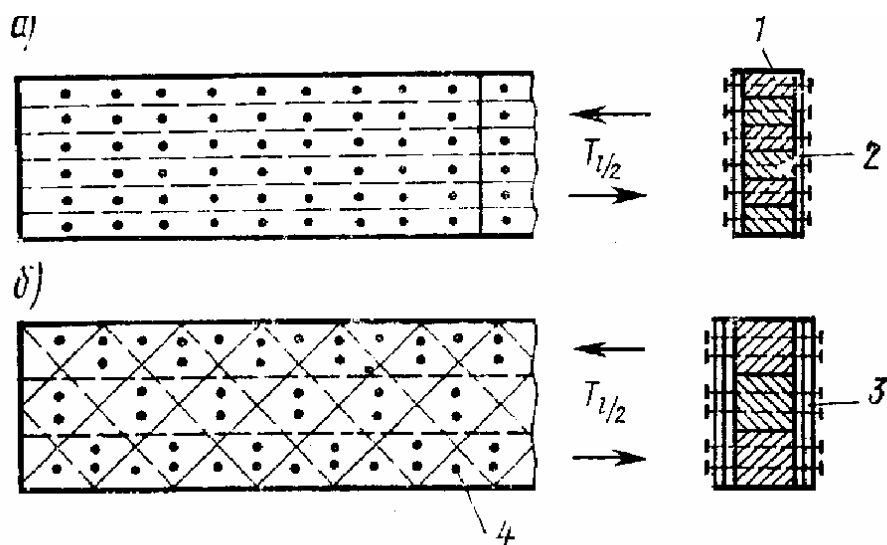


Рис. 12.2. Підсилення складених балок:

а – підсилення фанерними обшивками; *б* – підсилення дощатими перехрестними обшивками; 1 – балка; 2 – фанера будівельна; 3 – доски обшивки; 4 – цвяхи.

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 траверсами (рис. 12.3).

Загальне підсилення нижнього поясу (рис. 12.4) застосовують у тих випадках, коли він має по довжині численні дефекти і виконання місцевих підсилень недоцільно. У цьому випадку уздовж усього нижнього поясу ставлять з боків два тяжі з арматурної сталі, що за допомогою гайок кріплять до поперечних траверс із прокатного металу, що спирається на опорні вузли

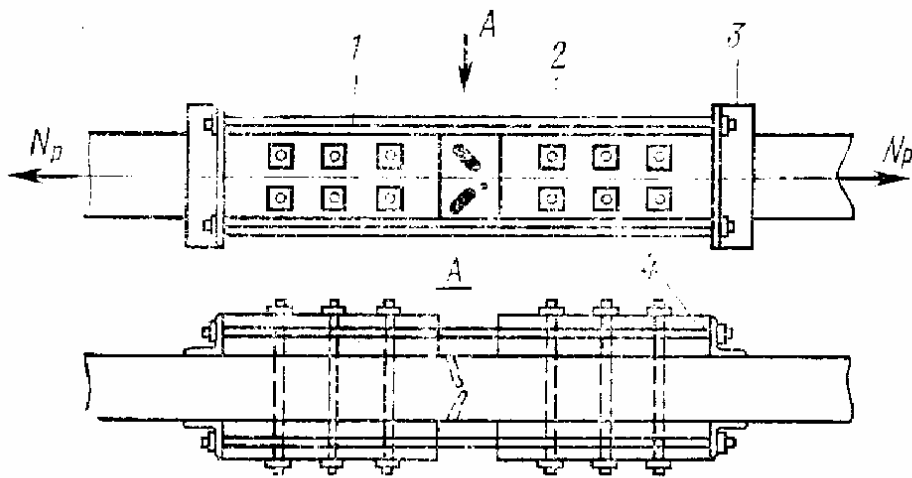


Рис. 12.3. Підсилення дефектної ділянки розтягнутого нижнього поясу ферми сталевими тяжами: 1 – сталеві тяжі; 2 – болти; 3 – кутникові траверси; 4 – дерев'яні накладки

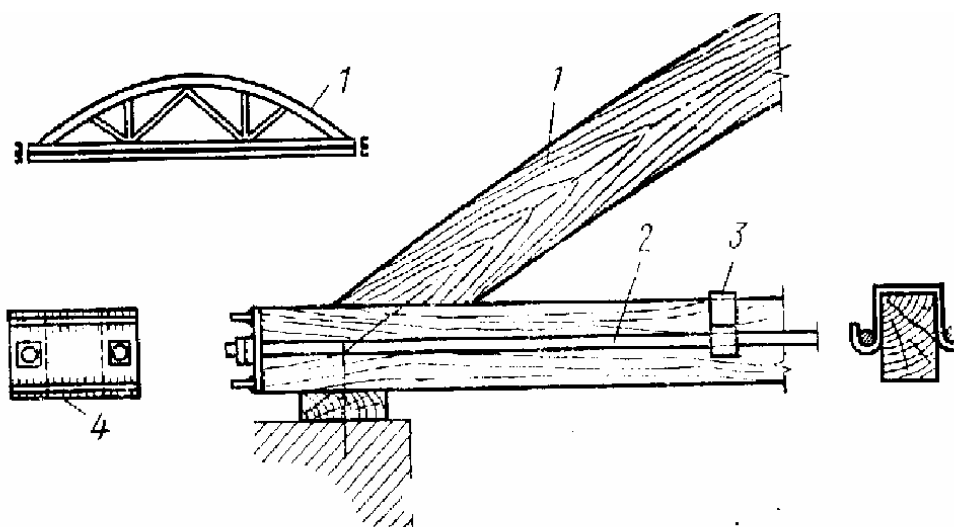


Рис. 12.4. Підсилення нижнього поясу ферми сталевими затяжками: 1 – ферма; 2 – сталеві затяжки; 3 – хомут; 4 – опорна траверса

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.

Підсилення верхніх поясів ферм. Верхні пояси ферм, що мають складений переріз, при недостатній кількості або якості з'єднань інколи втрачають проектне положення і виходять з 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. 12.5). Опорні вузли ферм, що спираються на зовнішні стіни, нерідко систематично зволожуються і піддаються через це гниттю. Це ставить під загрозу несучу здатність усєї конструкції. Підсилення дефектних опорних вузлів виконують шляхом заміни їх сталевими протезами.

Новий опорний вузол – протез – у більшості випадків виготовляють із 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.

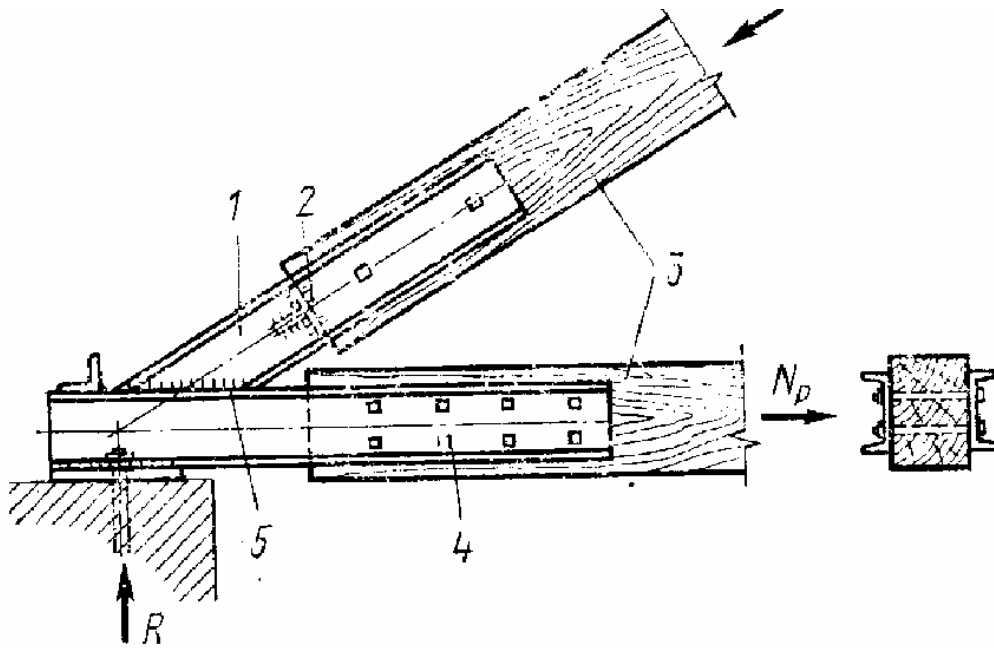


Рис. 12.5. Підсилення опорного вузла ферми сталевим протезом:
 1 – сталевий протез із швелерів; 2 – діафрагма; 3 – ферма;
 4 – болти; 5 – зварний шов

Підсилення конструкції в цілому (рис. 12.6) виконують при численних дефектах і недостатній загальній несучій здатності. Конструкції таких підсилень завжди строго індивідуальні. У багатьох випадках досить ефективним є підсилення конструкції сталевими тяжами з нарізкою і гайками на кінцях. Такі тяжи можуть входити до складу грат 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 грат, завдяки чому арка перетворюється в більш жорстку сегментну ферму. У випадках, коли дефекти конструкції настільки серйозні, що її підсилення недоцільне, конструкцію видаляють і заміняють новою.

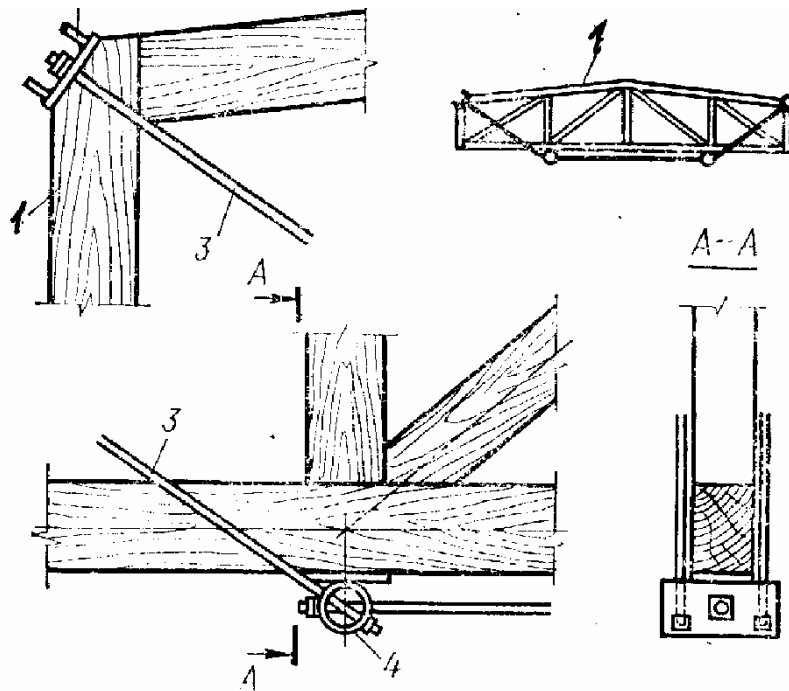


Рис. 12.6. Підсилення конструкції сталевими тяжами (підпружним ланцюгом): 1 – конструкція; 2 – опорна траверса; 3 – тяжі з сталеві арматури; 4 – проміжна опора конструкції

13. ЕКОНОМІКА КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВА

Ефективність проектних рішень досягається не тільки впровадженням нових прогресивних типів будівель, споруд, конструкцій і матеріалів, але і 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 проектової 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 із 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 та ін.;

- 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 споруд, зв'язаними з їхнім призначенням, наприклад, освітленість, санітарно-гігієнічні умови праці, розміщення технологічного устаткування і ін.

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, вартість 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 розрахунковим одиницям, 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 та ін.). 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. У 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 розцінками (ЄНіР) і калькуляцією трудозатрат.

Трудомісткість монтажу визначають за Єдиними районними одиничними розцінками (ЄРОР). 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 із 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:

$$C_{Д} = [(C_{з} + C_{Т})K_{з.С} + C_{сб} + C_{у} + C_{о} + C_{е} + H]K_{з.В} \cdot K_{пл} , \quad (13.1)$$

де $C_{з}$ - заводська вартість конструкції; $C_{Т}$ - 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; $C_{у}$ - вартість монтажу; $C_{о}$ - вартість вогнезахисного фарбування дерев'яних елементів і фарбування сталевих елементів, включаючи витрати на влаштування риштування та ін.; $C_{е}$ - 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 прејскурантів на оптові ціни вартість франко-завод 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:

$$C_{з.д.к} = [C_{о.м} + C_{зарп} + C_{суш} + C_{ант}] K_{вн} \cdot K_{пл.з}, \quad (13.2)$$

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:

$$C_{о.м} = V_{пил} \cdot Ц_1 - V_{відх} \cdot Ц_2, \quad (13.3)$$

де $V_{пил}$ - витрата деревини в заготовці, знаходять за кресленнями конструкцій, м³; $Ц_1$ - вартість 1 м³ пиломатеріалів, знаходять за прејскурантом 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 із брусів і дощок (крім щитів) – 13%; для щитів покрівлі і покриттів – 7%.

2. Для металодерев'яної конструкції з елементами із суцільної деревини

$$C_{о.м} = \sum_{i=1}^n (V_{пил} \cdot Ц_1 - V_{відх} \cdot Ц_2)_n + C_{ст.ел}, \quad (13.4)$$

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

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

3. Для клеєфанерної конструкції

$$C_{о.м} = \sum_{i=1}^n (V_{пл} \cdot Ц_1 - V_{відх} \cdot Ц_2)_n + C_{ф} + C_{кл} + C_{ст.ел}, \quad (13.5)$$

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:

$$C_{з.д.пл} = [(C_{д} + C_{пл} + C_{кл} + C_{ст.ел}) + C_{зарпл.} + C_{суш} + C_{ант} + C_{дод}] K_{вн} \cdot K_{пл}. \quad (13.6)$$

Трудомісткість виготовлення сталевих елементів складається з трудомісткості правки металу, розмітки, різання, утворення отворів, нарізки різі, 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 у 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

$$C_{\Pi} = \mu(C_{Д} + E_{н} \cdot K) + E \cdot \rho, \text{ грн.} \quad (13.7)$$

де μ - коефіцієнт, що враховує терміни служби конструкцій; $C_{Д}$ - вартість конструкцій у ділі, грн.; $E_{н} = 0,12$ – нормативний коефіцієнт ефективності капітальних вкладень; K – сумарні капіталовкладення у виробництво конструкцій, грн./рік; E – середньорічні експлуатаційні витрати, грн./рік (для дерев'яних і металодерев'яних конструкцій – 2% від $C_{Д}$, для клеєфанерних конструкцій – 3% від $C_{Д}$, для древопластмасових конструкцій - 1,5% від $C_{Д}$, для склопластикових конструкцій – 0,5% від $C_{Д}$); ρ - коефіцієнт приведення майбутніх експлуатаційних витрат до початкового рівня.

Коефіцієнти μ і ρ визначаються залежно від термінів служби конструкцій за “Методичними вказівками НДІЕБ”.

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 металодерев'яних конструкцій індустриального виготовлення з клеєних елементів

$$K_{кл.к} = K_{у.д.кл} \cdot V_{Д} + K_{кл} \cdot G_{кл} + K_{ст.ел} \cdot G_{ст.ел}, \text{ (грн.рік)} \quad (13.8)$$

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

сталевих елементів на заводах дерев'яних конструкцій, грн./рік; $G_{ст.ел}$ - маса сталевих елементів, т;

- для клеєфанерних конструкцій

$$K_{ф.к} = K_{у.д.кл} \cdot V_{Д} + K_{у.ф.к} \cdot V_{ф.к} + K_{кл} \cdot G_{кл}, \text{ (грн. рік)} \quad (13.9)$$

де $K_{у.ф.к}$ - питомі капіталовкладення у виробництво фанери або фанерних конструкцій, грн./рік; $V_{ф.к}$ - витрата фанери, м³.

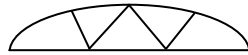
Нормативи питомих капіталовкладень у виробництво основних матеріалів і конструкцій у галузі будівництва слід брати зі збірника нормативів питомих капіталовкладень або за рекомендаціями НДІЕБ і ЦНДІБК.

14. ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ КУРСОВОЇ РОБОТИ

Варіант № 22:1 $\frac{33 - 5.3}{I - БП}$ і 53 $\frac{5.3}{5.7}$.

Вихідні дані для проектування:

схема ферми – 1;



- сегментна ферма;

проліт ферми – 33 м;

крок ферм – 5,3 м;

сніговий район – I;

Тип покриття – БП: покрівля тепла рулонна по клеєфанерним панелях:

довжина будівлі – 53 м;

висота ферми в гребені – 5,3 м;

висота колони – 5,7 м.

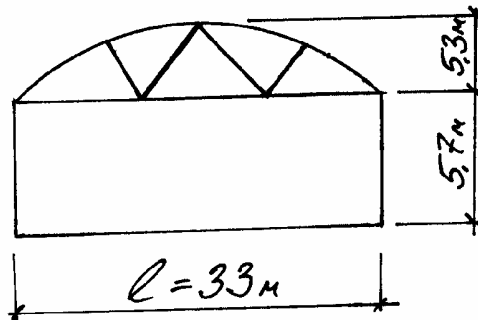


Рис. 14.1. Схема поперечника будівлі

14.1. Розрахунок клеєфанерної панелі

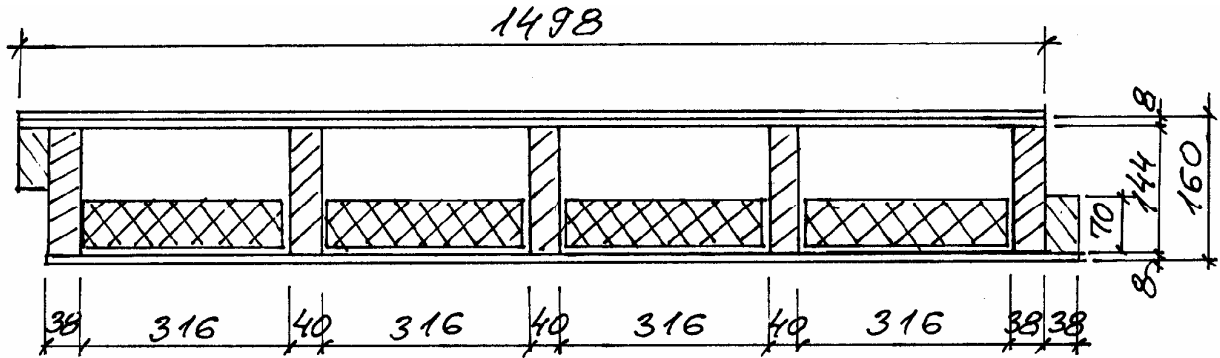


Рис. 14.2. Конструкція клеєфанерної панелі

Ширину панелі беремо рівною 1,5 м. Довжину панелі приймаємо рівною 528 см, з урахуванням зазору на неточність виготовлення. Поздовжні ребра приймаємо з дощок 40x150 мм. Висота їх після стругання - 144 мм. Товщина крайніх ребер також після стругання – 38 мм. Утеплювач приймаємо плитковий пінопласт товщиною $\delta = 50$ мм, об'ємною вагою $\gamma = 0,40$ кг/м³ - приклеюємо його на шарі фарби, що виконує роль пароізоляції.

Обчислюємо навантаження на 1 п. м. панелі:

№ п/п	Найменування навантажень	$q^n, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	γ_f	$q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1.	Рубероїд у три шари 0,12 x 1,5	0,18	1,2	0,216
2.	Фанерні обшивки 2 x 0,008 x 6,50 x 1,5	0,156	1,1	0,172
3.	Ребра каркаса 5 x 0,04 x 0,144 x 5,00	0,144	1,1	0,159
4.	Пінопласт 0,05 x 0,40 (1,5 – 5 x 0,04)	0,026	1,2	0,032
5.	Пароізоляція 0,01 (1,5 – 5 x 0,04)	0,013	1,2	0,016
6.	Сніг 0,50 x 1,5	0,75	1,6	1,20
	Разом:	1,27		1,80

Розрахунковим прольотом панелі вважаємо її довжину, зменшену на 1%, тобто

$$l_0 = l \cdot 0,99 = 528 \cdot 0,99 = 523 \text{ см.}$$

Розрахункова ширина обшивки

$$b_{np} = 0,9(150 - 3,8) = 131 \text{ см,}$$

де 0,9 – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірності розподілу нормальних напружень.

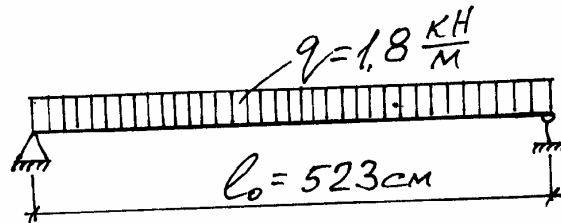


Рис. 14.3. Розрахункова схема панелі

Знаходимо приведені до фанери геометричні характеристики перерізу:

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\delta} \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} = \frac{131(16^3 - 14,4^3)}{12} + \frac{(2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4) \cdot 14,4^3}{12} \cdot \frac{1000}{900} =$$

$$= 16037 \text{ см}^4.$$

$$W_{np.\phi} = \frac{J_{np.\phi}}{0,5h} = \frac{16037}{8} = 2005 \text{ см}^3.$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,80 \cdot 5,23^2}{8} = 6,155 \text{ кНм.}$$

1. Знаходимо напруження розтягання в нижній обшивці

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_{np.\phi}} = \frac{6,155 \cdot 10^3}{2005} = 3,07 \text{ МПа} < 0,6 \cdot 14,0 = 8,4 \text{ МПа}$$

де 14,0 – розрахунковий опір фанери розтягання; 0,6 – коефіцієнт, що враховує можливі непоклей у швах.

2. Відстань між ребрами каркаса $a = 31,6 \text{ см}$. Відношення

$$\frac{a}{\delta_{\phi}} = \frac{31,6}{0,8} = 39,5 < 50, \text{ звідси } \varphi = 1 - \frac{\left(\frac{a}{\delta_{\phi}}\right)^2}{5000} = 1 - \frac{39,5^2}{5000} = 0,685.$$

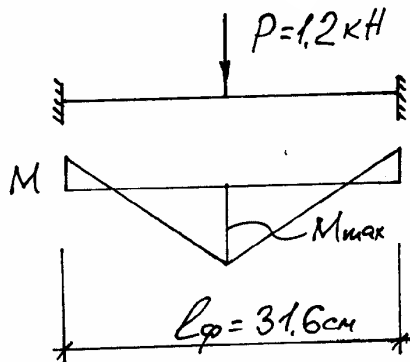
Знаходимо напруження стиску у верхній фанерній обшивці:

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{\varphi \cdot W_{np.\phi}} = \frac{6,155 \cdot 10^3}{0,685 \cdot 2005} = 4,48 \text{ МПа} < R_{\phi.c} = 12,0 \text{ МПа.}$$

3. Перевіряємо верхню обшивку фанери на вигин поперек волокон під дією місцевого зосередженого навантаження $P = 1,20 \text{ кН}$. У розрахунковому відношенні обшивку розглядаємо як балку із затисненими кінцями з прольотом рівним відстані між ребрами каркаса $l_\phi = a = 31,6 \text{ см}$.

$$M_{\max} = \frac{P \cdot l_\phi}{8} = \frac{1,20 \cdot 31,6}{8} = 4,74 \text{ кН.см.}$$

Зосереджений вантаж вважаємо розподіленим на ширину обшивки 1 м.



Момент опору розрахункової смуги обшивки:

$$W = \frac{100 \cdot \delta_\phi^2}{6} = \frac{100 \cdot 0,8^2}{6} = 10,7 \text{ см}^3.$$

Напруження у верхній фанерній обшивці:

Рис.14.4. До розрахунку обшивки панелі

$$\sigma_n = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{4,74 \cdot 10}{10,7} = 4,45 \text{ МПа} < R_{\phi.s} \cdot 1,2 = 6,5 \cdot 1,2 = 7,8 \text{ МПа,}$$

де $R_{\phi.s}$ - розрахунковий опір фанери вигину поперек волокон, тобто міцність забезпечена, що підтверджує правильність обраної кількості поздовжніх ребер.

4. Перевіряємо надійність опору сколюванню по клейовому шві між зовнішнім (поздовжнім) і внутрішнім (поперечним) шпонами фанери в місці сполучення ребер з обшивками за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{np.\phi}}{J_{np.\phi} \cdot b_{расч}} \leq R_{\phi.ск}.$$

Визначаємо параметри, що входять у цю формулу.

Поперечна сила на опорі

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{1,80 \cdot 5,23}{2} = 4,71 \text{ кН.}$$

Статичний момент частини приведенного перерізу, що зсувається:

$$S_{np.\phi} = F_{np} (0,5h - 0,5\delta_{\phi}) = 131 \cdot 0,8(0,5 \cdot 16 - 0,5 \cdot 0,8) = 800 \text{ см}^3.$$

Сумарна ширина поздовжніх ребер каркаса

$$b_{расч} = 2 \cdot 38 + 3 \cdot 4,0 = 19,6 \text{ см.}$$

Напруження сколювання

$$\tau = \frac{4,71 \cdot 800}{16037 \cdot 19,6} = 0,012 \text{ Кн/см}^2 < R_{\phi.ск} = 0,08 \text{ Кн/см}^2.$$

5. Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу панелі

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E_{\phi} \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,27 \cdot 10^{-2} \cdot 523^3}{900 \cdot 16037} = \frac{1}{610} < \frac{1}{250},$$

тобто умову по жорсткості задоволено.

14.2. Розрахунок сегментної металодерев'яної ферми з клесним верхнім поясом

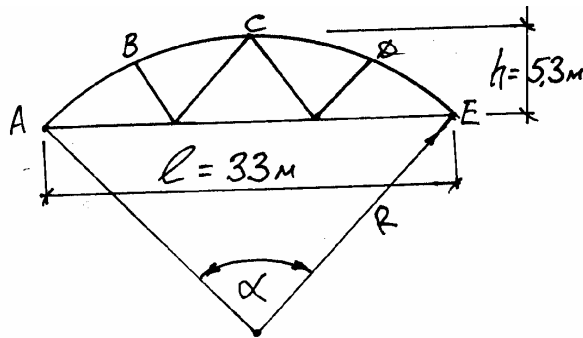


Рис. 14.5. Схема сегментної ферми

Визначаємо геометричні параметри ферми:

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

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

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

Довжина дуги верхнього пояса

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

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

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

Довжина хорди кожної панелі (рис. 14.6)

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

Довжини панелей нижнього пояса

$$AF = FK = KE = 11 \text{ м.}$$

Довжини розкосів

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

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

Статичний розрахунок ферми.

Визначаємо навантаження з урахуванням криволінійної поверхні покриття.

а) від власної ваги покриття

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

де 1,27 кН/м – інтенсивність нормативного погонного навантаження, знайденого при розрахунку панелі; 1,5 м – ширина панелі; 0,75 кН/м – вага снігового нормативного навантаження на панель.

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

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

б) від снігового навантаження з урахуванням циліндричної поверхні:

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

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

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

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

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

$$q_{6.6}^H = \frac{q^H + P_c^H}{\frac{1000}{k_{c.6}} - 1} = \frac{0,37 + 0,3892}{\frac{1000}{3 \cdot 33} - 1} = 0,0834 \text{ кН/м}^2.$$

$$q_{6.6} = 0,0834 \cdot 1,1 = 0,092 \text{ кН/м}^2.$$

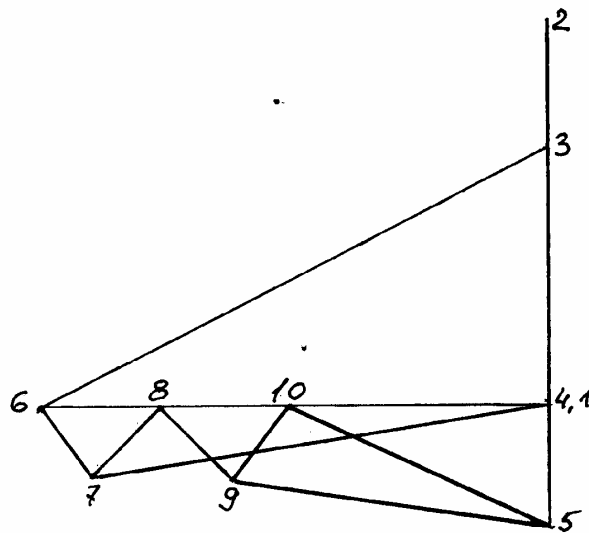
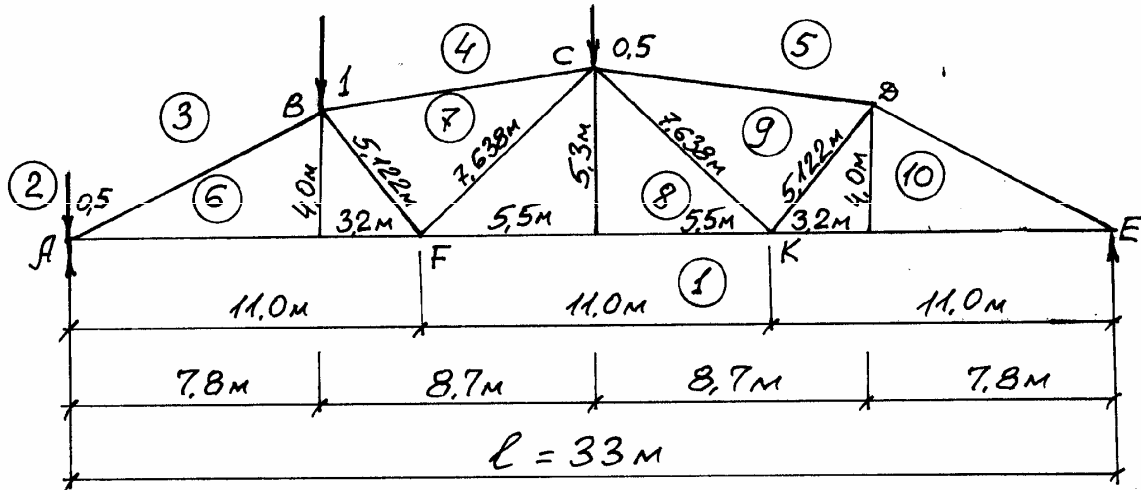


Рис. 14.6. Діаграма Максвелла–Кремони

Визначаємо навантаження на 1 пог. м ферми:

а) від постійного навантаження:

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

б) від тимчасового навантаження

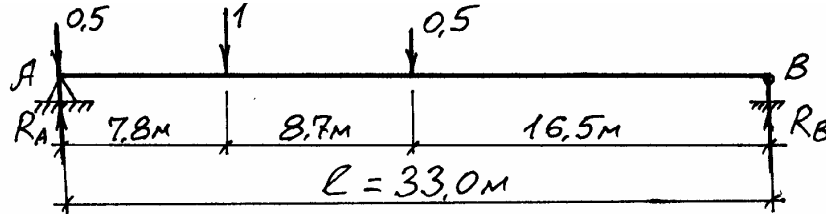
$$P = 0,623 \cdot 5,3 = 3,302 \text{ кН/м},$$

де 5,3 – крок ферм.

Знаходимо опорні реакції при повному завантаженні ферми:

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

Діаграму Максвелла-Кремони будемо від одиничного навантаження (рис. 14.6), для чого спочатку знаходимо опорні реакції R_A і R_B :



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

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

Зусилля в елементах ферми

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

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

Визначаємо вантажні коефіцієнти:

а) для постійного навантаження

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

б) для тимчасового навантаження

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

Конструктивний розрахунок ферми

Розрахунок перерізу верхнього пояса

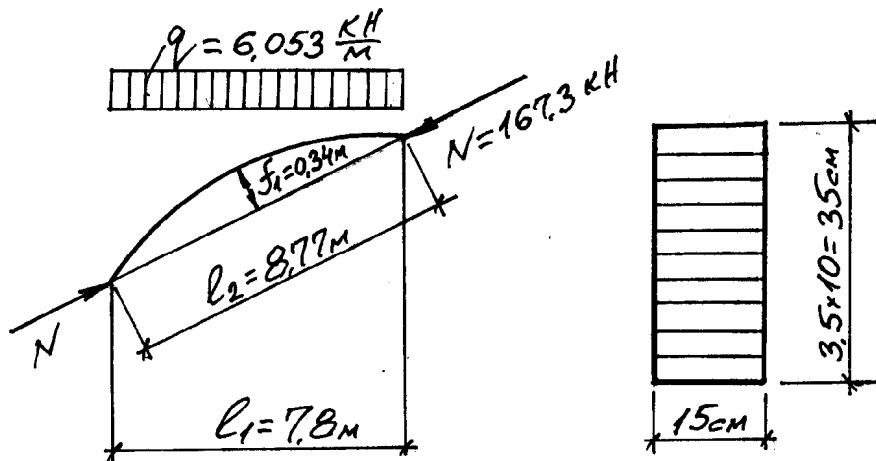


Рис. 14.7. Розрахункова схема і переріз верхнього пояса

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

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

$$= -10,85 \text{ кН.м.}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

Знаходимо напруження в перерізі верхнього пояса:

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

тобто умова міцності задоволена.

Розрахунок перерізу нижнього пояса

Розрахункове зусилля в нижньому поясі

$$N_p = 153,82 \text{ кН};$$

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

За умовою граничної гнучкості у вертикальній площині приймаємо

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

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

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

Гнучкість у вертикальній площині

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

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

Згинальний момент від власної ваги

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

Напруження у нижньому поясі:

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

Підбор перерізу розкосів

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

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

Знаходимо висоту перерізу

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

Приймаємо розкоси перерізом 15 x 20 см з $F = 15 \times 20 = 300 \text{ см}^2$.

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

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

Перевіряємо напруження в розкосі:

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

$$R_c = 1,50 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахунок опорного вузла

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

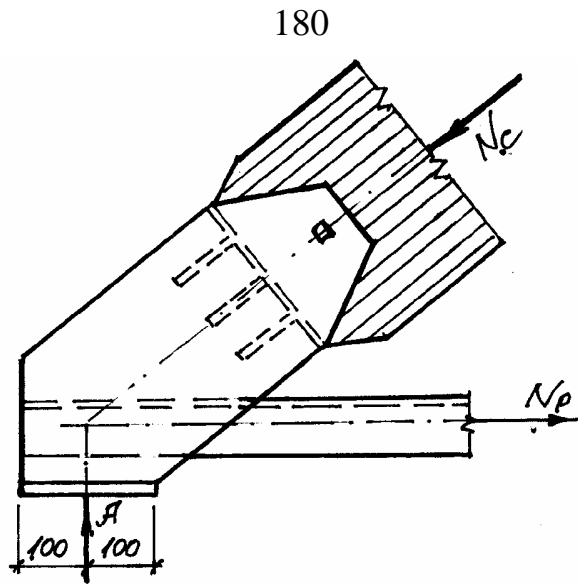


Рис. 14.8. Опорний вузол ферми

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

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

де $b = 15 \text{ см}$ – ширина раніше прийнятого перерізу верхнього пояса.

Опорну плиту розраховуємо як контурну, обперту на чотири сторони:

Навантаження на плиту

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

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

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

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

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

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

Перевіряємо ребристу плиту як балку прольотом, рівним відстані між осями щік башмака:

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

Відстань від грані до центра ваги перерізу

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

Момент інерції перерізу

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

Тоді

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

тобто умова міцності виконана.

Визначаємо розміри опорної плити

З умови обпирання і закріплення анкерними болтами приймаємо опорну плиту розміром 20 x 30 см.

Напруження стиску під плитою

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

де A – опорна реакція ферми.

Товщину плити визначаємо з умови її вигину на різних ділянках:

Консольна ділянка плити

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

Середня ділянка плити

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

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

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

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

Приймаємо $\delta_{пл} = 2,0$ см.

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

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

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

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

Проміжні вузли верхнього поясу

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

Плиту перевіряємо на вигин

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

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

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

Приймаємо товщину плити $\delta = 10$ мм.

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

Розкоси кріпляться до вузлів за допомогою сталевих накладок перерізом – 80 x 8 мм. Накладки до розкосів закріплюються двома болтами $d = 16$ мм.

Перевіряємо сталеві накладки:

а) на розтягання в ослабленому центральним болтом перерізі:

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

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

б) на стиск по стійкості з площини пластинки

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

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

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

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

Визначаємо несучу здатність одного двозрізного болта:

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

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

Кількість болтів знаходимо за вигином болта:

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

Приймаємо конструктивно 2 болти.

14.3. Розрахунок поперечної рами будівлі з клеєними стояками

Клас відповідальності будинку 1, $\gamma_n = 0,95$.

Матеріал стояків – деревина сосна 2 сорту.

Статичний розрахунок. Визначаємо навантаження на стояки рами:

постійний розрахунковий тиск на стояк від покриття:

$$P_{\phi.n} = \frac{(0,427 + 0,092) \cdot 5,3 \cdot 33}{2 \cdot 0,95} = 47,78 \text{ кН};$$

від снігового навантаження:

$$P_{\phi.c} = \frac{(0,3892 \cdot 1,6) \cdot 5,3 \cdot 33}{2 \cdot 0,95} = 57,33 \text{ кН};$$

від стінового огородження з урахуванням елементів кріплення:

$$P_{ст} = (0,45 + 0,10) \cdot 5,3 \cdot (5,7 + 5,3) \cdot 0,95 = 30,46 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги стійки приймаємо, беручи попередньо її перерізом 175 x 500 мм:

$$P_{с.с} = 0,175 \cdot 0,5 \cdot 5,7 \cdot 1,1 \cdot 5,00 = 2,75 \text{ кН.}$$

Вітрове навантаження. Швидкісний напір вітру $\omega_0 = 0,30 \text{ кН/м}^2$;
 $C = 0,8$; $C_s = 0,6$.

Розрахункове вітрове навантаження на раму від стіни

$$\omega_0^D = 0,30 \cdot 0,8 \cdot 5,3 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 1,70 \text{ кН/м;}$$

$$\omega_0^o = -0,30 \cdot 0,6 \cdot 5,3 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = -1,27 \text{ кН/м.}$$

У зв'язку з тим, що ділянки стіни вище верха стояка немає, то $\omega^D = 0$ і $\omega^o = 0$.

Зусилля в стійках рами, як системи один раз статично невизначеної, визначаємо для кожного виду завантаження окремо, приймаючи жорсткість ригеля $EJ_p = \infty$.

Вважаючи жорсткість ригеля малою, знаходимо:

а) вітрове навантаження, прикладене до верха стійки

$$X_\omega = -\frac{(\omega^D - \omega^o)}{2} = 0, \text{ тому що } \omega^D = 0 \text{ і } \omega^o = 0;$$

б) вітрове навантаження на стіни

$$X_p = -\frac{3H(\omega_0^D - \omega_0^o)}{16} = -\frac{3 \cdot 5,7(1,70 - 1,27)}{16} = -0,46 \text{ кН;}$$

в) навантаження від стінового огородження при відстані між центрами стінового огородження і стійками $e = 0,25 + 0,08 + 0,10 = 0,43 \text{ м.}$

$$M_{ст} = -P_{ст} \cdot e = -30,46 \cdot 0,43 = -13,10 \text{ кН.м.}$$

$$X_{ст} = -\frac{9M_{ст}}{8H} = -\frac{9(-13,10)}{8 \cdot 5,7} = 2,59 \text{ кН.}$$

Згинальні моменти в нижньому перерізі стояків:

$$\begin{aligned}
 M_{лів} &= \left[(\omega^o + X_{\omega} + X_p)H + \frac{\omega_o^D \cdot H^2}{2} \right] 0,9 + M_{CT} + X_{CT} \cdot H = \\
 &= \left[(0 + 0 + (-0,46))5,7 + \frac{1,7 \cdot 5,7^2}{2} \right] 0,9 + 13,10 + 2,59 \cdot 5,7 = \\
 &= +24,9945 - 13,10 + 14,763 = +26,6575 \text{ кН} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$

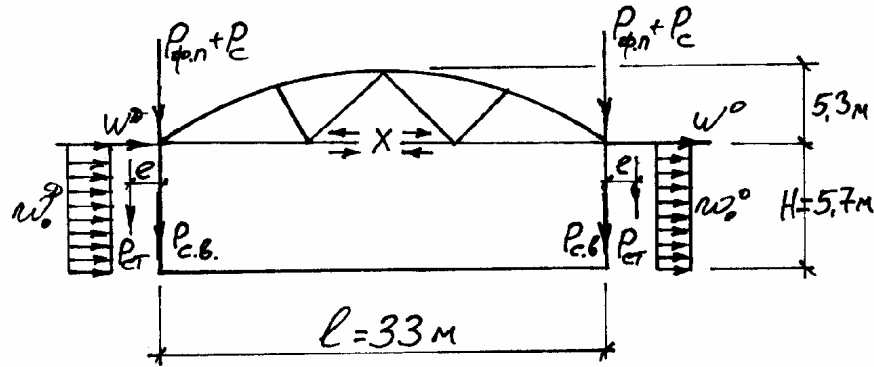


Рис. 14.9. Схема навантажень на поперечну раму будівлі

$$\begin{aligned}
 M_{пр} &= \left[(\omega^o - X_{\omega} - X_p)H + \frac{\omega_o^o \cdot H^2}{2} \right] 0,9 - M_{CT} - X_{CT} \cdot H = \\
 &= \left[(0 - 0 + 0,46)5,7 + \frac{1,27 \cdot 5,7^2}{2} \right] 0,9 + 13,10 - 2,59 \cdot 5,7 = \\
 &= 20,9278 + 13,10 - 14,763 = 19,2648 \text{ кН} \cdot \text{м}.
 \end{aligned}$$

Поперечні сили в защемленні стояків:

$$\begin{aligned}
 Q_{лів} &= (\omega^D + X_{\omega} + X_p + \omega_o^D \cdot H)0,9 + X_{CT} = \\
 &= (0 + 0 - 0,46 + 1,7 \cdot 5,7)0,9 + 2,59 = 10,90 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{пр} &= (\omega^o - X_{\omega} - X_p - \omega_o^o \cdot H)0,9 - X_{CT} = \\
 &= (0 - 0 + 0,46 + 1,27 \cdot 5,7)0,9 - 2,59 = 4,34 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

$$M_{розр} = 26,6575 \text{ кгм}. \quad Q_{розр} = 10,90 \text{ кН}.$$

$$\begin{aligned}
 N_{розр} &= P_{ф.н} + P_{ф.с} \cdot 0,9 + P_{CT} + P_{в.в.} = \\
 &= 47,78 + 57,33 \cdot 0,9 + 30,46 + 2,75 = 132,59 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

де 0,9 – коефіцієнт сполучення, що враховує дію двох тимчасових навантажень.

Конструктивний розрахунок

Приймаємо клеєний стоек прямокутного поперечного перерізу шириною $b = 18$ см і висотою $h = 3,3 \cdot 13 = 42,9$ см, що складає $h/H = 42,9/570 = 1/13,28$, що відповідає необхідному діапазону $\frac{h}{H} = \frac{1}{10} \div \frac{1}{20}$. Знаходимо геометричні характеристики поперечного перерізу:

$$F = 18 \cdot 42,9 = 772,2 \text{ см}^2, \quad W = \frac{18 \cdot 42,9^2}{6} = 5521,2 \text{ см}^3,$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{18 \cdot 42,9^3}{12} = 118430 \text{ см}^4.$$

Визначаємо міцність поперечного перерізу за нормальними напруженнями:

$$\sigma = \frac{N}{F_{розр}} + \frac{M_{розр}}{\xi \cdot W_{розр}} \leq R_c.$$

Знаходимо λ, φ, ξ :

$$\lambda = \frac{2,2 \cdot l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{2,2 \cdot 570}{0,289 \cdot 42,9} = 101,2.$$

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{101,2^2} = 0,293.$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{\delta p} \cdot R_c} = 1 - \frac{132,59}{0,293 \cdot 772,2 \cdot 1,80} = 0,674,$$

де $R_c = 1,50 \cdot 1,2 = 1,80$ кН/см².

$$\sigma = \frac{132,59}{772,2} + \frac{26,6575 \cdot 10^2}{0,674 \cdot 5521,2} = 0,1717 + 0,7164 = 0,8881 \text{ кН/см}^2 < R_c = 1,8 \text{ кН/см}^2.$$

Уздовж будівлі стояки розкріплюємо вертикальними зв'язками і верхнім об'язувальним брусом-розпіркою. Зв'язки розкріплюють обидва зовнішні ребра стояка.

Перевіряємо стійкість плоскої форми деформування стояка з урахуванням підкріплення стиснутого і розтягнутого її ребер за формулою

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot K_{nN} \cdot R_c \cdot F_{\delta p}} + \left(\frac{M}{\xi \cdot \varphi_M \cdot K_{nM} \cdot R_g \cdot W_{\delta p}} \right)^n \leq 1,$$

$n = 1$ для елементів із закріпленням розтягнутим ребром.

Знаходимо всі параметри приведеної формули:

$$\lambda_y = \frac{570}{0,289 \cdot 18} = 109,57.$$

$$\varphi_y = \frac{3000}{109,57^2} = 0,25.$$

$$\begin{aligned} K_{nN} &= 1 + \left[0,75 + 0,06 \left(\frac{l_0}{h_H} \right)^2 + 0,6 \cdot \alpha_p \cdot l_0 / h - 1 \right] \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} = \\ &= 1 + \left[0,75 + 0,06 \left(\frac{570}{61,7} \right)^2 - 1 \right] \cdot \frac{1}{1+1} = 3,44, \end{aligned}$$

де $h_H = h + 3,3H = 42,9 + 3,3 \cdot 5,7 = 61,7$ см;

$m = 1$ – число підкріплених точок розтягнутого ребра; $\alpha_p = 0$ – центральний кут у радіанах, що визначає ділянку l_0 елемента кругового обрису. У нашому випадку ця ділянка прямолінійна.

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_0 \cdot h \cdot m_\delta} \cdot K_\phi = \frac{140 \cdot 18^2 \cdot 2,32}{570 \cdot 61,7 \cdot 1} = 2,99;$$

$$\begin{aligned} K_{nM} &= 1 + \left(0,142 \cdot \frac{l_0}{h} + 1,76 \cdot \frac{h}{l_0} + 1,4 \cdot \alpha_p - 1 \right) \cdot \frac{m^2}{m^2 + 1} = \\ &= 1 + \left(0,142 \cdot \frac{570}{61,7} + 1,76 \cdot \frac{61,7}{57,0} - 1 \right) \cdot \frac{1}{1+1} = 1,25, \end{aligned}$$

$K_\phi = 2,32$ – коефіцієнт, що залежить від форми епюри моментів, приймається за табл. 2 додатку 4 БНіП II-25-80.

Підставляємо знайдені параметри у вищенаведену формулу перевірки стійкості плоскої форми деформування:

$$\begin{aligned} &\frac{132,59}{0,25 \cdot 3,44 \cdot 1,80 \cdot 18 \cdot 61,7} + \frac{2665,75 \cdot 6}{0,674 \cdot 2,99 \cdot 1,25 \cdot 1,80 \cdot 18 \cdot 61,7^2} = \\ &= 0,77 + 0,051 = 0,128 < 1, \end{aligned}$$

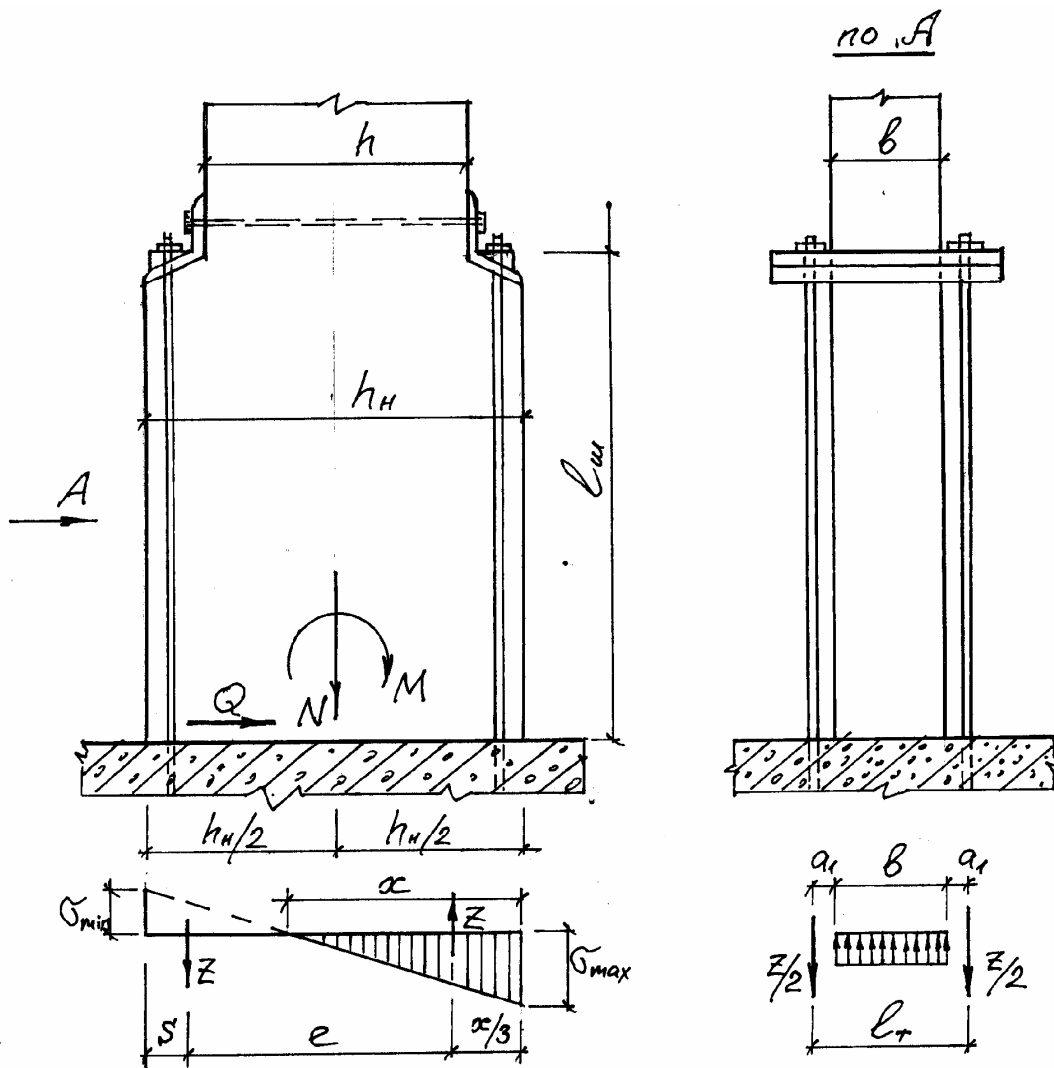


Рис. 14.10. До розрахунку кріплення стояка до фундаменту

тобто стійкість плоскої форми деформування стояка забезпечена.

Перевіряємо клейові шви за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{фп}}}{J_{\text{фп}} \cdot b_{\text{розр}} \cdot \xi} \leq R_{\text{ск}}$$

$$S_{\text{фп}} = \frac{bh_H^2}{8} = \frac{18 \cdot 61,7^2}{8} = 8565,5 \text{ см}^3.$$

$$J_{\text{фп}} = \frac{bh_H^3}{12} = \frac{18 \cdot 61,7^3}{12} = 352328 \text{ см}^4.$$

$$\tau = \frac{10,90 \cdot 8565,5}{352328 \cdot 18 \cdot 0,6 \cdot 0,674} = 0,0364 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{ск}} \cdot 1,2 = 0,15 \cdot 1,2 = 0,18 \text{ кН/см}^2,$$

де 0,6 – коефіцієнт, що враховує можливі непроклеї у швах.

Стояки кріпимо до фундаментів за допомогою анкерних болтів, що закріплюються до сталевих траверс.

Болти розраховуємо за максимальним розтягуючим зусиллям при дії постійного навантаження з коефіцієнтом надійності $\gamma_f = 0,9$ замість $\gamma_f = 1,1$ і вітрового навантаження:

$$N = (P_{\phi.n} + P_{cm} + P_{e.e}) \cdot \frac{0,9}{1,1} = (47,78 + 30,46 + 2,75) \cdot \frac{0,9}{1,1} = 0,6627 \text{ кН.}$$

$$\begin{aligned} M &= (\omega^D + x_W + x_p) \cdot H + \frac{\omega_o^D \cdot H^2}{2} + x_{CT} \cdot H \cdot \frac{0,9}{1,1} + M_{CT} \cdot \frac{0,9}{1,1} = \\ &= -0,46 \cdot 5,7 + \frac{1,70 \cdot 5,7^2}{2} + 2,59 \cdot 5,7 \cdot \frac{0,9}{1,1} + (-13,10) \cdot \frac{0,9}{1,1} = \\ &= -2,622 + 27,6165 + 12,08 - 10,72 = 26,3545 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Напруження на поверхні підшви фундаменту знаходимо за формулою

$$\sigma_{\min}^{\max} = -\frac{N}{b \cdot h_H} \pm \frac{M \cdot 6}{\xi \cdot b \cdot h_H^2} = -\frac{66,27}{18 \cdot 61,7} \pm \frac{2635,45 \cdot 6}{0,887 \cdot 18 \cdot 61,7^2} = -0,0597 \mp 0,26;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot F_{\phi} \cdot R_c} = 1 - \frac{6627}{0,293 \cdot 1861,7 \cdot 180} = 0,887;$$

$$\sigma_{\max} = -0,32 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_{\min} = +0,2005 \text{ кН/см}^2.$$

Обчислюємо розміри ділянок епюри напружень за формулою

$$x = \frac{\sigma_{\max} \cdot h_H}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{0,32 \cdot 61,7}{0,32 + 0,2005} = 38 \text{ см;}$$

$$a = \frac{h_H}{2} - \frac{x}{3} = \frac{61,7}{2} - \frac{38}{3} = 18,18 \text{ см;}$$

$$e_0 = h_H - \frac{x}{3} - S = 61,7 - \frac{38}{3} - 6 = 43,03 \text{ см.}$$

Тут $S = 6$ см – відстань від краю стояка до осі анкера.

Зусилля в анкерних болтах

$$z = \left(\frac{M}{\xi} - N \cdot a \right) / e_0 = \left(\frac{2635,45}{0,887} - 66,27 \cdot 18,18 \right) \cdot \frac{1}{43,03} = 33,25 \text{ кН.}$$

Площа перерізу болта

$$F_{HT} = \frac{z}{R_{bt} \cdot n_{\delta}} = \frac{33,25}{25,00 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 2} = 0,98 \text{ см}^2.$$

0,8 – коефіцієнт, що враховує нарізку болта;

0,85 – коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу зусилля в паралельно працюючих болтах;

$n_\delta = 2$ - кількість болтів.

Приймаємо болти $d = 20$ мм, що мають $F_{op} = 3,14$ см².

Траверсу для кріплення болтів розраховуємо як балку:

$$M = \frac{z}{4} \left(l_T - \frac{b}{2} \right) = \frac{33,25}{4} \left(22 - \frac{18}{2} \right) = 108,06 \text{ кН.см.}$$

З умови розміщення анкерних болтів $d = 20$ мм приймаємо $\angle 110 \times 8$ мм із $J_x = 198$ см³ і $z_0 = 3$ см.

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{108,06}{198} \cdot (11 - 3) = 3,27 \text{ кН/см}^2 < R_g = 23,00 \text{ кН/см}^2,$$

тобто міцність траверси забезпечена.

Перевіряємо міцність клейового шва від дії зусилля z :

$$\tau = \frac{z}{l_{ш} \cdot b_{розр}} = \frac{33,25}{80 \cdot 18 \cdot 0,6} = 0,0385 \text{ кН/см}^2 < R_{ск}^{сер} = 0,1432 \text{ кН/см}^2,$$

де $l_{ш} = 80$ см; 0,6 – коефіцієнт, що враховує можливі непоклеї у швах;

$$R_{ск}^{сер} = \frac{R_{ск}}{1 + \beta \frac{l_{ск}}{e}} = \frac{0,21}{1 + 0,125 \frac{80}{0,5 \cdot 42,9}} = 0,1432 \text{ кН/см}^2,$$

тобто міцність клейового шва забезпечена.

Таблиця 1

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

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

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 2

Деревні породи	Коефіцієнт m_n для розрахункових опорів		
	розтяганню, вигину, стиску і зім'яттю уздовж волокон $R_p, R_b, R_c, R_{зім}$	стиску та зім'яттю поперек волокон $R_{c90}, R_{зім90}$	сколюванню $R_{СК}$
Хвойні			
1. Модрина, крім європейської 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
Тверді листяні			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясен, клен, граб	1,3	2	1,6
7. Акація	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. В'яз, ільм	1	1,6	1
М'які листяні			
10. Вільха, липа, осика, тополя	0,8	1	0,8

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

Таблиця 3

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

Таблиця 4

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

Таблиця 5

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

Таблиця 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_e	0,8	0,9	1	1
Розтягання	R_p	0,6	0,7	0,8	1

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

Таблиця 7

Вид фанери	Розрахункові опори,					МПа кгс/см ²
	Розтягання в площині листа $R_{фр}$	стиску в площині листа $R_{фс}$	вигину з площини листа $R_{фв}$	сколюванню в площині листа $R_{фск}$	зрізу перпендикулярно до площини листа $R_{фзр}$	
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 ⁰ до волокон	4,5/45	7/70	-	0,8/8	6/60	

1	2	3	4	5	6
б) п'ятишарова товщиною 5-7 мм: - уздовж волокон зовнішніх шарів - поперек волокон зовнішніх шарів - під кутом 45 ⁰ до волокон	14/140 6/60 4/40	13/130 7/70 6/60	18/180 3/30 -	0,8/8 0,8/8 0,8/80	5/50 6/60 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 - поперек волокон зовнішніх шарів - під кутом 45 ⁰ до волокон	9/90 7,5/75 3/30	17/170 13/130 5/50	18/180 11/110 -	0,6/6 0,5/5 0,7/7	5/50 5/50 7,5/75
2. Фанера бакелізована марки ФБС товщиною 7 мм і більше: - уздовж волокон зовнішніх шарів - поперек волокон зовнішніх шарів - під кутом 45 ⁰ до волокон	32/320 24/240 16,5/165	28/280 23/230 21/210	33/330 25/250 -	1,8/18 1,8/18 1,8/18	11/110 12/120 16/160

Примітка: Розрахункові опори зім'яттю і стиску перпендикулярно до площини листа для березової фанери марки ФСФ $R_{\phi-c.90} = R_{\phi-зім.90} = 4$ МПа (40 кгс/см²) і марки ФБС $R_{\phi-c.90} = R_{\phi-зім.90} = 8$ МПа (80 кгс/см²).

Таблиця 8

Вид фанери	Модуль пружності E_{ϕ} , $\frac{\text{МПа}}{\text{кгс/см}^2}$	Модуль зсуву G_{ϕ} , $\frac{\text{МПа}}{\text{кгс/см}^2}$	Коефіцієнт Пуассона ν_{ϕ}
1. Фанера клеєна березова марки ФСФ сортів В/ВВ, В/С, ВВ/С семишарова і п'ятишарова: - уздовж волокон зовнішніх шарів - поперек волокон зовнішніх шарів - під кутом 45° до волокон	9000/90000 6000/60000 2500/25000	750/7500 750/7500 3000/30000	0,085 0,065 0,6
2. Фанера клеєна з деревини модрина марки ФСФ сортів В/ВВ і ВВ/С семишарова: - уздовж волокон зовнішніх шарів - поперек волокон зовнішніх шарів - під кутом 45° до волокон	7000/70000 5500/55000 2000/20000	800/8000 800/8000 2200/22000	0,07 0,06 0,6
3. Фанера бакелізована марки ФСФ: - уздовж волокон зовнішніх шарів - поперек волокон зовнішніх шарів - під кутом 45° до волокон	12000/120000 8500/85000 3500/35000	1000/10000 1000/10000 4000/40000	0,085 0,065 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 $E = 10000$ МПа (100000 кгс/см²); поперек волокон $E_{90} = 400$ МПа (4000 кгс/см²). Модуль зсуву деревини щодо осей, спрямованих уздовж і поперек волокон, варто приймати рівним $G_{90} = 500$ МПа (5000 кгс/см²). 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 9

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

Продовження таблиці 9

1	2	3	4
	г) Вигин нагеля зі склопластика 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 ($100d^2$)	-
	е) Вигин дубового нагеля	-	$0,45d^2+$ $+0,02a^2$ ($450d^2+$ $+2a^2$) 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 2 б таблиці;

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

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 табл. 9.

Таблиця 10

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

Таблиця 11

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

Таблиця 12

№ п/п	Елементи конструкцій	Граничні прогини у долях прольоту, не більше
1.	Балки міжповерхових перекриттів	1/250
2.	Балки горищних перекриттів	1/200
3.	Покрівлі (крім єндов) а) прогони, кроквяні ноги 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 єндов	1/400
5.	Панелі та елементи фахверка	1/250

Таблиця 13

№ п/п	Вид зв'язків	Коефіцієнт K_c при	
		центральному стиску	стиску з вигином
1.	Цвяхи	$1/10d^2$	$1/5d^2$
2.	Металеві циліндричні нагелі: а) діаметром $\leq 1/7$ товщини елементів, які з'єднують б) діаметром $> 1/7$ товщини елементів, які з'єднують	$1/5d^2$ $1,5/a \cdot d$	$1/2,5d^2$ $3/a \cdot d$
3.	<u>Дубові циліндричні нагелі</u>	$1/d^2$	$1,5/d^2$
4.	Дубові пластинчасті нагелі	-	$1,4/\delta b_{nl}$
5.	Клей	0	0

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

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

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

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

2. Номінальні товщина і ширина пиломатеріалів установлені 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 2 – Рекомендовані ухили і поверхнева щільність покрівель залежно від застосовуваних матеріалів

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

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

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

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

Форми специфікації матеріалів на несучі конструкції

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

Специфікація металу (пластмас)						
№ елемента	Найменування елемента	Переріз, мм	Довжина, мм	Кількість, шт	Маса 1 шт, кг	Загальна маса, кг

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Слицкоухов Ю.В. и др. Конструкции из дерева и пластмасс. - М.: Стройиздат, 1986. - 543 с.
2. Иванов В.А., Клименко В.З. Конструкции из дерева и пластмасс. - К.: Вища школа, 1983. - 279 с.
3. Иванов В.А. и др. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования. - К.: Вища школа, 1981. - 391 с.
4. Гринь И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет. - К.: Вища школа, 1975. - 280 с.
5. ДБН В.1.2-2:2006. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия.
6. СНиП II 25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Госстрой СССР, 1982. - 65 с.
7. СНиП II 23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Госстрой СССР, 1988. - 96 с.
8. Попельнух В.М. Основи проектування конструкцій з дерева і пластмас: Тексти лекцій для студентів будівельних спеціальностей. – Харків: ХДАМГ, 2002. – 124 с.
9. Попельнух В.М. Конструкції з дерева і пластмас: Конспект лекцій для студентів будівельних спеціальностей. – Харків: ХДАМГ, 2003. – 104 с.
10. Попельнух В.М., Лугченко О.І. Контрольні питання і головні задачі курсу «Конструкції з дерева і пластмас». – Харків: ХДАМГ, 2005. – 85 с.

	стор.
Вступ	3
1. Деревина - конструкційний будівельний матеріал	3
1.1. Будова деревини	3
1.2. Властивості деревини, як конструкційного матеріалу ..	4
1.3. Головні фізичні й механічні властивості деревини	5
2. З'єднання елементів дерев'яних конструкцій	9
2.1. Лобова врубка з одним зубом	10
2.2. З'єднання на нагелях	12
2.3. З'єднання на розтягнутих зв'язках	16
2.4. З'єднання на клеях	17
3. Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій	20
3.1. Основні положення розрахунку дерев'яних конструкцій	20
3.2. Розрахунок центрально розтягнутих елементів	23
3.3. Розрахунок центрально стиснутих елементів	23
3.4. Розрахунок вигинних елементів	26
3.5. Розрахунок стиснуто-вигинних елементів	30
3.6. Розрахунок розтягнуто-вигинних елементів	33
4. Елементи дерев'яних конструкцій складеного перерізу на піддатливих зв'язках	34
4.1. Розрахунок на поперечний вигин	35
4.2. Розрахунок на поздовжній вигин	38
4.3. Розрахунок стиснуто-вигинних елементів	41
5. Площинні суцільні дерев'яні конструкції	43
5.1. Проектування настилів і лат покрівель	44
5.2. Проектування багатопрольотних консольно-балкових прогонів	46
5.3. Клеєфанерні панелі покриття	48
5.4. Балки двотаврового перерізу з перехресною дощатою стілкою на цвяхах	52

5.5. Клеєні багат шарові балки з дощок	58
5.6. Клеєфанерні балки з дощатими ребрами жорсткості ...	60
5.7. Тришарнірні арки з балок на пластинчастих нагелях ..	63
5.8. Дощатоклеєні арки	66
5.9. Дощатоклені гнуті рами	70
6. Приклади розрахунку елементів і площинних суцільних дерев'яних конструкцій	72
6.1. Розрахунок розтягнутого стику на циліндричних нагелях	72
6.2. Розрахунок розтягнутого з'єднання на цвяхах	74
6.3. Розрахунок балки на пластинчастих нагелях	77
6.4. Розрахунок клеєфанерної панелі покриття	79
6.5. Приклад розрахунку курсової роботи	83
6.5.1. Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення	83
6.5.2. Розрахунок спареного багатпрольотного прогону ...	86
6.5.3. Розрахунок клеєфанерної балки	90
7. Площинні наскрізні дерев'яні конструкції	95
7.1. Конструкція і розрахунок сегментних ферм із розрізним клеєним верхнім поясом	99
7.2. Конструкція і розрахунок багатокутних брущатих ферм	103
7.3. Шпренгельні балки	107
7.4. Рамні поперечники будівель	110
8. Просторове кріплення площинних дерев'яних конструкцій	111
9. Просторові конструкції в покриттях будівель	115
9.1. Кружально-сітчасті склепіння	116
9.2. Складки	124
9.3. Структурні конструкції	126
9.4. Тонкостінні куполи-оболонки	128
9.5. Гіперболічні оболонки	131
10. Спеціальні споруди	134
10.1. Вежі (башти)	134
10.2. Щогли на відтяжках	138

10.3. Риштування, підмости, кружала	140
11. Виготовлення дерев'яних конструкцій	143
12. Експлуатація, ремонт і підсилення дерев'яних конструкцій ...	152
13. Економіка конструкцій з дерева і пластмас	160
14. Приклад розрахунку по курсовій роботі	169
14.1. Розрахунок клеєфанерної панелі	170
14.2. Розрахунок сегментної металодрев'яної ферми з клеєним верхнім поясом	173
14.3. Розрахунок поперечної рами будівлі з клеєними стояками	183
Додаток 1. Таблиці 1-13	191
Додаток 2. Таблиці 1-3	200
Додаток 3. Форми специфікації матеріалів на несучі конструкції	202
Список літератури	203

Навчальне видання

Попельнух Віктор Миколайович

ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Конспект лекцій

(для студентів 4 курсу денної та 4-5 курсів заочної форм навчання
та для слухачів другої вищої освіти напрямку підготовки
0921 (6.060101) «Будівництво»)

Відповідальний за випуск: Г.А.Молодченко

Редактор: М.З.Аляб'єв

Комп'ютерний набір: О.В.Мамаєва

План 2008, поз. 30Л

Підп. до друку 02.07.2008
Друк на ризографі.
Зам. №

Формат 60x84 1/16
Ум. друк. арк. 9,8
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:
Харківська національна академія міського господарства
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 731 від 19.12.2001