



ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ

Конструкції будинків і споруд

ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Основні положення

ДБН В.2.6-161:2010

ПЕРЕДМОВА

- 1 РОЗРОБЛЕНО: Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій
Мінрегіонбуду України
- РОЗРОБНИКИ: **(П. Кривошеєв**, канд, техн. наук; **Ю. Немчинов**, д-р техн. наук;
Ю. Слюсаренко, канд, техн. наук; **В. Тарасюк**, канд, техн. наук;
В. Крітов, канд. техн. наук (науковий керівник); **В. Сергійчук**,
О. Бондарчук, **Т. Мірошник** інженери
- За участю ПДАБА: **М. Савицький**, д-р техн. наук; **С. Шехоркіна**, магістр будівництва,
м.н.с.; **І. Перегінець**, інженер, с.н.с.
- 2 ПОГОДЖЕНО: Міністерство промислової політики України
(лист №13/5-3-877 від 15 квітня 2010 р.)
Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та
гірничого нагляду (лист № 1/03-9-13/2180 від 6 квітня 2010 р.)
МНС України, Державний департамент пожежної безпеки
(лист №36/4/3258 від 31 травня 2010 р.)
Міністерство охорони здоров'я України
(лист № 05.01-11-16/675 від 31 травня 2010 р.)
- 3 ВНЕСЕНО: Управління технічного регулювання в будівництві та Управління
архітектурно-конструктивних та інженерних систем будинків і споруд
- 4 ЗАТВЕРДЖЕНО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ: наказ Мінрегіонбуду України від 15.11.2010 р. № 448 та від 30.12.2010 р.
№ 571, з 2011-09-01
- 5 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ На заміну СНиП II-25-80 "Деревянные конструкции"

ЗМІСТ

1	Сфера застосуванням	1
2	Нормативні посилання	2
3	Передумови	4
4	Відмінності між основними положеннями і правилами застосування	4
5	Терміни та визначення понять	4
6	Позначки	5
7	Основи проектування	10
	7.1 Вимоги	10
	7.2 Основні положення розрахунку за граничними станами	11
	7.3 Основні змінні	12
	7.4 Перевірка методом коефіцієнтів надійності	15
8	Властивості матеріалів	16
	8.1 Загальні положення	16
	8.2 Цільна деревина	16
	8.3 Доцато-клеєна деревина	18
	8.4 Фанеровані пиломатеріали (LVL)	19
	8.5 Плити на основі деревини	19
	8.6 Клеючі речовини	19
	8.7 Металеві кріпильні елементи	19
9	Довговічність	20
	9.1 Стійкість проти біологічних організмів	20
	9.2 Стійкість проти корозії	20
10	Основи розрахунку конструкцій	20
	10.1 Загальні положення	20
	10.2 Елементи	21
	10.3 З'єднання	21
	10.4 Вироби	21
11	Граничні стани за міцністю і стійкістю	24
	11.1 Розрахунок поперечних перерізів при дії головних напружень	24
	11.2 Розрахунок поперечних перерізів на дію складного напруженого стану	30
	11.3 Стійкість елементів	31
	11.4 Розрахунок поперечних перерізів елементів змінної або криволінійної форми	34
	11.5 Елементи з підрізкою	38
	11.6 Конструктивна міцність системи	39
12	Граничні стани за придатністю до експлуатації	40
	12.1 Ковзання з'єднань	40
	12.2 Граничні величини прогинів для балок	41
	12.3 Коливання	41

13	З'єднання з металевими елементами кріплення	43
13.1	Загальні положення	43
13.2	Несуча здатність металевих з'єднань нагельного типу на дію поперечної сили	45
13.3	З'єднання на цвяхах	49
13.4	З'єднання на скобах	55
13.5	З'єднання на болтах	57
13.6	З'єднання на нагелях	59
13.7	З'єднання на шурупах	59
13.8	З'єднання виконані із застосуванням перфорованих металевих пластин	61
13.9	З'єднання розрізними і гладкими кільцевими шпонками	64
13.10	Зубчасті шпонки	67
14	Елементи і конструкції	69
14.1	Елементи	69
14.2	Збірні конструкції	73
15	Конструювання і контроль	84
15.1	Загальні положення	84
15.2	Матеріали	84
15.3	Клеєні з'єднання	84
15.4	З'єднання з механічними елементами кріплення	85
15.5	Складання	86
15.6	Транспортування і зведення	86
15.7	Контроль	86
15.8	Особливі вимоги до конструкцій	87
15.9	Особливі правила для ферм із кріпленнями сталевими перфорованими пластинами	88
Додаток А		
	Величини модуля пружності і модуля зсуву деревини та фанери	89
	Характеристичні і тимчасові опори деревини сосни і ялини	90
Додаток Б		
	Моделі руйнування при зсуві по лінії або зоні розташування з'єднувальних елементів нагельного типу "сталь-дерево"	91
Додаток В		
	Балки з механічним з'єднанням елементів	93
Додаток Г		
	Збірні колони	96

ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

Конструкції будинків і споруд

ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Основні положення

Конструкции зданий и сооружений

ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Основные положения

The constructions of buildings and structures

DESIGN OF TIMBER STRUCTURES

Common rules

Чинні від 2011-09-01**1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ**

1.1 Дані Норми застосовують при проектуванні будівель із деревини (цільної деревини, обробленої, плоскої форми або у виді стояків, дощато-клеєних виробів на основі деревини, наприклад, фанеровані матеріали), деревних плит, з'єднаних між собою за допомогою клею або механічними з'єднувальними елементами. Норми відповідають основним положенням і вимогам щодо безпеки та експлуатаційної придатності споруд, основам проектування і перевірок, вказаним у ДБН В.1.2-14.

1.2 Ці Норми встановлюють вимоги стосовно міцності, придатності до експлуатації і довговічності дерев'яних конструкцій, інші вимоги, наприклад, щодо пожежної безпеки, тепло- або звукоізоляції, а також сейсмостійкості не розглядаються.

1.3 Дані Норми призначені для застосування у поєднанні з ДБН В.1.1-7, ДБН В 1.1-12, ДБН В.1.2-2, ДБН В.1.2-7, ДБН В.1.2-14, ДСТУ Б В.1.2-3, ДСТУ-П Б В.2.6-xxx.*)

1.4 Основні положення даних Норм охоплюють загальні положення – норми і правила для будівель.

1.5 У цих Нормах наведено загальні норми для проектування дерев'яних конструкцій та конкретні правила для будівель.

1.6 Ці Норми встановлюють вимоги до розрахунків дерев'яних конструкцій :

1. Загальні положення
2. Основи проектування
3. Властивості матеріалів
4. Довговічність
5. Основи розрахунку конструкцій
6. Граничні стани за міцністю і стійкістю
7. Граничні стани за придатністю до експлуатації
8. З'єднання на металевих елементах
9. Елементи і конструкції
10. Конструювання та контроль.

1.7 Ці Норми не поширюються на проектування конструкцій, що зазнають довготривалої дії температури вище 60 °С.

*) На розгляді

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цих нормах є посилання на такі нормативні акти і нормативні документи.

ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва

ДБН В.1.1-12:2006 Захист від небезпечних геологічних процесів. Будівництво у сейсмічних районах України

ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування

ДБН В.1.2-7-2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека

ДБН В.1.2-14-2008 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогни та переміщення. Норми проектування

ДСТУ-П Б В.2.6-xxx-200х*) Проектування дерев'яних конструкцій. Основні положення. Вогнестійкість

ДСТУ ISO 2631-2:2004 Вібрація та удар механічні. Оцінка впливу загальної вібрації на людину. Частина 2. Вібрація в будівлях (від 1 Гц до 80 Гц) (ISO 2631-2:2003, IDT)

ДСТУ EN 312-4:2003 Плити деревно-стружкові. Частина 4. Вимоги до плит, які застосовуються для тримальних конструкцій, використовуваних у сухих умовах експлуатації. Технічні умови (EN 312-4:1996, IDT)

ДСТУ EN 312-5:2003 Плити деревно-стружкові. Частина 5. Вимоги до плит, які застосовуються для тримальних конструкцій, використовуваних у вологих умовах експлуатації. Технічні умови (EN 312-5:1997, IDT)

ДСТУ EN 312-6:2003 Плити деревно-стружкові. Частина 6. Вимоги до високонавантажених плит для тримальних конструкцій, використовуваних у сухих умовах експлуатації. Технічні умови (EN 312-6:1996, IDT)

ДСТУ EN 312-7:2003 Плити деревно-стружкові. Технічні умови. Частина 7. Вимоги до важконавантажених плит для тримальних конструкцій, використовуваних у вологих умовах експлуатації. Технічні умови (EN 312-7:1997, IDT)

ДСТУ EN 335-1:2003 Стійкість деревини та виробів з деревини. Визначення класів небезпеки біологічного ураження. Частина 1. Загальні положення (EN 335-1:1992, IDT)

ДСТУ EN 335-2:2003 Стійкість деревини та виробів з деревини. Визначення класів небезпеки біологічного ураження. Частина 2. Застосування до деревних плит (EN 335-2:1992, IDT)

ДСТУ EN 335-3:2004 Стійкість деревини та виробів з деревини. Визначення класів небезпеки біологічного ураження. Частина 3. Застосування до деревних плит (EN 335-3:1995, IDT)

ДСТУ EN 350-2:2004 Стійкість деревини та виробів з деревини. Природна стійкість суцільної деревини. Частина 2. Настанови щодо природної стійкості та просочуваності окремих порід деревини, що мають значення в Європі (EN 350-2:1994, IDT)

ДСТУ EN 351-1:2004 Стійкість деревини та виробів з деревини. Суцільна деревина, просочена захисним засобом. Частина 1. Класифікація проникності та утримувальності захисного засобу (EN 351-1:1995, IDT)

ДСТУ EN 383:2003 Лісоматеріали конструкційні. Методи випробування. Визначення міцності з'єднання та основних значень для штифтових кріпильних елементів (EN 383: 1993, IDT)

ДСТУ prEN 385:2001 З'єднання дерев'яних конструкцій шипові. Функціональні та мінімальні виробничі вимоги (prEN 385:2001, IDT)

ДСТУ EN 387:2009 Лісоматеріали клеєні шаруваті. Відкриті шипові з'єднання. Експлуатаційні та мінімальні виробничі вимоги (EN 387:2001, IDT)

ДСТУ EN 460:2003 Стійкість деревини та виробів з деревини. Природна стійкість суцільної деревини. Настанови щодо вимог стійкості деревини стосовно класів небезпеки (EN 460:1994, IDT)

ДСТУ EN 622-2:2006 Плити деревно-волокнисті. Технічні умови. Частина 2. Вимоги до твердих плит (EN 622-2:2004, IDT)

ДСТУ EN 622-4:2006 Плити деревно-волокнисті. Технічні умови. Частина 4. Вимоги до м'яких плит (EN 622-4:1997, IDT)

ДСТУ EN 622-5:2006 Плити деревно-волокнисті. Технічні умови. Частина 5. Вимоги до плит, отриманих сухим способом (MDF) (EN 622-5:1997, IDT)

ГОСТ 4.208-79 СПКП. Строительство, Конструкции деревянные клееные. Номенклатура показателей (СПЯП. Будівництво. Конструкції дерев'яні клеєні. Номенклатура показників)

ГОСТ 9463-88 Лесоматериалы круглые хвойных пород. Технические условия (Лісоматеріали круглі хвойних порід. Технічні умови)

ГОСТ 9462-88 Лесоматериалы круглые лиственных пород. Технические условия (Лісоматеріали круглі листяних порід. Технічні умови)

ГОСТ 15613.4-78 Древесина клееная массивная. Методы определения предела прочности зубчатых клееных соединений при статическом изгибе (Деревина клеєна масивна. Методи визначення границі міцності зубчастих клеєних з'єднань при статичному згині)

ГОСТ 18321-73 Статистический контроль качества. Методы случайного отбора выборок штучной продукции (Статистичний контроль якості. Методи випадкового відбору штучної продукції)

ГОСТ 20736-75 Статистический приемочный контроль по количественному признаку. Планы контроля (Статистичний приймальний контроль за кількісною ознакою. Плани контролю)

ГОСТ 20850-84 Конструкции деревянные клееные. Общие технические условия (Конструкції дерев'яні клеєні. Загальні технічні умови)

ГОСТ 21554.2-81 Пиломатериалы и заготовки. Методы определения предела прочности при статическом изгибе (Пиломатеріали і заготовки. Методи визначення границі міцності при статичному згині)

ГОСТ 21554.4-78 Пиломатериалы и заготовки. Методы определения предела прочности при продольном сжатии (Пиломатеріали і заготовки. Методи визначення границі міцності при поздовжньому стиску)

ГОСТ 21554.5-78 Пиломатериалы и заготовки. Методы определения предела прочности при продольном растяжении (Пиломатеріали і заготовки. Методи визначення границі міцності при поздовжньому розтягу)

ГОСТ 21554.6-78 Пиломатериалы и заготовки. Метод определения предела прочности при скалывании вдоль волокон (Пиломатеріали і заготовки. Метод визначення границі міцності при сколюванні вздовж волокон)

3 ПЕРЕДУМОВИ

3.1 У цих Нормах застосовуються основні положення ДБН В.1.2-14.

3.2 Додаткові вимоги стосовно конструювання і контролю наводяться у розділі 10.

4 ВІДМІННОСТІ МІЖ ОСНОВНИМИ ПОЛОЖЕННЯМИ І ПРАВИЛАМИ ЗАСТОСУВАННЯ

У цих Нормах застосовуються правила ДБН В.1.2-14.

5 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ

5.1 Загальні положення

Нижче подані терміни, вжиті в цих будівельних нормах, та визначення позначених ними понять.

У цих Нормах застосовується термін, установлений у ДБН В.1.2-14: характеристична величина.

5.2 Додаткові терміни та визначення, використані у цих Нормах

5.2.1 нагельне з'єднання (*Dowelled connection*)

З'єднання, виконане із застосуванням циліндричних стрижнів круглого перерізу, як правило, сталевих, з головками або без них, щільно встановлених у попередньо висвердлені отвори, які служать для передачі навантажень, що діють перпендикулярно до осі нагеля

5.2.2 рівноважна вологість (*Equilibrium moisture content*)

Вміст вологи, при якому деревина і не вбирає, і не віддає вологи у навколишнє середовище

5.2.3 границя гігроскопічності деревини (*Fibre saturation point*)

Вміст вологи, за якого стінки клітин деревини повністю насичені вологою

5.2.4 LVL

Деревина на основі фанери

5.2.5 багатошаровий дерев'яний настил (*Laminated timber deck*)

Панель, виготовлена із прилеглих паралельних і сучільних шарів, з'єднаних цвяхами, шурупами, з попереднім напруженням або склеєних

5.2.6 вміст вологи (*Moisture content*)

Маса води у деревині, виражена у відсотках відносно маси абсолютно сухої деревини

5.2.7 поперечний розтяг (*Racking*)

Ефект, спричинений горизонтальними діями у площині стіни

5.2.8 характеристика жорсткості (*Stiffness property*)

Характеристики, що використовуються у розрахунках деформацій конструкцій, такі як модуль пружності, модуль зсуву, модуль ковзання

5.2.9 модуль ковзання (*Slip modulus*)

Характеристика, що використовується у розрахунках деформацій між двома елементами конструкції

6 ПОЗНАКИ

У цих Норммах застосовуються наступні позначки

Латинські великі літери

A	площа поперечного перерізу
A_{ef}	робоча площа загальної поверхні контакту між перфорованою металевією з'єднувальною пластиною і деревом
A_f	площа поперечного перерізу полиці
$A_{net,t}$	площа нетто поперечного перерізу, перпендикулярного до волокна
$A_{net,v}$	площа зсуву нетто паралельно волокну
C	жорсткість пружини
$E_{0,05}$	величина модуля пружності при деформації 0,05 %
E_d	розрахункова величина модуля пружності
E_{mean}	середня величина модуля пружності
$E_{mean, fin}$	гранична величина модуля пружності
F	сила
$F_{A,Ed}$	розрахункова сила, яка діє на перфоровану металеву з'єднувальну пластину у центрі ваги робочої площі
$F_{A, min, d}$	мінімальна розрахункова сила, яка діє на перфоровану металеву з'єднувальну пластину у центрі ваги робочої площі
$F_{ax,Ed}$	розрахункова осьова сила на з'єднувальний елемент
$F_{ax,Rd}$	розрахункова величина осьової несучої здатності з'єднувального елемента на висмикування
$F_{ax,Rk}$	характеристична величина осьової несучої здатності з'єднувального елемента на висмикування
F_c	стискальна сила
F_d	розрахункова сила
$F_{d,ser}$	розрахункова сила при граничному стані за придатністю до експлуатації
$F_{f,Rd}$	розрахункова несуча здатність з'єднувального елемента в стіновій діафрагмі
$F_{i,c,Ed}$	розрахункова стискальна реактивна сила на краю стіни, що працює на зсув
$F_{i,t,Ed}$	розрахункова розтягувальна реактивна сила на краю стіни, що працює на зсув
$F_{i,vert,Ed}$	вертикальне навантаження на стіну
$F_{i,v,Rd}$	розрахунковий опір панелі поперечному розтягу або стіни i
F_{ln}	поперечне навантаження
$F_{M,Ed}$	розрахункове зусилля від граничного розрахункового моменту
F_t	розтягувальна сила
$F_{v,O,Rk}$	характеристична несуча здатність з'єднання вдовж волокна
$F_{v,Ed}$	розрахункова поперечна сила на площині зсуву з'єднувального елемента; горизонтальна розрахункова дія на стінову діафрагму
$F_{v,Rd}$	розрахункова несуча здатність з'єднувального елемента на площині зсуву; розрахункова несуча здатність на поперечний розтяг
$F_{v,Rk}$	характеристична несуча здатність з'єднувального елемента на площині зсуву
$F_{v,w,Ed}$	розрахункова поперечна сила, яка діє на стінку

$F_{x,Ed}$	розрахункова величина сили в напрямку x
$F_{y,Ed}$	розрахункова величина сили в напрямку y
$F_{x,Rd}$	розрахункова величина несучої здатності пластини в напрямку x
$F_{y,Rd}$	розрахункова величина несучої здатності пластини в напрямку y
$F_{x,Rk}$	характеристична несуча здатність пластини в напрямку x
$F_{y,Rk}$	характеристична несуча здатність пластини в напрямку y
$G_{0,05}$	величина модуля зсуву при величині зсуву 0,05 %
G_d	розрахункова величина модуля зсуву
G_{mean}	середня величина модуля зсуву
H	габаритний розмір ферми
I_f	момент інерції площі перерізу полиці
I_{tor}	момент інерції перерізу при крученні
I_z	момент інерції площі перерізу відносно осі z
K_{ser}	модуль зсуву
$K_{ser,fin}$	кінцевий модуль зсуву
K_u	миттєвий модуль ковзання для граничного стану за міцністю і стійкістю
$L_{net,t}$	ширина нетто поперечного перерізу, перпендикулярного до волокна
$L_{net,v}$	довжина нетто площі зламу при зсуві
$M_{A,Ed}$	розрахунковий момент, який діє на перфоровану з'єднувальну металеву пластину
$M_{ap,d}$	розрахунковий момент у зоні гребеня
M_d	розрахунковий момент
$M_{y,Rk}$	характеристичний момент текучості з'єднувального елемента
N	осьова сила
$R_{90,d}$	розрахунковий опір сколюванню
$R_{90,k}$	характеристичний опір сколюванню
$R_{ax,d}$	розрахункова несуча здатність з'єднання при осьовому навантаженні
$R_{ax,k}$	характеристична несуча здатність з'єднання при осьовому навантаженні
$R_{ax,\alpha,k}$	характеристична несуча здатність під кутом до волокна
R_d	розрахункова величина несучої здатності
$R_{ef,k}$	фактична характеристична несуча здатність з'єднання
$R_{iv,d}$	розрахункова несуча здатність стіни на поперечний розтяг
R_k	характеристична величина несучої здатності
$R_{sp,k}$	характеристичний опір сколюванню
$R_{to,k}$	характеристична несуча здатність зубчастого пластинчастого з'єднувального елемента
$R_{v,d}$	розрахунковий опір стінової діафрагми поперечному розтягу
V	зусилля зрізу; об'єм
V_u, V_l	зусилля зрізу у верхній і нижній частинах балки з отвором
W_y	момент опору перерізу відносно осі y
X_d	розрахункова величина певної характеристики міцності
X_k	характеристична величина певної характеристики міцності

Латинські малі літери

a	відстань
a_1	крок паралельно волокну з'єднувальних елементів у одному ряді
a_2	крок перпендикулярно до волокна між рядами з'єднувальних елементів
$a_{3,c}$	відстань між з'єднувальним елементом і ненавантаженим кінцем
$a_{3,t}$	відстань між з'єднувальним елементом і навантаженим кінцем
$a_{4,c}$	відстань між з'єднувальним елементом і ненавантаженою гранню
$a_{4,t}$	відстань між з'єднувальним елементом і навантаженою гранню
a_{bow}	максимальна кривизна елемента ферми
$a_{bow,perm}$	максимально допустима кривизна елемента ферми
a_{dev}	максимальне відхилення ферми
$a_{dev,perm}$	максимально допустиме відхилення ферми
b	ширина
b_i	шширина панелі i або стіни i
b_{net}	відстань нетто між стояками
b_w	ширина стінки
d	діаметр
d_1	діаметр центрального отвору з'єднання
d_c	діаметр з'єднання
d_{ef}	фактичний діаметр
$f_{h,i,k}$	характеристичний опір зони заанкерування дерев'яного елемента i
$f_{a,0,0}$	характеристична несуча здатність заанкерування на одиницю довжини при $\alpha = 0^\circ$ і $\beta = 0^\circ$
$f_{a,90,90}$	характеристична несуча здатність заанкерування на одиницю довжини при $\alpha = 90^\circ$ і $\beta = 90^\circ$
$f_{a,\alpha,\beta,k}$	характеристичний опір заанкерування
$f_{ax,k}$	характеристична характеристика цвяхів при висмикуванні
$f_{c,0,d}$	розрахунковий опір при стиску вдовж волокон
$f_{c,w,d}$	розрахункова міцність стінки елемента при стиску
$f_{f,c,d}$	розрахункова міцність полиці елемента при стиску
$f_{c,90,k}$	характеристичний опір при розтягу перпендикулярно до волокна
$f_{f,t,d}$	розрахункова міцність полиці елемента при розтягу
$f_{h,k}$	характеристичний опір заанкерування
$f_{head,k}$	характеристична характеристика проникнення для цвяхів
f_1	власна частота
$f_{m,k}$	характеристичний опір при згині
$f_{m,y,d}$	розрахунковий опір згину відносно головної осі y
$f_{m,z,d}$	розрахунковий опір згину відносно головної осі z
$f_{m,\alpha,d}$	розрахунковий опір згину під кутом α до волокна
$f_{t,0,d}$	розрахунковий опір розтягу вдовж волокна
$f_{t,0,k}$	характеристичний опір розтягу вдовж волокна
$f_{t,90,d}$	розрахунковий опір розтягу перпендикулярно до волокна

$f_{t,w,d}$	розрахунковий опір стінки елемента розтягу
$f_{u,k}$	характеристичний опір болтів розтягу
$f_{v,0,d}$	розрахунковий опір панелі зрізу
$f_{v,ax,\alpha,k}$	характеристичний опір висмикуванню під кутом α до волокна
$f_{v,ax,90,k}$	характеристичний опір висмикуванню перпендикулярно до волокна
$f_{v,d}$	розрахунковий опір зрізу
h	висота перерізу; висота стіни
h_{ap}	висота зони гребеня
h_d	глибина отвору
h_e	глибина заанкерування
h_{ed}	висота завантаженої грані
h_{ef}	робоча висота
$h_{f,c}$	висота стиснутої зони полиці елемента
$h_{f,t}$	висота розтягнутої зони полиці елемента
h_{rl}	відстань від нижньої грані отвору до низу елемента
h_{ru}	відстань від верхньої грані отвору до верха елемента
h_w	висота стінки елемента
i	нахил зарубки
$k_{c,y}$ або $k_{c,z}$	коефіцієнт хиткості
k_{crit}	коефіцієнт втрати стійкості із площини
k_d	коефіцієнт розмірів для панелі
k_{def}	коефіцієнт деформативності
k_{dis}	коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у зоні гребеня
$k_{f,1}, k_{f,2}, k_{f,3}$	перехідні коефіцієнти для опору в'язей
k_h	коефіцієнт висоти перерізу
$k_{i,q}$	коефіцієнт рівномірно розподіленого навантаження
k_m	коефіцієнт перерозподілу згинальних напружень у поперечному перерізі
k_{mod}	перехідний коефіцієнт для тривалості навантаження і вологості
k_n	коефіцієнт зсуву матеріалу
k_r	понижуючий коефіцієнт
$k_{R,red}$	понижуючий коефіцієнт для несучої здатності
k_s	коефіцієнт врахування кроку з'єднувальних елементів; перехідний коефіцієнт для жорсткості пружин
$k_{s,red}$	перехідний коефіцієнт для кроку
k_{shape}	коефіцієнт впливу форми поперечного перерізу
k_{sys}	коефіцієнт міцності системи
k_v	перехідний коефіцієнт для балок на врубках
k_{vol}	коефіцієнт об'єму
k_y або k_z	коефіцієнт хиткості
$l_{a,min}$	мінімальна довжина заанкерування для вклеєних стрижнів
l	прольот; довжина контакту

l_A	опорна відстань отвору
l_{ef}	робоча довжина; фактична довжина розподілу
l_V	відстань від отвору до кінця елемента
l_Z	крок отворів
m	маса на одиницю площі
n_{40}	кількість частот коливань нижче 40 Гц
n_{ef}	фактична кількість з'єднувальних елементів
p_d	розподілене навантаження
q_i	еквівалентне рівномірно розподілене навантаження
r	радіус кривизни
s	крок
s_0	основний крок з'єднувальних елементів
r_{in}	внутрішній радіус
t	товщина
t_{pen}	глибина проникнення
u_{creep}	деформація повзучості
u_{fin}	повна деформація
$u_{fin,G}$	повна деформація від постійної дії G
$u_{fin,Q,1}$	повна деформація від основної змінної дії Q_1
$u_{fin,Q,i}$	повна деформація від супутніх змінних дій Q_i
u_{inst}	миттєва деформація
$u_{inst,G}$	миттєва деформація від постійної дії G
$u_{inst,Q,1}$	миттєва деформація від основної змінної дії Q_1
$u_{inst,Q,i}$	миттєва деформація від супутніх змінних дій Q_i
w_c	початковий прогин
w_{creep}	прогин від повзучості
w_{fin}	повний прогин
w_{inst}	миттєвий прогин
$w_{net,fin}$	чистий кінцевий прогин
v	швидкість відгуку одиничного імпульсу

Грецькі малі літери

α	кут між напрямом осі X і силою для перфорованих металевих пластин; кут між силою і напрямом волокна; кут між напрямом навантаження і навантаженою гранню (або кінцем)
β	кут між напрямом волокна і силою для перфорованих металевих пластин
β_c	коефіцієнт прямолінійності
γ	кут між напрямом осі X і лінією з'єднання деревини для перфорованих металевих пластин
γ_M	коефіцієнт надійності для властивостей матеріалу, обчислюється для невизначеностей моделі і коливань розмірів
λ_y	гнучкість при поздовжньому згині відносно осі y

λ_z	гнучкість при поздовжньому згині відносно осі z
$\lambda_{rel,y}$	відносна гнучкість при поздовжньому згині відносно осі y
$\lambda_{rel,z}$	відносна гнучкість при поздовжньому згині відносно осі z
ρ_k	характеристична густина
ρ_m	середня густина
$\sigma_{c,0,d}$	розрахункове напруження стиску вдовж волокон
$\sigma_{c,\alpha,d}$	розрахункове напруження стиску під кутом α до волокна
$\sigma_{f,c,d}$	середнє розрахункове напруження стиску для полиці елемента
$\sigma_{f,c,max,d}$	розрахункове напруження стиску крайнього волокна полиці елемента
$\sigma_{f,t,d}$	середнє розрахункове напруження розтягу для полиці елемента
$\sigma_{f,t,max,d}$	розрахункове напруження розтягу крайнього волокна полиці елемента
$\sigma_{m,crit}$	критичне напруження згину
$\sigma_{m,y,d}$	розрахункове напруження згину відносно головної осі y
$\sigma_{m,z,d}$	розрахункове напруження згину відносно головної осі z
$\sigma_{m,\alpha,d}$	розрахункове напруження згину під кутом α до волокна
σ_N	осьове напруження
$\sigma_{t,0,d}$	розрахункове напруження розтягу вдовж волокна
$\sigma_{t,90,d}$	розрахункове напруження розтягу перпендикулярно до волокна
$\sigma_{w,c,d}$	розрахункове напруження стиску стінки
$\sigma_{w,t,d}$	розрахункове напруження розтягу стінки
τ_d	розрахункове напруження зрізу
$\tau_{F,d}$	розрахункове напруження заанкерування від осьового зусилля
$\tau_{M,d}$	розрахункове напруження заанкерування від моменту
$\tau_{tor,d}$	розрахункове напруження зрізу від закручування
ψ_0	коефіцієнт комбінації для змінної дії
ψ_2	коефіцієнт умовно постійної величини змінної дії
ζ	модальний коефіцієнт затухання

7 ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ

7.1 Вимоги

7.1.1 Основні вимоги

7.1.1.1 Дерев'яні конструкції повинні задовольняти вимоги щодо механічної міцності, стійкості та пожежної безпеки, які визначені у "Технічному регламенті будівельних виробів, будівель і споруд", затверджені Постановою Кабінету Міністрів України від 20 грудня 2006 р. № 1764.

7.1.1.2 Дерев'яні конструкції всіх типів повинні задовольняти вимоги:

- несучої здатності, довговічності та експлуатаційної придатності згідно з цими Нормами, а також додаткові вимоги, визначені у завданні на проектування;
- пожежної безпеки згідно з ДБН В.1.1-7 та ДБН В.1.2-7.

7.1.1.3 Вважається, що основні положення ДБН В.1.2-14 повинні задовольнятись для проектування дерев'яних конструкцій за граничними станами у поєднанні з методом коефіцієнтів безпеки, який використовується ДБН В.1.2-14 і ДБН В.1.2-2 для дій і їх сполучень.

7.1.2 Управління надійністю

У разі застосування різних рівнів надійності ці рівні необхідно забезпечувати шляхом належного рівня якості проектного менеджменту і виконання відповідно до ДБН В.1.2-14.

7.1.3 Проектний строк експлуатації і довговічність

Застосовується положення ДБН В.1.2-14.

7.2 Основні положення розрахунку за граничними станами

7.2.1 Загальні положення

7.2.1.1 Розрахункові моделі для різних граничних станів у відповідних випадках враховують наступне:

- різні характеристики матеріалів (наприклад, міцність і жорсткість);
- різний характер роботи матеріалів залежно від плину часу (тривалість навантаження, повзучість);
- різні кліматичні умови (температуру, зміну вологості);
- різні розрахункові випадки (стадії будівництва, зміну умов обпирання).

7.2.2 Граничні стани за міцністю і стійкістю

7.2.2.1 Розрахунок конструкцій повинен виконуватись із застосуванням наступних величин характеристик жорсткості:

– при лінійно-пружному розрахунку конструкцій, у яких розподіл внутрішніх зусиль не залежить від розподілу жорсткостей у межах конструкції (наприклад, всі елементи мають однакові характеристики, що залежать від тривалості навантаження), повинні застосовуватись середні величини;

– при лінійно-пружному розрахунку конструкцій, у яких розподіл внутрішніх зусиль залежить від розподілу жорсткостей у межах конструкції (наприклад, композитні елементи, які включають матеріали з різними характеристиками, що залежать від тривалості навантаження), повинні застосовуватись повні середні величини, приведені до навантаження, яке викликає найбільші напруження відносно несучої здатності;

– для лінійно-пружного розрахунку деформованої конструкції повинні застосовуватись розрахункові величини, що не залежать від тривалості дії навантаження

Примітка 1. Повні середні величини, приведені до тривалості навантаження обчислюються згідно з 7.3.2.2.2.

Примітка 2. Розрахункові величини характеристик жорсткості обчислюються згідно з 7.4.1.2.

7.2.2.2 Модуль зсуву для з'єднання при граничному стані за міцністю і стійкістю K_u приймають, як:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} , \quad (7.1)$$

де K_{ser} – модуль зсуву (7.3.2.2).

7.2.3 Граничні стани за придатністю до експлуатації

7.2.3.1 Деформації конструкції, спричинені впливом дій (таких як осьові та поперечні сили, згинальні моменти та ковзання у вузлах) і вологістю, повинні обмежуватись із врахуванням можливості ушкодження поверхонь матеріалів, стель, підлог, перегородок і оздоблення, технологічних потреб та будь-яких вимог до зовнішнього вигляду.

7.2.3.2 Миттєва деформація, u_{inst} (рисунок 12.1) повинна визначатись при нормативній комбінації дій із застосуванням середніх значень відповідних модулів пружності та зсуву.

7.2.3.3 Повна деформація, u_{fin} (рисунок 12.1) повинна визначатись при квазіпостійній комбінації дій.

7.2.3.4 Якщо конструкція включає елементи або складові з різним характером повзучості, повна деформація повинна визначатись при повних середніх величинах відповідних модулів пружності, зсуву і ковзання у відповідності з 7.3.2.2.1.

7.2.3.5 Для конструкцій, що включають елементи, складові і з'єднання з однаковим характером повзучості і за можливості лінійної залежності між діями і відповідними деформаціями, як спрощення 7.2.3.3, повні деформації u_{fin} можуть прийматись, як

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + u_{fin,Q_i}, \quad (7.2)$$

де

$$u_{fin,G} + u_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad \text{при постійній дії } G \quad (7.3)$$

$$u_{fin,Q,1} + u_{inst,Q,1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) \quad \text{при дії провідної змінної } Q_1 \quad (7.4)$$

$$u_{fin,Q,i} + u_{inst,Q,i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) \quad \text{при діях супутніх змінних } Q_i (i > 1) \quad (7.5)$$

$u_{inst,G}, u_{inst,Q,1}, u_{inst,Q,i}$ – миттєві деформації при дії G, Q_1, Q_i відповідно;

$\psi_{2,1}, \psi_{2,i}$ – коефіцієнти квазіпостійної величини змінних дій;

$\psi_{0,i}$ – коефіцієнти сполучень змінних дій;

k_{def} – надається у таблиці 8.2 для деревини і матеріалів на основі деревини і у 7.3.2.2.3 і 7.3.2.2.4 для з'єднань.

При застосуванні виразів (7.3) – (7.5) коефіцієнти ψ_2 у виразах (11.16a) і (11.16b) в EN 1990:2002 не враховуються.

Примітка. У більшості випадків зручніше застосовувати спрощений метод.

7.2.3.6 Для граничного стану за придатністю до експлуатації відносно коливань повинні застосовуватись відповідні середні величини модулів жорсткості.

7.3 Основні змінні

7.3.1 Дії і впливи навколишнього середовища

7.3.1.1 Загальні положення

7.3.1.1.1 Дії, що повинні враховуватись при проектуванні, приймаються з відповідних частин ДБН В.1.2-2.

7.3.1.1.2 Тривалість навантаження і вологість впливають на характеристики міцності і жорсткості деревини й елементів на основі деревини, і повинні враховуватись при проектуванні для механічного опору і придатності для експлуатації.

7.3.1.1.3 Повинні враховуватись дії, спричинені впливом зміни вологості у деревині.

7.3.1.2 Класи тривалості навантаження

7.3.1.2.1 Класи тривалості навантаження характеризуються впливом постійного навантаження, що діє протягом певного періоду часу відносно строку експлуатації конструкції. Для змінних дій відповідний клас повинен визначатись на основі оцінки характерної зміни навантаження протягом часу.

7.3.1.2.2 Дії повинні відноситись до одного з класів тривалості навантаження, наведених у таблиці 7.1, для обчислень міцності і жорсткості.

Таблиця 7.1 – Класи тривалості навантаження

Клас тривалості навантаження	Порядок розподілу тривалості нормативних навантажень
Постійне	Більше ніж 10 років
Довготривале	6 місяців – 10 років
Середньої тривалості	1 тиждень – 6 місяців
Короткочасне	Менше ніж один тиждень
Миттєве	

Примітка. Приклади призначення тривалості навантаження наведені у таблиці 7.2. Оскільки кліматичні навантаження (сніг, вітер) змінюються залежно від країни, призначення класів тривалості навантаження може здійснюватись у національних додатках

Таблиця 7.2 – Приклади призначення тривалості навантаження

Клас тривалості навантаження	Приклади навантаження
Постійне	Власна вага
Довготривале	Навантаження при зберіганні
Середньої тривалості	Тимчасове навантаження на перекриття, снігове
Короткочасне	Снігове, вітрове
Миттєве	Вітрове, аварійне

7.3.1.3 Експлуатаційні класи

7.3.1.3.1 Конструкціям повинен призначатись один із наведених нижче експлуатаційних класів.

Примітка 1. Система експлуатаційних класів в основному націлена на призначення величин міцності та обчислення деформацій за певних умов навколишнього середовища.

Примітка 2. Інформація стосовно призначення експлуатаційних класів для конструкцій наведена у 7.3.1.3.2, 7.3.1.3.3 і 7.3.1.3.4.

7.3.1.3.2 Експлуатаційний клас 1 характеризується вологістю матеріалів, що відповідає температурі 20 °С і відносній вологості навколишнього повітря, що перевищує 65 %, тільки декілька тижнів протягом року.

Примітка. Для експлуатаційного класу 1 середня вологість деревини хвойних порід не перевищує 12 %.

7.3.1.3.3 Експлуатаційний клас 2 характеризується вологістю матеріалів, що відповідає температурі 20 °С і відносній вологості навколишнього повітря, що перевищує 85 %, тільки декілька тижнів протягом року.

Примітка. Для експлуатаційного класу 2 середня вологість деревини хвойних порід не перевищує 20 %.

7.3.1.3.4 Експлуатаційний клас 3 характеризується кліматичними умовами, що призводять до вищої вологості ніж для експлуатаційного класу 2.

7.3.2 Дії і впливи навколишнього середовища

7.3.2.1 Вплив тривалості навантаження і вологості на міцність

7.3.2.1.1 Експлуатаційний клас 3 характеризується кліматичними умовами, що призводять до вищої вологості ніж для експлуатаційного класу 2.

Перехідні коефіцієнти, що враховують вплив на міцність тривалості навантаження і вологості, наведені у 8.1.3.

7.3.2.1.2 Якщо з'єднання утворюється двома дерев'яними елементами, що мають різну залежність характеру роботи протягом часу, визначення розрахункової несучої здатності необхідно здійснювати при наступному перехідному коефіцієнті:

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} k_{mod,2}}, \quad (7.6)$$

де $k_{mod,1}$ і $k_{mod,2}$ – перехідні коефіцієнти для двох дерев'яних елементів.

7.3.2.2 Вплив тривалості навантаження і вологості на деформації

7.3.2.2.1 Для граничних станів за придатністю до експлуатації, якщо конструкція складається з елементів або частин, що мають різні характеристики у залежності від часу, повні середні значення модуля пружності $E_{mean,fin}$, модуля зсуву $G_{mean,fin}$ і модуля ковзання $K_{ser,fin}$, які використовуються для обчислення повних деформацій, необхідно визначати за наступними виразами:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})}, \quad (7.7)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})}, \quad (7.8)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{E_{ser}}{(1 + k_{def})}, \quad (7.9)$$

7.3.2.2.2 Для граничних станів, за яких розподіл жорсткостей у конструкції впливає на розподіл зусиль і моментів, повні середні значення модуля пружності $E_{mean,fin}$, модуля зсуву $G_{mean,fin}$ і модуля ковзання $K_{ser,fin}$ повинні обчислюватись за наступними виразами:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})}, \quad (7.10)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})}, \quad (7.11)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{E_{ser}}{(1 + \psi_2 k_{def})}, \quad (7.12)$$

де E_{mean} – середнє значення модуля пружності;

G_{mean} – середнє значення модуля зсуву;

K_{ser} – модуль ковзання;

k_{def} – коефіцієнт для оцінки деформацій повзучості з урахуванням відповідного експлуатаційного класу;

ψ_2 – коефіцієнт квазіпостійної величини дії, яка спричиняє найбільші напруження, відносно міцності (якщо така дія буде постійною, то ψ_2 необхідно замінити на 1).

Примітка 1. Величини k_{def} наведені у таблиці 8.2.

Примітка 2. Величини ψ_2 визначаються згідно з чинними нормативними документами.

7.3.2.2.3 У випадку, якщо з'єднання утворено дерев'яними елементами з однаковою залежністю характеру роботи протягом часу, значення k_{def} необхідно подвоїти.

7.3.2.2.4 У випадку, якщо з'єднання утворено двома елементами на основі деревини, що мають різну залежність характеру роботи протягом часу, обчислення повних деформацій повинно виконуватись при наступному коефіцієнті деформацій k_{def} :

$$k_{def} = 2 \sqrt{k_{def,1} \cdot k_{def,2}}, \quad (7.13)$$

де $k_{def,1}$ і $k_{def,2}$ – коефіцієнти деформацій для двох дерев'яних елементів.

7.4 Перевірка методом коефіцієнтів надійності

7.4.1 Розрахункова величина характеристики матеріалу

7.4.1.1 Розрахункова величина X_d характеристики міцності повинна розраховуватись як

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (7.14)$$

де X_k – характеристичне значення характеристики міцності;

γ_M – коефіцієнт надійності за характеристикою матеріалу;

k_{mod} – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості.

Примітка 1. Величини k_{mod} наведені у таблиці 8.1.

Примітка 2. Рекомендовані коефіцієнти надійності для характеристик матеріалу γ_M наведені у таблиці 7.3.

Таблиця 7.3 – Рекомендовані коефіцієнти надійності γ_M для характеристик матеріалів і опорів

Основні сполучення:	γ_M
Цільна деревина	1,3
Дощато-клеєна деревина	1,25
Фанеровані пиломатеріали, фанера, OSB	1,2
Деревно-стружкові плити (ДСП)	1,3
ДВП тверді	1,3
ДВП середньої твердості	1,3
ДВП (MDF)	1,3
ДВП м'які	1,3
З'єднання	1,3
З'єднання перфорованими металевими пластинами	1,25
Аварійні сполучення	1,0

7.4.1.2 Розрахункова характеристика жорсткості елемента E_d або G_d повинна визначатись, як

$$E_d = \frac{E_{mean}}{\gamma_M}, \quad (7.15)$$

$$G_d = \frac{G_{mean}}{\gamma_M}, \quad (7.16)$$

де E_{mean} – середнє значення модуля пружності;

G_{mean} – середнє значення модуля зсуву.

7.4.2 Розрахункові значення геометричних даних

7.4.2.1 Геометричні дані для поперечних перерізів та систем можуть прийматись як номінальні величини за специфікаціями на виробі або робочих креслень.

7.4.2.2 Розрахункові величини допусків за геометричними розмірами, які встановлено у цих стандартах, охоплюють впливи від:

- геометричних неточностей елементів;
- дефектів конструкцій від виготовлення та зведення;
- неоднорідності матеріалів (наприклад, сучків).

7.4.3 Розрахункові опори

7.4.3.1 Розрахункова величина опору R_d (несучої здатності) повинна визначатись, як

$$R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_M}, \quad (7.17)$$

де R_k – характеристичне значення несучої здатності;

γ_M – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу;

k_{mod} – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості.

Примітка 1. Величини k_{mod} наведені у 8.1.3.

Примітка 2. Коефіцієнти надійності для характеристик матеріалу наведені в 7.4.1.

7.4.4 Перевірка статичної рівноваги

Форми для перевірки статичної рівноваги відповідним чином застосовуються для розрахунку дерев'яних конструкцій, наприклад, для розрахунку анкерних болтів або перевірки опор, що зазнають підйому від нерозрізних балок.

8 ВЛАСТИВОСТІ МАТЕРІАЛІВ

8.1 Загальні положення

8.1.1 Характеристики міцності і жорсткості

Характеристики міцності і жорсткості повинні визначатись на основі випробувань для типів дій, впливу яких зазнаватиме матеріал у конструкції, або на основі порівнянь із такими ж зразками деревини і сортами або матеріалами на основі деревини, або на основі належним чином встановлених залежностей між різними властивостями.

8.1.2 Залежність "напруження-деформації"

8.1.2.1 Оскільки нормативні значення визначаються за умови лінійної залежності між напруженнями і деформаціями до руйнування, перевірка міцності окремих елементів також повинна базуватись на такій лінійній залежності.

8.1.2.2 Для елементів або їх окремих частин, що зазнають стиску, може застосовуватись нелінійна залежність (пружно-пластична).

8.1.3 Перехідні коефіцієнти міцності для експлуатаційних класів і класів за тривалістю навантаження

8.1.3.1 Повинні застосовуватись перехідні коефіцієнти k_{mod} , наведені у таблиці 8.1.

8.1.3.2 Якщо сполучення навантажень складається із дій, що належать до різних класів за тривалістю навантаження, необхідно вибирати значення k_{mod} , яке відноситься до дії з найкоротшою тривалістю, наприклад, для сполучення навантаження від власної ваги та якогось короткотривалого, повинно застосовуватись значення k_{mod} , що відноситься до короткотривалого навантаження.

8.1.4 Перехідні коефіцієнти деформацій для експлуатаційних класів

Повинні застосовуватись значення коефіцієнтів деформації k_{def} , які наведено у таблиці 8.2.

8.2 Цільна деревина

8.2.1 Дерев'яні елементи круглого перерізу повинні відповідати вимогам ГОСТ 9463 і ГОСТ 9462.

8.2.2 Може враховуватись вплив розміру елемента на міцність.

8.2.3 Для прямокутної цільної деревини з нормативною густиною $\rho_k \leq 700 \text{ кг/м}^3$ базова висота перерізу при згині або ширина (максимальний розмір перерізу) при розтягу приймається 150 мм. Для висот перерізів із цільної деревини при згині або ширини при розтягу менше 150 мм нормативні значення $f_{m,k}$, $f_{t,0,k}$ можуть бути збільшені застосуванням коефіцієнта k_h , що визначається, як

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\}, \quad (8.1)$$

де h – висота перерізу при згині або ширина при розтягах елемента, мм.

Таблиця 8.1 – Значення k_{mod}

Матеріал	Експлуатаційний клас	Класи за тривалістю навантаження				
		Постійна	Довготривала	Середньотривала	Короткотривала	Миттєва
Цільна деревина	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Дощато-клеєна деревина	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Фанеровані матеріали LVL	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Фанера	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
ДСП, ДСТУ EN 312 Частина 4, Частина 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Частина 6, Частина 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
ДВП тверда ДСТУ EN 622-2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
ДВП, Середньої твердості ДСТУ EN 622-3	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	2	–	–	–	0,45	0,80
ДВП, MDF ДСТУ EN 312-5	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	2	–	–	–	0,45	0,80

8.2.4 Для деревини, яка встановлена на межі гігроскопічності і яка вірогідно висушена під навантаженням, значення k_{def} , наведені у таблиці 8.2, повинні збільшуватись до 1,0.

8.2.5 Шипові з'єднання повинні відповідати ДСТУ prEN385.

8.3 Дощато-клеєна деревина

8.3.1 Дощато-клеєні елементи повинні відповідати вимогам ГОСТ 20850.

8.3.2 Вплив розмірів елемента на міцність може враховуватись.

8.3.3 Для дощато-клеєної деревини прямокутного перерізу за базову висоту при згині або ширину при розтягу приймають 600 мм. Для висоти при згині або ширини при розтягу дощато-клеєної деревини менше ніж 600 мм нормативні значення $f_{m,k}$ і $f_{t,0,k}$ можуть збільшуватись на коефіцієнт k_h , прийнятий, як

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\}, \quad (8.2)$$

де h – висота для згинальних елементів або ширина для розтягнутих елементів, мм.

8.3.4 Крупні шипові з'єднання не повинні застосовуватись для виробів, які використовуються в експлуатаційному класі 3, де напрям волокон змінюється у вузлі.

8.3.5 Необхідно враховувати вплив розмірів елемента на міцність при згині перпендикулярно до волокон.

Таблиця 8.2 – Значення k_{def} для деревини і матеріалів на основі деревини

Матеріал	Експлуатаційний клас		
	1	2	3
Цільна деревина	0,60	0,80	2,00
Дощато-клеєна деревина	0,60	0,80	2,00
Фанеровані матеріали, LVL	0,60	0,80	2,00
Фанера	0,80	–	–
	0,80	1,00	–
	0,80	1,00	2,50
OSB	2,25	–	–
	1,50	2,25	–
ДСП, ДСТУ EN 312			
Частина 4	2,25	–	–
Частина 5	2,25	3,00	–
Частина 6	1,50	–	–
Частина 7	1,50	2,25	–
ДВП тверда ДСТУ EN 622-2	2,25	–	–
	2,25	3,00	–
ДВП середньої твердості ДСТУ EN 622-3	3,00	–	–
	3,00	4,00	–
ДВП, MDF ДСТУ EN 312-5	2,25	–	–
	2,25	3,00	–

8.4 Фанеровані пиломатеріали (LVL)

8.4.2 Для LVL прямокутного перерізу з орієнтацією всіх волокон шпону в одному напрямі повинен враховуватись вплив розміру елемента на міцність при згині і розтягу.

8.4.3 Базовою при згині є висота 300 мм. Для висот при згині, які не дорівнюють 300 мм, характеристичне значення $f_{m,k}$ повинно збільшуватись на коефіцієнт k_h , що визначається, як

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{300}{h} \right)^s, 1,2 \right\}, \quad (8.3)$$

де h – висота елемента, мм.

s – експоненціальна залежність впливу розміру (8.4.5).

8.4.4 При розтягу базовою є довжина 3000 мм. Для довжин при розтягу, які не дорівнюють 3000 мм, характеристичне значення $f_{t,0,k}$ повинно збільшуватись на коефіцієнт k_l , що визначається, як

$$k_l = \min \left\{ \left(\frac{3000}{l} \right)^{s/2}, 1,1 \right\}, \quad (8.4)$$

де l – довжина елемента, мм.

8.4.5 Експоненціальна залежність впливу розміру s для LVL повинна прийматись як заявлена у відповідності з нормативними документами.

8.4.6 Крупні шипові з'єднання згідно з ДСТУ EN 387 не повинні застосовуватись для виробів, які використовуються в експлуатаційному класі 3, де напрям волокон змінюється у вузлі.

8.4.7 Для LVL з орієнтацією всіх волокон шпону в одному напрямі повинен враховуватись вплив розміру елемента на міцність при розтягу перпендикулярно до волокон.

8.5 Плити на основі деревини

8.5.1 Плити на основі деревини і LVL повинні відповідати технічним специфікаціям.

8.5.2 При застосуванні м'яких ДСП вони повинні розкріплятись вітовими в'язями і проектуватись із випробуванням.

8.6 Клеючі речовини

8.6.1 Клеючі матеріали для конструкцій повинні забезпечувати з'єднання такої міцності та довговічності, щоб цілісність з'єднання підтримувалась на рівні визначеного експлуатаційного класу протягом передбаченого строку експлуатації конструкції.

8.6.2 Клеючі речовини, які відповідають класу 1 технічних вимог, можуть застосовуватись для всіх експлуатаційних класів.

8.6.3 Клеючі речовини, які відповідають класу 2 технічних вимог, повинні застосовуватись тільки для експлуатаційних класів 1 або 2 при нетривалому впливі температури, що перевищує 50 °С.

8.7 Металеві кріпильні елементи

8.7.1 Металеві кріпильні елементи повинні відповідати вимогам чинних нормативних документів.

9 ДОВГОВІЧНІСТЬ

9.1 Стійкість проти біологічних організмів

Деревина і матеріали на її основі повинні мати або достатню природну довговічність відповідно до ДСТУ EN 350-2 для особливо небезпечного класу (визначеного в ДСТУ EN 335-1, ДСТУ EN 335-2 і ДСТУ EN 335-3), або піддаватись захисній обробці, визначеній відповідно до ДСТУ EN 351-1 і ДСТУ EN 460.

Примітка 1. Захисна обробка може впливати на міцність і жорсткість.

Примітка 2. Правила визначення захисних обробок деревини наведені у ДСТУ EN 350-2, ДСТУ EN 335-1, ДСТУ EN 335-2 і ДСТУ EN 335-3.

9.2 Стійкість проти корозії

9.2.1 Металеві кріпильні елементи та інші конструктивні з'єднання повинні мати необхідну корозійну стійкість або бути захищеними від корозії.

9.2.2 Приклади мінімального протикорозійного захисту або технічних вимог до матеріалів для різних експлуатаційних класів (7.3.1.3) наведені у таблиці 9.1.

Таблиця 9.1 – Приклади мінімальних технічних вимог до захисту матеріалів кріплення проти корозії

Кріплення	Експлуатаційний клас ^{b)}		
	1	2	3
Цвяхи і шурупи з $d \leq 4$ мм	Не застосовуються	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 25c ^{a)}
Болти, нагелі, цвяхи і шурупи з $d > 4$ мм	Не застосовуються	Не застосовуються	Fe/Zn 25c ^{a)}
Скоби	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 12c ^{a)}	Нержавіюча сталь
Кріплення з металевих перфорованих пластин і сталевих пластин до 3 мм завтовшки	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 12c ^{a)}	Нержавіюча сталь
Сталеві пластини від 3 мм до 5 мм завтовшки	Не застосовуються	Fe/Zn 12c ^{a)}	Fe/Zn 25c ^{a)}
Сталеві пластини більше 5 мм завтовшки	Не застосовуються	Не застосовуються	Fe/Zn 25c ^{a)}
a) Якщо застосовується гаряче цинкування, то Fe/Zn 12c необхідно замінювати на Z275, а Fe/Zn 25c на Zn350.			
b) Для особливо агресивних умов необхідно передбачати застосування глибшого гарячого цинкування або нержавіючої сталі.			

10 ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ

10.1 Загальні положення

10.1.1 Розрахунки повинні здійснюватись із застосуванням розрахункових моделей (поповнюються за необхідності випробуваннями) із використанням всіх відповідних змінних величин. Моделі повинні з належною точністю відображати роботу конструкції, відповідати загальноприйнятому рівню виконання і надійності інформації, на якій ґрунтуються розрахунки.

10.1.2 Загальний характер роботи конструкції повинен оцінюватись шляхом розрахунку наслідків дій при лінійній моделі матеріалу (пружний характер роботи).

10.1.3 Для конструкцій, здатних перерозподіляти внутрішні зусилля через з'єднання з відповідною податливістю, можуть застосовуватись пружно-пластичні моделі розрахунку внутрішніх зусиль в елементах.

10.1.4 Моделі для обчислення внутрішніх зусиль у конструкції або її частині повинні враховувати вплив деформацій з'єднань.

10.1.5 Як правило, вплив деформацій з'єднань повинен враховуватись через їх жорсткість (наприклад, крутильну або передаточну) або через величини зсуву, що встановлюються як функція рівня навантаження у з'єднанні.

10.2 Елементи

10.2.1 При розрахунку конструкцій повинні враховуватись:

- відхилення від лінійних розмірів;
- неоднорідність матеріалу.

Примітка. Відхилення від лінійних розмірів і неоднорідність враховуються методами розрахунків, наведеними у цьому нормативному документі.

10.2.2 Ослаблення у поперечному перерізі повинні враховуватись при перевірці міцності елемента.

10.2.3 Послабленнями у поперечному перерізі можна знехтувати у наступних випадках:

- цвяхи і шурупи \varnothing 6 мм і менше, встановлені без попереднього висвердлювання отворів;
- отвори у стиснутій зоні елементів заповнені матеріалом із вищими характеристиками жорсткості ніж дерева.

10.2.4 При оцінці робочої величини поперечного перерізу у з'єднанні з багаточисельними з'єднувальними елементами всі отвори, які знаходяться на відстані половини мінімального кроку з'єднувальних елементів, відкладеної паралельно волокну даного поперечного перерізу, повинні вважатись такими, що знаходяться у цьому перерізі.

10.3 З'єднання

10.3.1 Несуча здатність з'єднання повинна перевірятись з урахуванням сил і моментів між елементами, які визначено при загальному розрахунку конструкції.

10.3.2 Деформація з'єднання повинна бути сумісною з деформацією, що визначена загальним розрахунком конструкції.

10.3.3 Розрахунок конкретного з'єднання повинен враховувати характер роботи елементів, що утворюють з'єднання.

10.4 Вироби

10.4.1 Загальні положення

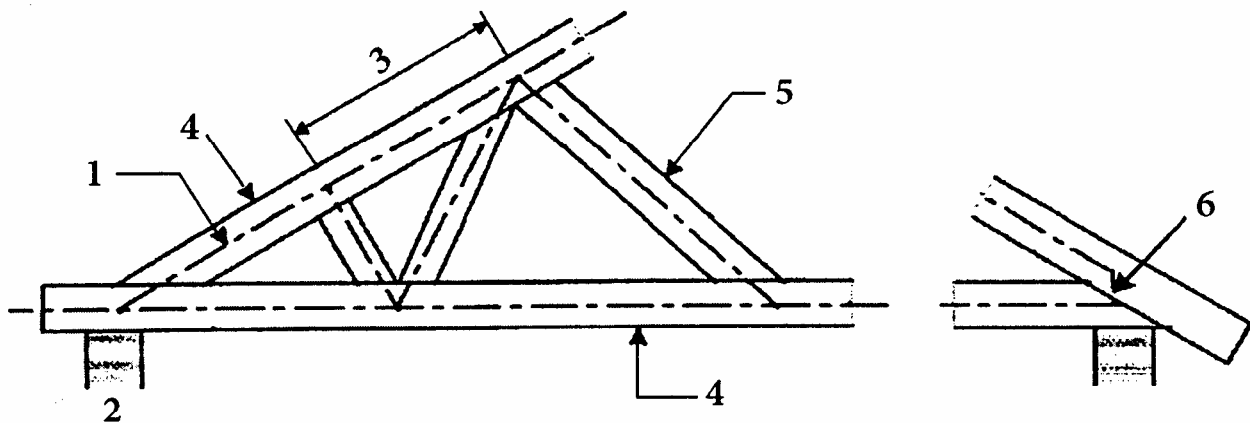
10.4.1.1 Розрахунок конструкцій повинен виконуватись із використанням статичних моделей, які враховують з достатнім рівнем точності роботу конструкцій та опор.

10.4.1.2 Для рамних моделей розрахунок повинен виконуватись у відповідності з 10.4.2 або за спрощеним розрахунком у відповідності з 10.4.3 для ферм із з'єднаннями перфорованими металевими пластинами.

10.4.1.3 Розрахунок плоских рам і арок за деформованою схемою повинен виконуватись у відповідності з 10.4.4.

10.4.2 Рамні конструкції

10.4.2.1 Рамні конструкції повинні розраховуватись так, щоб при визначенні сил і моментів урахувались деформації елементів та вузлів і вплив ексцентриситетів опор та жорсткості опорних конструкцій (рисунок 10.1) для визначення конфігурації конструкції та моделювання елементів.



1 – лінія розрахункової моделі; 2 – опора; 3 – проліт; 4 – зовнішній елемент; 5 – внутрішній елемент; 6 – фіктивний балочний елемент

Рисунок 10.1 – Приклади аналізу моделювання елементів

10.4.2.2 При розрахунку рам лінії моделей всіх елементів повинні проходити в контурі профілю елемента. Для основних елементів, наприклад, зовнішніх елементів ферм лінії моделей повинні збігатися з центральними осями елементів.

10.4.2.3 Якщо лінії системи не збігаються з центральними осями елементів, то при перевірці міцності таких елементів повинен враховуватись вплив ексцентриситету.

10.4.2.4 Фіктивні балочні елементи і пружні елементи можуть використовуватись для моделювання з'єднань з ексцентриситетом та опор. Орієнтація фіктивних елементів та розміщення пружних елементів повинні якнайближче збігатися з фактичною конфігурацією вузла.

10.4.2.5 Для лінійно-пружного розрахунку вплив початкових деформацій і наведених прогинів можна не враховувати, якщо вони враховані при перевірці міцності елемента.

10.4.2.6 Розрахунок рам повинен виконуватись із застосуванням відповідних величин жорсткості елементів, визначених у 7.2.2. Жорсткість фіктивних балочних елементів повинна відповідати реальній жорсткості з'єднань.

10.4.2.7 Якщо крутильні деформації не мають значного впливу на розподіл сил і моментів, то вузли можна вважати жорсткими на дію закручування. В іншому випадку з'єднання, як правило, вважаються шарнірними на дію закручування.

10.4.2.8 Передаточний зсув у вузлах, якщо він суттєво не впливає на розподіл внутрішніх сил і моментів, може не враховуватись при перевірці міцності.

10.4.2.9 Зрошені з'єднання, що застосовуються у решіткових конструкціях, можуть моделюватись, як жорсткі на кручення, якщо під дією навантаження фактичний поворот не має значного впливу на зусилля в елементах. Ця вимога задовольняється, якщо виконується одна з наступних умов:

- зрошене з'єднання має несучу здатність, яка відповідає щонайменше 1,5-кратній від комбінації зосередженої сили і моменту;
- зрошене з'єднання має несучу здатність, що відповідає щонайменше несучій здатності від комбінації зосередженої сили і моменту за умови, що дерев'яні елементи не піддаються напруженням згину, більшим ніж у 0,3 раза міцності елемента на згин, і стійкість виробу буде забезпечена, якщо всі з'єднання будуть шарнірними.

10.4.3 Спрощений розрахунок ферм із з'єднаннями з перфорованих металевих пластин

10.4.3.1 Спрощений розрахунок трикутних ферм повинен задовольняти наступні умови:

- відсутні будь-які вхідні кути у зовнішньому профілі;
- ширина опор знаходиться у межах довжини a_1 , а відстань a_2 на рисунку 10.2 не більше ніж $a_1/3$ або 100 мм від більшої з величин;
- висота ферми більша ніж 0,15 величини прольоту і в 10 раз – максимальної висоти перерізу зовнішнього елемента.

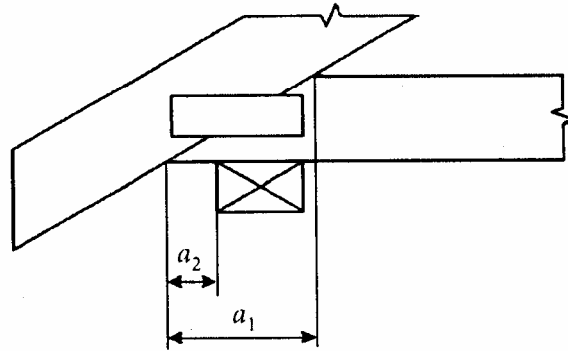


Рисунок 10.2 – Геометричні розміри опори

10.4.3.2 Осьові зусилля в елементах повинні визначатись за умови, що всі вузли з'єднані шарнірно.

10.4.3.3 Згинальні моменти в однопрольотному елементі повинні визначатись за умови, що вузли з'єднані шарнірно. Згинальні моменти в елементах, які є нерозрізними на декілька прольотів, повинні визначатись за умови, що елемент є балкою з однією шарнірно-рухомою опорою у кожному вузлі. Вплив прогину у вузлах і часткове защемлення у з'єднанні повинні враховуватись шляхом 10 % зменшення моментів на внутрішніх опорах елемента. Моменти на внутрішніх опорах повинні використовуватись для обчислення згинальних моментів у прольотах.

10.4.4 Плоскі рами і арки

10.4.4.1 Застосовуються вимоги 10.2. Необхідно враховувати вплив наведених прогинів на внутрішні сили і моменти.

10.4.4.2 Врахування впливу наведених прогинів на внутрішні сили і моменти може враховуватись виконанням лінійного розрахунку за деформованою схемою за наступних умов:

– вважається, що дефекти форми повинні відповідати певним початковим деформаціям, які знаходяться через прикладання до конструкції або її відповідних частин певного кута нахилу ϕ спільно з певною початковою синусоїдальною кривизною між вузлами конструкції, що відповідає максимальному ексцентриситету e ;

– мінімальна величина ϕ (в радіанах) повинна прийматись як

$$\phi = 0,005 \text{ для } h \leq 5 \text{ м,}$$

$$\phi = 0,005 \text{ для } h > 5 \text{ м,}$$

де h – висота конструкції або довжина елемента, м.

– мінімальна величина e повинна прийматись, як $e = 0,0025 l$.

Приклади прийнятих початкових відхилень у геометрії і прогинах від l наведено на рисунку 10.3.

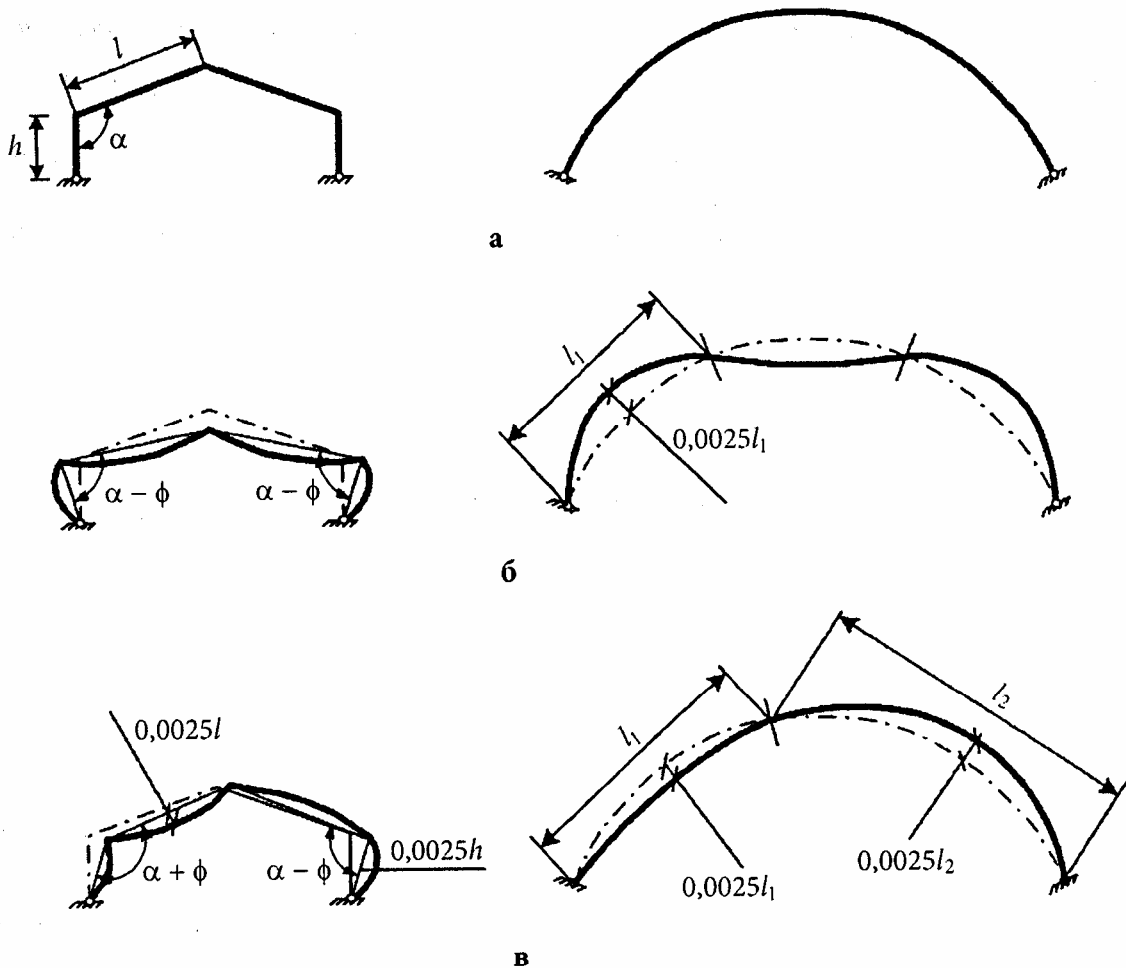


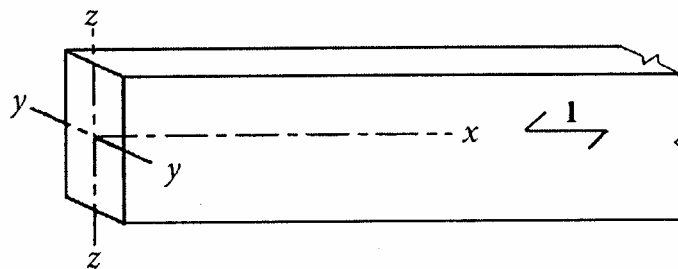
Рисунок 10.3 – Приклади прийнятих початкових відхилень у геометрії для рам (а) відповідно до симетричного навантаження (б) і несиметричного (в)

11 ГРАНИЧНІ СТАНИ ЗА МІЦНІСТЮ І СТІЙКІСТЮ

11.1 Розрахунок поперечних перерізів при дії головних напружень

11.1.1 Загальні положення

11.1.1.2 Підрозділ 11.1 поширюється на цільну деревину, клеєні пиломатеріали або вироби на основі деревини постійного поперечного перерізу, волокна яких спрямовані практично паралельно довжині елемента. Припускається, що елемент знаходиться під дією напружень у напрямку тільки однієї з його головних осей (рисунок 11.1).



1 – напрям волокон

Рисунок 11.1 – Осі елемента

11.1.2 Розтяг паралельно волокнам

Повинна задовольнятися наступна умова:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}, \quad (11.1)$$

де $\sigma_{t,0,d}$ – розрахункове напруження розтягу вздовж волокон;

$f_{t,0,d}$ – розрахунковий опір розтягу вздовж волокон.

11.1.3 Розтяг перпендикулярно до волокон

Повинен враховуватись вплив розмірів елемента.

11.1.4 Стиск паралельно волокнам

Повинна задовольнятися наступна умова:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}, \quad (11.2)$$

де $\sigma_{c,0,d}$ – розрахункове напруження стиску вздовж волокон;

$f_{c,0,d}$ – розрахунковий опір стиску вздовж волокон.

Примітка. Правила стосовно стійкості елементів наведено у 11.3.

11.1.5 Стиск перпендикулярно до волокон

11.1.5.1 Повинна задовольнятися наступна умова:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}, \quad (11.3)$$

де $\sigma_{c,90,d}$ – розрахункові напруження стиску у зоні контакту перпендикулярно до волокна;

$f_{c,90,d}$ – розрахунковий опір стиску перпендикулярно до волокна;

$k_{c,90}$ – коефіцієнт, що враховує конфігурацію навантаження, можливість розколювання і ступінь стискальних деформацій.

11.1.5.2 У разі, якщо не застосовується конфігурація елемента, наведена у наступних під-розділах, значення $k_{c,90}$ повинно прийматись 1,0. У зазначених випадках значення $k_{c,90}$ може бути до граничної величини $k_{c,90} = 4,0$.

Примітка. Якщо застосовується більше значення $k_{c,90}$ і зона контакту простягається на всю ширину елемента b , результуюча деформація стиску при граничному стані за міцністю буде становити приблизно 10 % від висоти перерізу елемента.

11.1.5.3 Для вільно обпертого балочного елемента (рисунок 11.2) коефіцієнт $k_{c,90}$ визначають за наступними виразами:

– якщо відстань від грані опори до кінця балки $a_i \leq h/3$, то

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250} \right) \left(1 + \frac{h}{12l} \right), \quad (11.4)$$

– для внутрішньої опори

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250} \right) \left(1 + \frac{h}{6l} \right), \quad (11.5)$$

де l – довжина контакту, мм;

h – висота перерізу, мм.

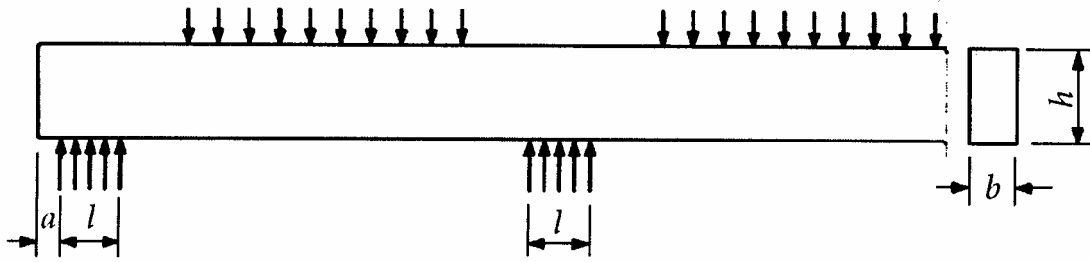


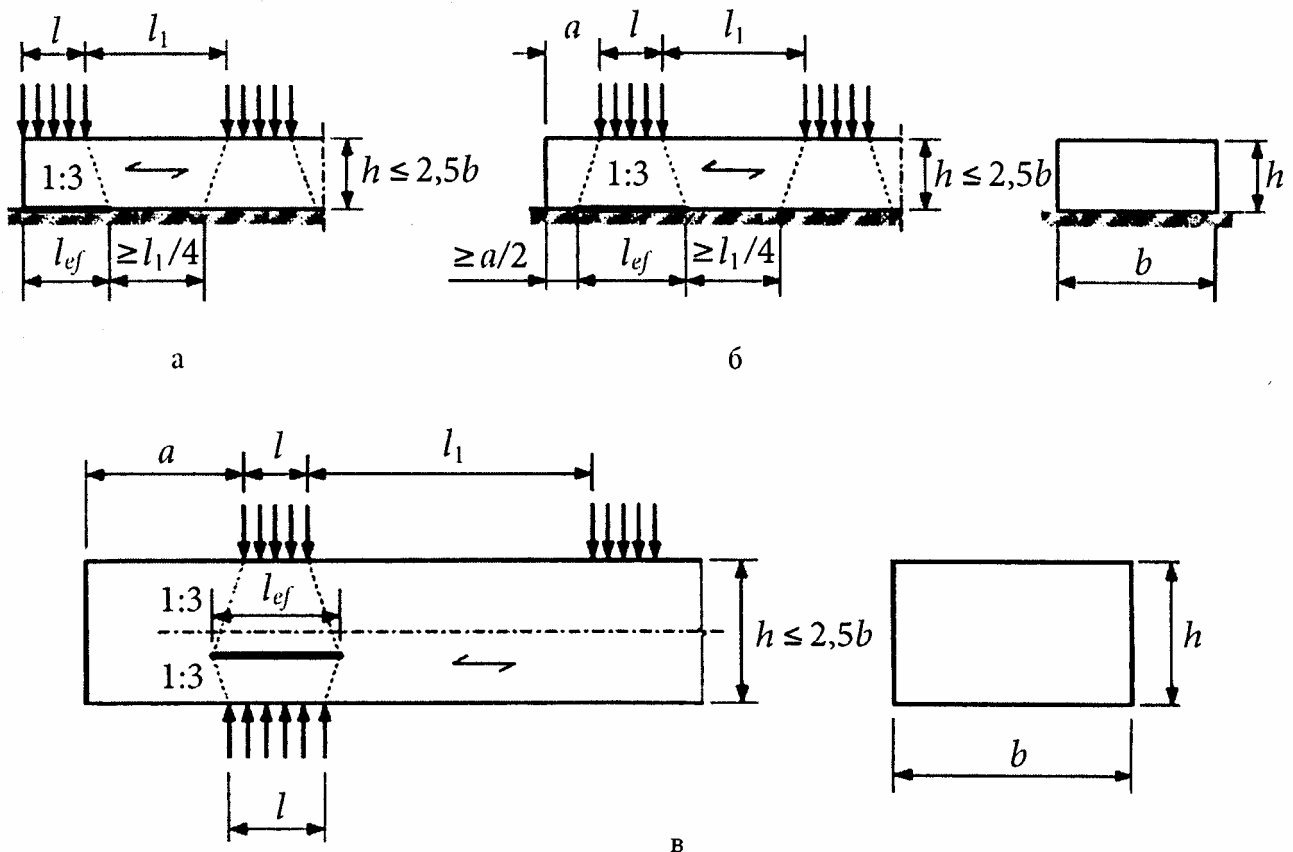
Рисунок 11.2 – Балка на опорах

11.1.5.4 Для елемента з $h \leq 2,5b$, якщо зосереджена сила, що передається на всю ширину елемента b , прикладена безпосередньо до однієї площини і через безперервне або дискретне обпирання до протилежної сторони (рисунок 11.3), коефіцієнт $k_{c,90}$ визначають виразом:

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250} \right) \left(\frac{l_{ef}}{l} \right)^{0,5}, \quad (11.6)$$

де l_{ef} – фактична довжина розподілу, мм (11.1.5.5);

l – довжина контакту, мм (рисунок 11.3).



а – $b/h \leq 2,5$; б – суцільна опора; в – дискретна опора

Рисунок 11.3 – Визначення робочих довжин для елементів

11.1.5.5 Робоча довжина прикладання навантаження l_{ef} повинна визначатись за лінією розподілу напружень, яка має вертикальний нахил 1:3 по висоті перерізу h , але обмежена відстанню $a/2$ від будь-якого кінця, або відстанню $l_1/4$ від будь-якої прилеглої стиснутої зони (рисунок 11.3 а, б).

Для особливих випадків розташування сил, наведених нижче, робоча довжина становить:

– для навантажень, прилеглих до кінця елемента (рисунок 11.3 а)

$$l_{ef} = l + \frac{h}{3}; \quad (11.7)$$

– якщо відстань від грані зосередженого навантаження до кінця елемента a становить $\geq \frac{2}{3}h$,

(рисунок 6.3 б)

$$l_{ef} = l + \frac{2h}{3}; \quad (11.8)$$

де h – висота перерізу елемента або 40 мм; приймається більша з величин.

Для елементів з дискретними опорами за умови, що $a \geq h$ і $l_1 \geq 2h$ (рисунок 11.3 в), робоча довжина обчислюється, як

$$l_{ef} = 0,5 \left(l + l_s + \frac{2h}{3} \right), \quad (11.9)$$

де h – висота перерізу елемента або 40 мм; приймається більша з величин.

11.1.5.6 Для елемента з висотою перерізу $h > 2b$, завантаженого зосередженою стискальною силою з двох протилежних сторін, як показано на рисунку 11.4б, або стискальною зосередженою силою з однієї сторони і постійною опорою з іншої (рисунок 11.4а), коефіцієнт $k_{c,90}$ повинен обчислюватись при забезпеченні виконання наступних умов:

- стискальна сила прикладена по всій ширині b елемента;
- довжина зони контакту l менша більшої з величин h або 100 мм:

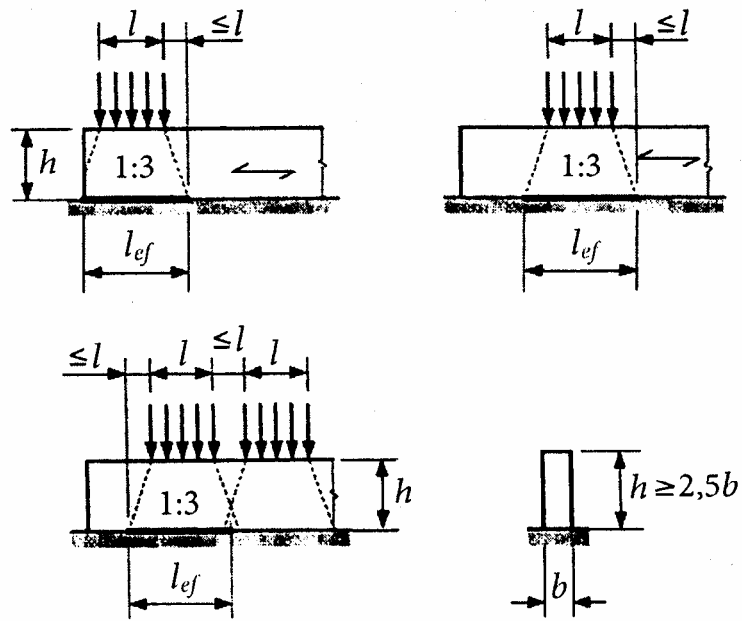
$$k_{c,90} = \frac{l_{ef}}{l}, \quad (11.10)$$

де l – довжина зони контакту згідно з рисунком 11.4;

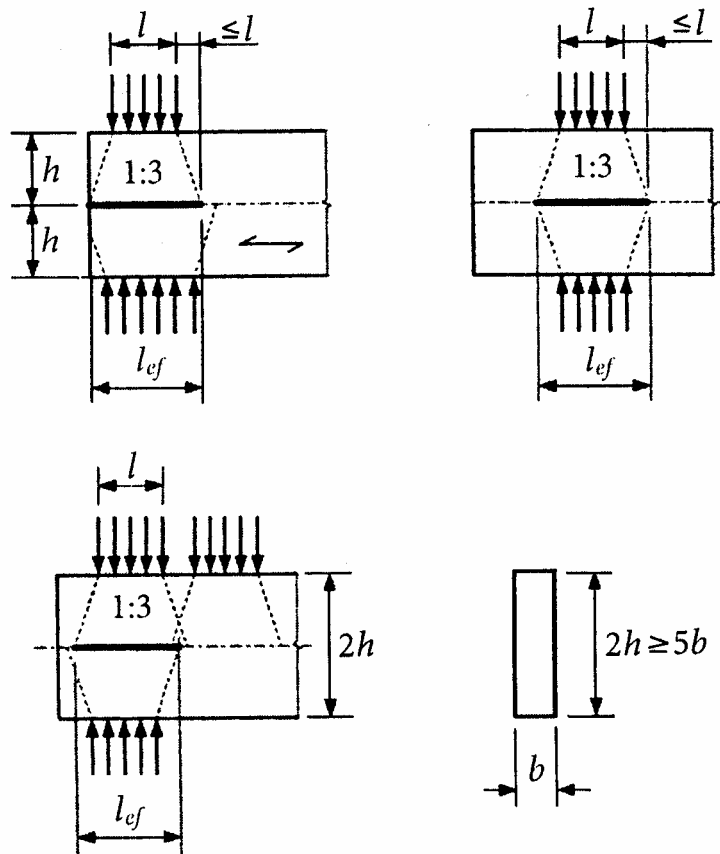
l_{ef} – фактична довжина розподілу згідно з рисунком 11.4.

Фактична довжина розподілу не повинна поширюватись більше ніж на l або за грань довжини зони контакту.

11.1.5.7 Для елементів, чия висота перерізу змінюється лінійно за опору (наприклад, нижні пояси ферм у опорному вузлі), h повинна дорівнювати висоті елемента біля осі опори, а фактична довжина l_{ef} дорівнює довжині контакту l .



a



б

а - $b/h > 2,5$ при суцільній опорі; б - при дискретній опорі

Рисунок 11.4 – Визначення робочих довжин для елементів

11.1.6 Згин

11.1.6.1 Повинні задовольнятися наступні умови:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (11.11)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (11.12)$$

де $\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$ – розрахункові напруження згину відносно головних осей, як показано на рисунку 11.1;

$f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$ – відповідні розрахункові опори на згин.

Примітка. Коefіцієнт k_m враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу у поперечному перерізі.

11.1.6.2 Значення коефіцієнта k_m повинні прийматись:

– для цільної деревини, клеєної деревини і фанерованих пиломатеріалів (LVL)

для прямокутних перерізів – $k_m = 0,7$;

для інших перерізів – $k_m = 1,0$.

Для решти конструкційних виробів на основі деревини та всіх перерізів $k_m = 1,0$.

11.1.6.3 Необхідно виконувати перевірку за умовою хиткості (11.3).

11.1.7 Зсув

11.1.7.1 Для зсуву з компонентою напружень паралельною волокну (рисунок 11.5 а), а також для зсуву з обома компонентами напружень перпендикулярно до волокна (рисунок 11.5 б) повинна задовольнятися наступна умова:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad (11.13)$$

де τ_d – розрахункове напруження зсуву;

$f_{v,d}$ – розрахунковий опір зсуву для конкретних умов.

Примітка. Розрахунковий опір зсуву при коченні приблизно дорівнює подвійній величині опору на розтяг перпендикулярно до волокна.

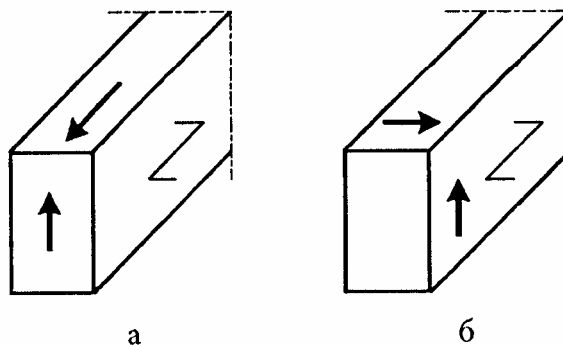


Рисунок 11.5 – Елемент із складовою напруження зсуву, паралельною волокну (а); елемент з обома компонентами напружень (б), перпендикулярними до волокна (зсув кочення)

11.1.7.2 Біля опор внеском у загальне зусилля зсуву зосередженої сили F , що діє на верхню сторону балки в межах відстані h або h_{ef} від грані опори, можна знехтувати (рисунок 11.6). Для балок із врубами на опорах таке зменшення зусиль зсуву застосовується, якщо вруб знаходиться з протилежної від опори сторони.

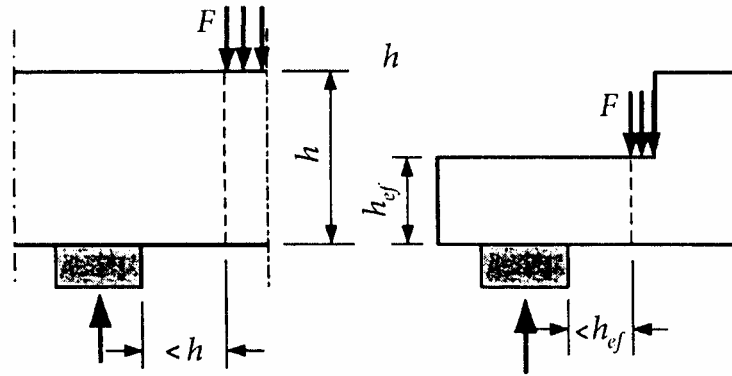


Рисунок 11.6 – Умови на опорі, за яких можна знехтувати зосередженою силою F при визначенні зусиль зсуву

11.1.8 Кручення

11.1.8.1 Повинні задовольнятися наступні умови:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} f_{v,d} \quad (11.14)$$

при

$$k_{shape} = \begin{cases} 1,2 \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,15 \frac{h}{b} \\ 2,0 \end{array} \right. \end{cases} \quad (11.15)$$

де $\tau_{tor,d}$ – розрахункове напруження при крученні;

$f_{v,d}$ – розрахунковий опір зсуву;

k_{shape} – коефіцієнт, що залежить від форми поперечного перерізу;

h – більший розмір поперечного перерізу;

b – менший розмір поперечного перерізу.

11.2 Розрахунок поперечних перерізів на дію складного напруженого стану

11.2.1 Загальні положення

11.2.1.1 Підрозділ 11.2 застосовується для прямої цільної деревини, дощато-клеєної або конструкційних виробів на основі деревини постійного поперечного перерізу, волокна якої практично паралельні довжині елемента. Припускається, що елемент піддається дії напружень від складних дій або напружень, що діють у напрямі двох або трьох його головних осей.

11.2.2 Стискальні напруження під кутом до волокна

11.2.2.1 Повинна враховуватись взаємодія між стискальними напруженнями у двох або більше напрямках.

11.2.2.2 Стискальні напруження під кутом α до волокна (рисунок 11.7) повинні задовольняти наступні вирази:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (11.16)$$

де $\sigma_{c,\alpha,d}$ – стискальні напруження під кутом α до волокна;
 $k_{c,90}$ – коефіцієнт, наведений у 11.1.5, який враховує вплив будь-яких напружень, перпендикулярних до волокна.

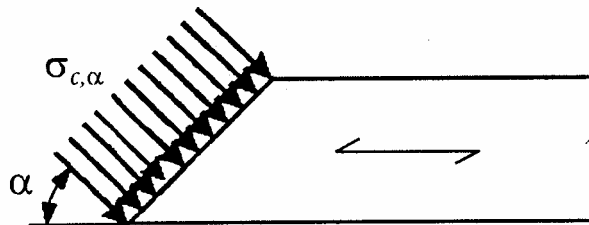


Рисунок 11.7 – Стискальні напруження під кутом до волокна

11.2.3 Спільна дія згину та осьового розтягу

11.2.3.1 Повинні задовольнятися наступні умови:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (11.17)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1. \quad (11.18)$$

11.2.3.2 Застосовуються величини k_m , наведені у 11.1.6.

11.2.4 Спільна дія згину та осьового стиску

11.2.4.1 Повинні задовольнятися наступні умови:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (11.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1. \quad (11.20)$$

11.2.4.2 Застосовуються величини k_m , наведені у 11.1.6.

11.3 Стійкість елементів

11.3.1 Загальні положення

11.3.1.1 Згинальні напруження, спричинені початковою кривизною, ексцентриситетами і прогинами, що виникли, повинні враховуватись на додаток до напружень від будь-якого поперечного навантаження.

11.3.1.2 Стійкість колон і поперечна стійкість на кручення повинні перевірятись із застосуванням нормативних характеристик, наприклад, $E_{0,05}$.

11.3.1.3 Стійкість колон на дію стиску або спільну дію стиску і згину повинна перевірятись відповідно до 11.3.2.

11.3.1.4 Поперечна стійкість на кручення балок під дією згину або спільно згину та стиску повинна перевірятись відповідно до 11.3.3.

11.3.2 Стійкість колон на дію стиску або спільну дію стиску і згину

11.3.2.1 Відносна гнучкість повинна визначатись, як

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (11.21)$$

і

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (11.22)$$

де λ_y і $\lambda_{rel,y}$ – гнучкість при згині відносно осі y (прогин у напрямку осі z);

λ_z і $\lambda_{rel,z}$ – гнучкість при згині відносно осі z (прогин у напрямку осі y);

$E_{0,05}$ – п'ятивідсоткова величина модуля пружності паралельно волокнам.

11.3.2.2 Якщо значення гнучкості $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ і $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$, то напруження повинні задовольняти вирази (11.19) і (11.20).

11.3.2.3 У всіх інших випадках, які будуть зростати внаслідок прогину, повинні задовольнятися наступні умови:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (11.23)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1. \quad (11.24)$$

$$\text{де } k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \quad (11.25)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}, \quad (11.26)$$

$$k_y = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right), \quad (11.27)$$

$$k_z = 0,5 \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right), \quad (11.28)$$

β_c – коефіцієнт для елементів у межах прямолінійності, визначених у розділі 10:

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{для суцільної деревини} \\ 0,1 & \text{для клеєної деревини і LVL} \end{cases} \quad (11.29)$$

k_m – наведено у 11.1.6.

11.3.3 Балки під дією згину або спільною дією згину і стиску

11.3.3.1 Стійкість на поперечне кручення повинна перевірятись для обох випадків, коли виникає тільки момент M_y відносно осі y , і при спільній дії моменту M_y та стискальної сили N_c .

11.3.3.2 Відносна гнучкість при згині повинна прийматись, як

$$\lambda_{rel,m} \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}, \quad (11.30)$$

де $\sigma_{m,crit}$ – критичне стискальне напруження, обчислене згідно з класичною теорією стійкості при застосуванні п'ятивідсоткових величин жорсткості.

Критичні стискальні напруження повинні визначатись, як

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} W_y}, \quad (11.31)$$

де $E_{0,05}$ – величина модуля пружності при деформації, що дорівнює 0,05 %;

$G_{0,05}$ – величина модуля зсуву при зсуві, що дорівнює 0,05 %;

I_z – менше значення моменту інерції відносно осі z ;

I_{tor} – момент інерції кручення;

l_{ef} – розрахункова довжина балки у залежності від умов обпирання і конфігурації навантаження відповідно до таблиці 6.1;

W_y – більше значення моменту опору відносно y .

Для хвойних порід з цільним прямокутним перерізом $\sigma_{m,crit}$ повинні визначатись, як

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b}{hl_{ef}} E_{0,05}, \quad (11.32)$$

де b – ширина балки;

h – висота балки.

11.3.3.3 У випадку, коли діє тільки момент M_y відносно "сильної осі" y , напруження повинні задовольнятися виразом

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}, \quad (11.33)$$

де $\sigma_{m,d}$ – розрахункові згинальні напруження;

$f_{m,d}$ – розрахунковий опір згину;

k_{crit} – коефіцієнт, що враховує зниження опору згину внаслідок випучування із площини.

Таблиця 11.1 – Розрахункова довжина як співвідношення до прольоту

Тип балки	Тип навантаження	$l_{ef} / l^a)$
Балка на двох опорах	Постійний момент	1,0
	Рівномірно розподілене навантаження	0,9
	Зосереджена сила у середині прольоту	0,8
Консоль	Рівномірно розподілене навантаження	0,5
	Зосереджена сила у вільному кінці	0,8

a) Співвідношення між фактичною довжиною l_{ef} і прольотом l є обґрунтованим для балок із закріпленими від кручення опорами і навантаженням біля центра ваги. Якщо навантаження прикладене до стиснутої грані балки, l_{ef} збільшується на $2h$, при навантаженні до розтягнутої грані балки може збільшуватись на $0,5h$.

11.3.3.4 Для балок із початковим відхиленням від прямолінійності із площини в межах границь, визначених у розділі 10, k_{crit} може визначатись із виразу

$$\beta_c = \begin{cases} 1 & \text{для } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{для } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{для } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (11.34)$$

11.3.3.5 Коефіцієнт k_{crit} для балок може прийматись 1,0, якщо переміщення їх стиснутих граней виключено на всій довжині, і виключені повороти від кручення на опорах.

11.3.3.6 У випадку, коли має місце спільна дія моменту M_y відносно "сильної" осі y і стискальної сили N_c , напруження повинні задовольняти наступну умову:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1, \quad (11.35)$$

де $\sigma_{m,d}$ – розрахункові згинальні напруження;
 $\sigma_{c,d}$ – розрахункові стискальні напруження;
 $f_{c,0,d}$ – розрахунковий опір стиску паралельно волокнам;
 $k_{c,z}$ – визначається за виразом (11.26).

11.4 Розрахунок поперечних перерізів елементів змінної або криволінійної форми

11.4.1 Загальні положення

11.4.1.1 Необхідно враховувати впливи спільної дії осьової сили та згинального моменту.

11.4.1.2 Відповідні частини необхідно перевірити за 11.2 і 11.3.

11.4.1.3 Напруження у поперечному перерізі від осьової сили можна визначати, як

$$\sigma_N = \frac{N}{A}, \quad (11.36)$$

де σ_N – осьове напруження;
 N – осьова сила;
 A – площа поперечного перерізу.

11.4.2 Односкатні балки

11.4.2.1 Вплив нахилу на згинальні напруження паралельно площині повинен враховуватись.

11.4.2.2 Розрахункові згинальні напруження $\sigma_{m,\alpha,d}$ і $\sigma_{m,0,d}$ (рисунок 11.8) можуть прийматись.

як

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} - \frac{6M_d}{bh^2}. \quad (11.37)$$

У найбільш віддаленому волокні похилої грані напруження повинні задовольняти наступні умови:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} f_{m,d}, \quad (11.38)$$

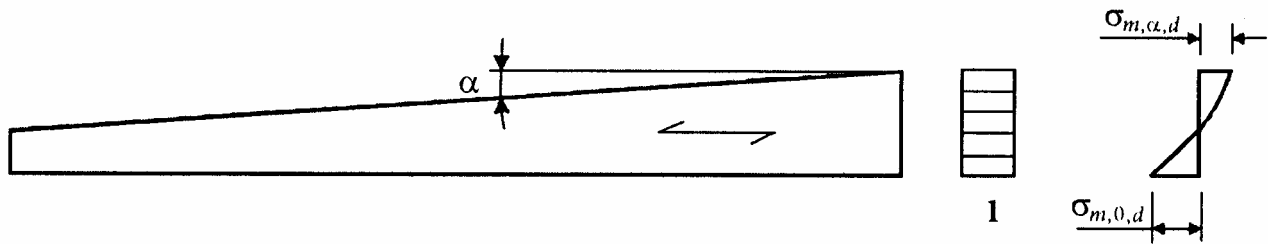
де $\sigma_{m,\alpha,d}$ – розрахункове згинальне напруження під кутом до волокна;
 $f_{m,d}$ – розрахунковий опір згину;
 $k_{m,\alpha}$ – повинен обчислюватись:

– для розтягувальних напружень, паралельних похилій грані,

$$k_{m,n} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha\right)^2}}, \quad (11.39)$$

– для стискальних напружень, паралельних похилій грані,

$$k_{m,n} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha\right)^2}}, \quad (11.40)$$



1 – поперечний переріз

Рисунок 11.8 – Односкатна балка

11.4.3 Двоскатні, криволінійні та з випуклим гребенем балки

11.4.3.1 Цей пункт застосовується тільки для дощато-клеєної деревини та LVL.

11.4.3.2 Вимоги 11.4.2 застосовуються до тих частин балок, які мають односторонній скат.

11.4.3.3 У зоні гребеня (рисунок 11.9) згинальні напруження повинні задовольняти наступну умову:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d}, \quad (11.41)$$

де k_r – враховує зменшення міцності внаслідок згину листів при виготовленні.

Примітка. У криволінійних і з випуклим гребенем балках гребенева зона подовжується за криволінійну частину балки.

11.4.3.4 Згинальні напруження у гребені повинні обчислюватись так:

$$\sigma_{m,d} = k_l \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2}, \quad (11.42)$$

при

$$k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3, \quad (11.43)$$

$$k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap}, \quad (11.44)$$

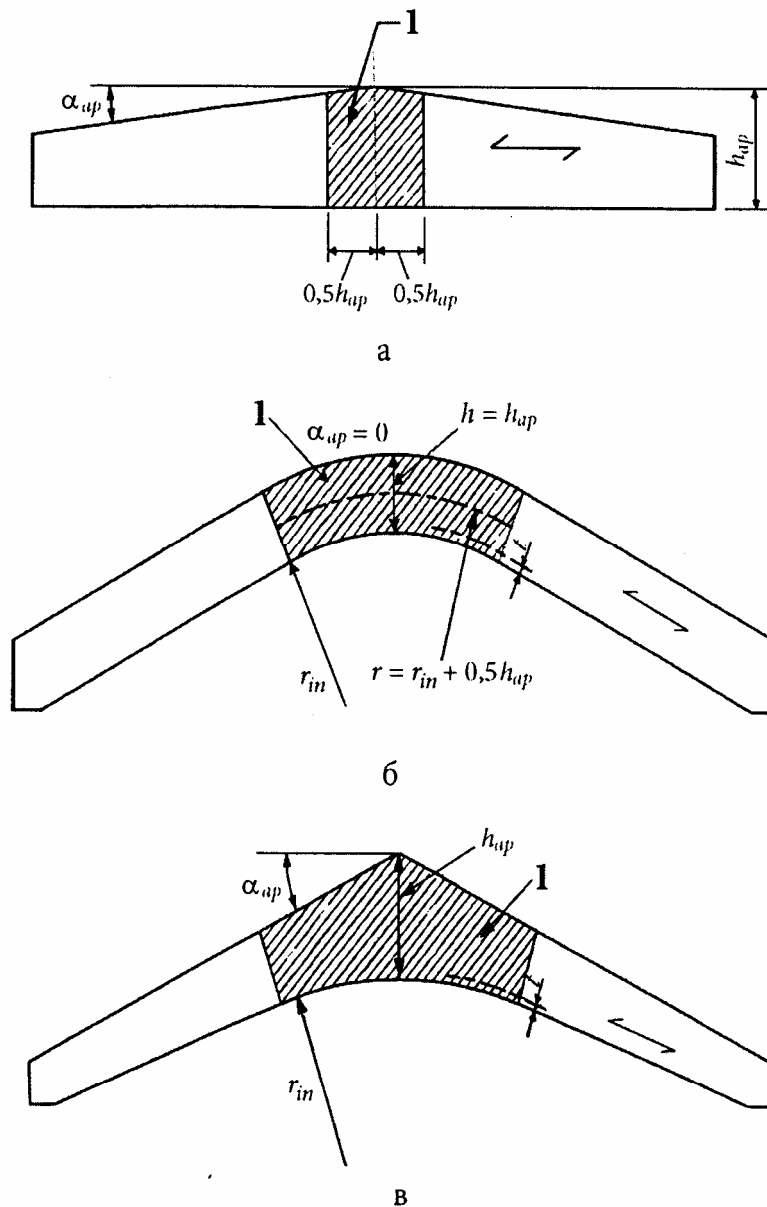
$$k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha_{ap}, \quad (11.45)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha_{ap} - 7,8 \tan^2 \alpha_{ap}, \quad (11.46)$$

$$k_4 = 6 \tan^2 \alpha_{ap}, \quad (11.47)$$

$$r = r_m + 0,5h_{ap}, \quad (11.48)$$

- де $M_{ap,d}$ – розрахунковий момент у гребені;
 h_{ap} – висота перерізу балки у гребені (рисунок 11.9);
 b – ширина перерізу балки;
 r_{in} – внутрішній радіус (рисунок 11.9);
 α_{ap} – кут нахилу у середині гребеневої зони (рисунок 11.9).



1 – зона гребеня

Примітка. У криволінійних і з випуклим гребенем балках гребенева зона подовжується на криволінійну частину балки.

Рисунок 11.9 – Двоскатні (а), криволінійні (б) і з випуклим гребенем (в) балки з напрямком волокон паралельно нижній грані балки

11.4.3.5 Для двоскатних балок $k_r = 1,0$, для криволінійних і скатних гребневих балок k_r повинен прийматись, як

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{для } \frac{r_{in}}{t} \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 \frac{r_{in}}{t} & \text{для } \frac{r_{in}}{t} < 240 \end{cases}, \quad (11.49)$$

де r_{in} – внутрішній радіус (рисунок 11.9);
 t – товщина листа (дошки).

11.4.3.6 У зоні гребеня, найбільші розтягувальні напруження перпендикулярні до волокна, $\sigma_{t,90,d}$, повинні задовольняти наступні умови:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}, \quad (11.50)$$

при

$$k_{vol} = \begin{cases} 1,0 & \text{для цільної деревини;} \\ \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} & \text{для дощато-клеєної деревини і LVL з усіма дошками} \\ & \text{(листами) паралельно осі балки} \end{cases}, \quad (11.51)$$

$$k_{dis} = \begin{cases} 1,4 & \text{для двоскатних криволінійних балок;} \\ 1,7 & \text{для балок з випуклим гребенем} \end{cases}, \quad (11.52)$$

де k_{dis} – коефіцієнт, що враховує вплив розподілу напружень у гребневій зоні;
 k_{vol} – коефіцієнт об'єму;
 $f_{t,90,d}$ – розрахунковий опір розтягу паралельно волокнам;
 V_0 – базовий об'єм $0,01\text{м}^3$;
 V – об'єм гребневої зони, що зазнає напруження, м^3 (рисунок 11.9), який не повинен прийматись більше $2V_b / 3$, де V_b – загальний об'єм балки.

11.4.3.7 Для складного розтягу перпендикулярно до волокон і зсуву повинна задовольнятися наступна умова:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}} \leq 1, \quad (11.53)$$

де τ_d – розрахункове напруження зсуву;
 $f_{v,d}$ – розрахунковий опір на зсув;
 $\sigma_{t,90,d}$ – розрахункове напруження зсуву перпендикулярно до волокон;
 k_{dis} і k_{vol} – наведені у (11.51), (11.52).

11.4.3.8 Найбільші напруження розтягу перпендикулярно до волокна, спричинені згинальним моментом, повинні визначатись, як

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2}, \quad (11.54)$$

або у якості альтернативи виразу (11.54), як

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} - 0,6 \frac{P_d}{b}, \quad (11.55)$$

де p_d – рівномірно розподілене навантаження, що діє на поверхню балки в зоні гребеня;
 b – ширина перерізу балки;
 $M_{ap,d}$ – розрахунковий момент у гребені, викликаний напруженнями розтягу, паралельними внутрішній криволінійній грані
 при

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2, \tag{11.56}$$

$$k_5 = 0,2 - \tan \alpha_{ap}, \tag{11.57}$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha_{ap} + 2,6 \tan^2 \alpha_{ap}, \tag{11.58}$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha_{ap} - 4 \tan^2 \alpha_{ap}, \tag{11.59}$$

Примітка. Рекомендується використовувати вираз (11.54).

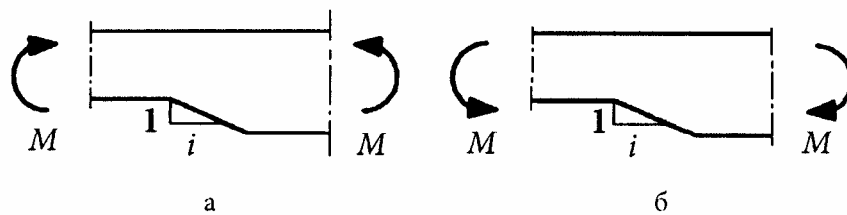
11.5 Елементи з підрізкою

11.5.1 Загальні положення

11.5.1.1 При перевірці міцності елементів повинно враховуватись явище концентрації напружень у підрізках.

11.5.1.2 Впливом концентрації напружень можна знехтувати у наступних випадках:

- при розтягу або стисканні паралельно волокну;
- при згині з напруженнями розтягу у підрізці, якщо перехід до звуження не крутіше ніж $1:i = 1:10$, тобто $i \geq 10$ (рисунок 11.10 а);
- при дії згину із стискальними напруженнями у підрізці (рисунок 11.10 б).



а – при розтягувальних напруженнях у підрізці; б – при стискальних напруженнях у підрізці

Рисунок 11.10 – Згин у підрізці

11.5.2 Балки з підрізкою на опорах

11.5.2.1 Для балок прямокутного перерізу і коли волокна розташовані практично паралельно вдовж елемента, напруження зсуву на опорі у підрізці повинні визначатись із використанням фактичної (зменшеної) висоти h_{ef} (рисунок 11.11).

11.5.2.2 Необхідно перевіряти умову

$$\tau_d = \frac{1,5V}{bh_{ef}} \leq k_v f_{v,d}, \tag{11.60}$$

де k_v – коефіцієнт зниження, що визначається:

- для балок з підрізкою на протилежній від опори стороні (рисунок 11.11 б)

$$k_v = 1,0, \tag{11.61}$$

– для балок із підрізкою на стороні опори (рисунок 11.11 а)

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ k_n \left(1 + \frac{1,1i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right) \\ \frac{1}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \end{array} \right. , \quad (11.62)$$

де i – нахил підрізки (рисунок 11.11 а);

h – висота балки, мм;

x – відстань від лінії дії опорної реакції до початку підрізки;

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h},$$

$$k_n = \begin{cases} 4,5 & \text{– для LVL (листових виробів)} \\ 5 & \text{– для цільної деревини} \\ 6,5 & \text{– для дощато-клеєної деревини} \end{cases} , \quad (11.63)$$

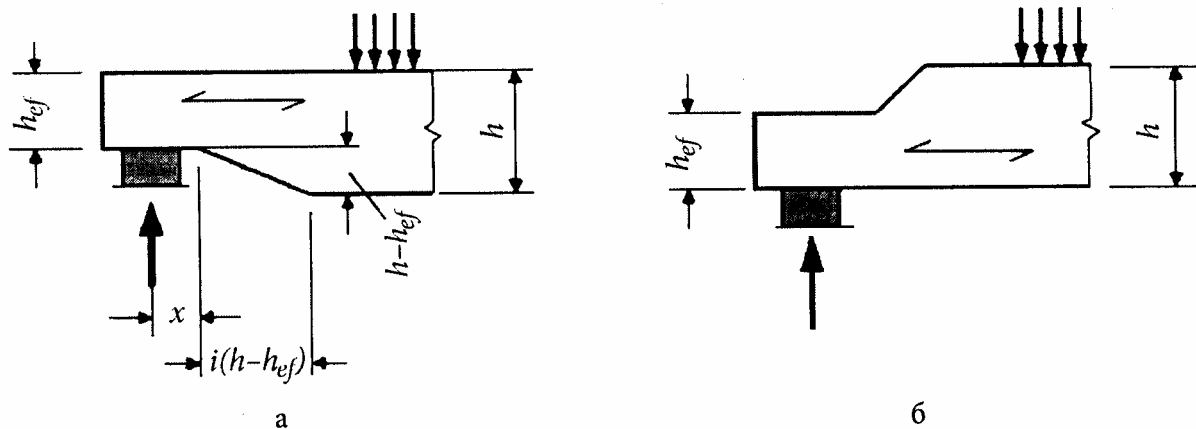


Рисунок 11.11 – Балки з підрізками на кінцях

11.6 Конструктивна міцність системи

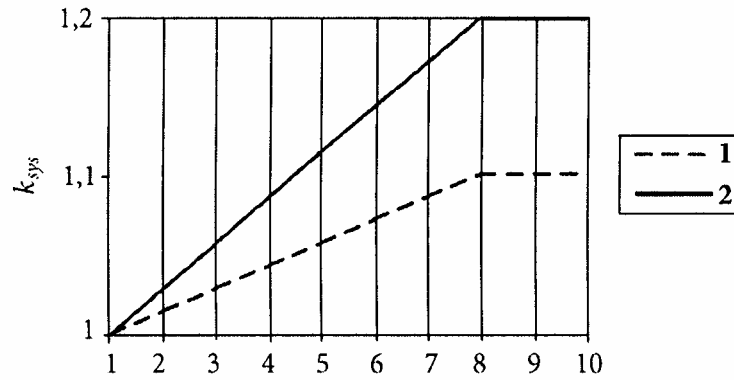
11.6.1 У випадках, коли декілька однакових елементів, складових або виробів, розташовані з рівномірним кроком і з'єднані із площини багатопрогонної величини, характеристики міцності елементів можуть збільшуватись на величину коефіцієнта міцності системи k_{sys} .

11.6.2 При забезпеченні можливості передачі системою розподілу навантаження від одного елемента на сусідні елементи коефіцієнт k_{sys} повинен прийматись 1,1.

11.6.3 Перевірка міцності системи перерозподілу навантаження повинна здійснюватись за умови, що навантаження є короткотривалими.

Примітка. Для ферм покриттів із максимальною відстанню від центра до центра 1,2 м можна припустити, що покрівля, риштування, прогони або панелі можуть передавати навантаження на сусідні ферми за умови, що елементи розподілу навантажень є суцільними щонайменше між двома прольотами, і нема вузлів врозбїг.

11.6.4 Для листових дерев'яних настилів або підлог необхідно використовувати величини k_{sys} , наведені на рисунку 11.12.



1 – листи на цвяхах або шурупах; 2 – листи, з'єднані попереднім напруженням або клеєні

Рисунок 11.12 – Коефіцієнт міцності системи для листових панелей настилів із цільної деревини або з дощато-клеєних елементів

12 ГРАНИЧНІ СТАНИ ЗА ПРИДАТНІСТЮ ДО ЕКСПЛУАТАЦІЇ

12.1 Ковзання з'єднань

12.1.1 Для з'єднань з елементами нагельного типу модуль ковзання K_{ser} на площині ковзання на з'єднувальний елемент при дії експлуатаційного навантаження повинен прийматись за таблицею 12.1 при ρ_m , кг/м³, і d або d_c , мм.

Таблиця 12.1 – Величини K_{ser} для закріплень і з'єднувальних елементів, Н/мм, при з'єднаннях "деревина-деревина" і на основі деревини "панель-деревина"

Тип з'єднувального елемента	K_{ser}
Нагелі	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Болти з зазором або без нього ^{a)}	
Шурупи	
Цвяхи (з попереднім висвердленням)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
Цвяхи (без попереднього висвердлення)	
Скоби	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
Розрізана гладка кільцева шпонка	$\rho_m d_c / 2$
Гладка кільцева шпонка з фланцем	
Металеві шпонки:	$1,5 \rho_m d_c / 4$
– елементи типу С1...С9;	
– елементи типу С10 і С11	$\rho_m d_c / 2$

^{a)} Зазор повинен окремо додаватись до деформацій

12.1.2 Якщо середня густина $\rho_{m,1}$ і $\rho_{m,2}$ двох з'єднаних елементів на основі деревини відрізняється від ρ_m , то у наведених вище виразах вона приймається, як

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}} \quad (12.1)$$

12.1.3 Для з'єднань "сталь-дерево" або "бетон-дерево" K_{ser} повинен базуватись на ρ_m для дерев'яного елемента і може бути збільшений у два рази.

12.2 Граничні величини прогинів для балок

12.2.1 Компоненти прогину, викликані сполученням дій 7.2.3.5, показані на рисунку 12.1, де застосовані наступні позначки (7.2.3):

- w_c – попередній вигин (якщо застосовано);
- w_{inst} – миттєвий прогин;
- w_{creep} – прогин внаслідок повзучості;
- w_{fin} – повний прогин;
- $w_{net,fin}$ – повний чистий прогин (нетто).

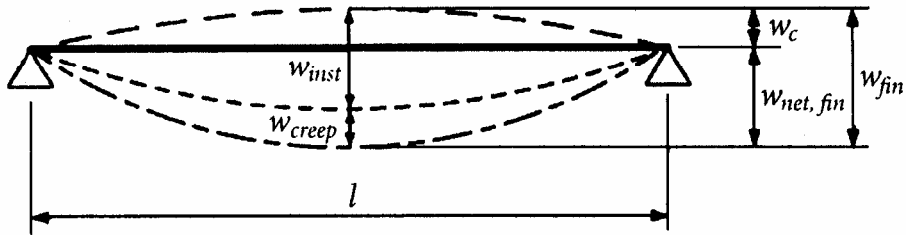


Рисунок 12.1 – Складові прогину

12.2.2 Чистий прогин нижче прямої лінії між опорами $w_{net,fin}$:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (12.2)$$

Примітка. Рекомендований діапазон граничних величин прогинів для балок прогоном l наведено у таблиці 12.2 залежно від допустимого рівня деформації.

Таблиця 12.2 – Рекомендовані граничні величини прогинів для балок

Тип балки	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Балки на двох опорах	$l/300 \dots l/500$	$l/250 \dots l/350$	$l/150 \dots l/300$
Консольні балки	$l/150 \dots l/250$	$l/125 \dots l/175$	$l/75 \dots l/150$

12.3 Коливання

12.3.1 Загальні положення

12.3.1.1 Необхідно забезпечити, щоб дії, виникнення яких у елементі, складовій частині або конструкції можна передбачити, не викликали коливань, що можуть погіршити функціонування конструкції або спричинити дискомфорт для людей.

12.3.1.2 Рівень коливань повинен оцінюватись вимірюваннями або розрахунком з урахуванням передбаченої жорсткості елемента, складової або конструкції і модальним коефіцієнтом затухання (декрементом).

12.3.1.3 Для перекриттів, якщо не обґрунтовано інші величини, модальний коефіцієнт затухання повинен встановлюватись як $\zeta = 0,01$ (тобто 1 %).

12.3.2 Коливання від роботи обладнання

12.3.2.1 Коливання від роботи машин і обладнання повинні обмежуватись через несприятливе сполучення постійного і змінного навантаження.

12.3.2.2 Для перекриттів допустимий рівень коливань повинен встановлюватись згідно з ДСТУ ISO 2631-2 з множником 1,0.

12.3.3 Перекриття житлових будинків

12.3.3.1 Для перекриттів житлових будинків із власними коливаннями менше 8 Гц ($f \leq 8$ Гц) необхідно виконати окремі дослідження.

12.3.3.2 Для перекриттів житлових будинків із власними коливаннями більше 8 Гц ($f > 8$ Гц) повинні задовольнятися наступні умови:

$$\frac{w}{F} \leq a, \text{ мм/кН}, \quad (12.3)$$

і

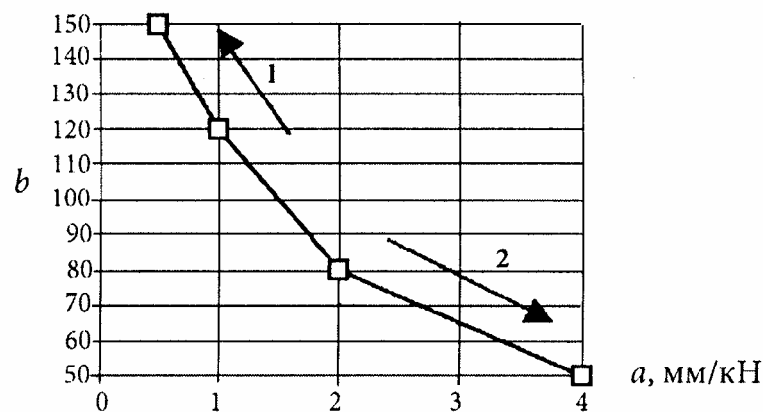
$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)}, \text{ м/(Н} \cdot \text{с}^2), \quad (12.4)$$

де w – максимальний миттєвий вертикальний прогин, спричинений вертикальною зосередженою статичною силою F , прикладеною у будь-якій точці перекриття, з урахуванням розподілу навантаження;

v – швидкість відгуку одиничного імпульсу, тобто максимальна початкова величина швидкості коливання, м/с, викликаного одиничним імпульсом ($1 \text{ Н} \cdot \text{с}$), прикладеним у точці перекриття, дає максимальний відгук. Компонентами вище 40 Гц можна знехтувати;

ζ – модальний коефіцієнт затухання.

Примітка. Рекомендований діапазон граничних величин a і b та рекомендована залежність між a і b наведені на рисунку 12.2. Дані щодо національного вибору можна знайти у національному додатку.



1 – кращі характеристики; 2 – гірші характеристики

Рисунок 12.2 – Рекомендований діапазон і взаємозалежність між a і b

12.3.3.3 Обчислення у 12.3.3.2 повинні виконуватись за умови, що перекриття не навантажене, тобто прикладені тільки власна вага та інші постійні навантаження.

12.3.3.4 Для прямокутних перекриттів із загальними розмірами $l \times b$, шарнірно обпертих вдовж всіх чотирьох граней і з дерев'яними балками прогоном l , власну частоту f_1 можна приблизно визначити, як

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}}, \quad (12.5)$$

де m – маса на одиницю площі, кг/м²;

l – проліт перекриття, м;

$(EI)_l$ – еквівалентна згинальна жорсткість перекриття відносно осі, перпендикулярної до напрямку балки, Нм²/м.

12.3.3.5 Для прямокутних перекриттів із загальним розмірами $b \times l$, шарнірно обпертих вдовж всіх чотирьох граней, значення ν спрощено можна визначити, як

$$\nu = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mbl + 200}, \quad (12.6)$$

де ν – швидкість відгуку одиничного імпульсу, м/Н·с²;
 n_{40} – номер першої форми із власною частотою до 40 Гц;
 b – ширина перекриття, м;
 m – маса, кг/м²;
 l – проліт перекриття, м.

Величину n_{40} можна визначити з виразу

$$n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \left(\frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25}, \quad (12.7)$$

де $(EI)_b$ – еквівалентна згинальна жорсткість плити, Нм²/м, відносно осі, паралельної напрямку балок, причому $(EI)_b < (EI)_l$.

13 З'ЄДНАННЯ ІЗ МЕТАЛЕВИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ КРІПЛЕННЯ

13.1 Загальні положення

13.1.1 Вимоги до елементів кріплення

За винятком правил, наданих у цьому розділі, характеристична несуча здатність і жорсткість з'єднань повинні визначатись за результатами випробувань згідно з чинними нормативними документами. Якщо відповідний стандарт описує випробування на розтяг і стиск, випробування для нормативних значень несучої здатності повинні здійснюватись на розтяг.

13.1.2 З'єднання з багатократними елементами кріплення

13.1.2.1 Розміщення і розміри елементів кріплення у з'єднанні та крок елементів, відстані від граней і кінця повинні вибиратись так, щоб можна було досягти необхідної міцності і жорсткості.

13.1.2.2 Необхідно враховувати, що несуча здатність з'єднання з багатократними елементами одного типу і розмірів може бути нижчою від сумарної несучої здатності окремих елементів кріплення.

13.1.2.3 Якщо у з'єднання входять різні типи елементів кріплення, або жорсткість з'єднань відносно площин зсуву є різною, необхідно перевірити їх сумісність.

13.1.2.4 Для однорядного кріплення, паралельного напрямку волокон, фактична характеристична несуча здатність паралельно ряду $F_{v,ef,Rk}$ повинна визначатись, як

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk}, \quad (13.1)$$

де $F_{v,ef,Rk}$ – фактична характеристична несуча здатність однорядного кріплення паралельно волокну;

n_{ef} – фактична кількість елементів на лінії, паралельній волокну;

$F_{v,Rk}$ – фактична характеристична несуча здатність кожного елемента паралельно волокну.

Примітка. Величини n_{ef} для рядів паралельно волокну надано у 13.3.1.1.8 і 13.5.1.1.4.

13.1.2.5 Для сил, що діють під кутом до напрямку ряду, необхідно перевірити, щоб складова сил, паралельна ряду, була менша або дорівнювала несучій здатності за формулою (13.1).

13.1.3 З'єднання із зсувом по декількох площинах

13.1.3.1 У з'єднанні з багатьма площинами зсуву опір по кожній площині зсуву повинен визначатись за умови, що кожна площина зсуву є складовою частиною послідовності три-елементного з'єднання.

13.1.3.2 Для можливості об'єднання опорів на окремих площинах зсуву в єдине з'єднання з багатьма площинами зсуву необхідно, щоб форми руйнування елементів кріплення на відповідних площинах зсуву були сумісні і не складались із комбінації форм руйнувань (а), (b), (g) і (h) на рисунку 13.2, або форми (e), (f) і (j/l) на рисунку 13.3 з іншими формами руйнування.

13.1.4 Зусилля у вузлах під кутом до волокон

13.1.4.1 Якщо зусилля у вузлах діють під кутом до волокон (рисунок 13.1), то повинна враховуватись можливість розколювання, викликаного складовою зусилля розтягу $F_{Ed} \sin \alpha$, перпендикулярною до волокон.

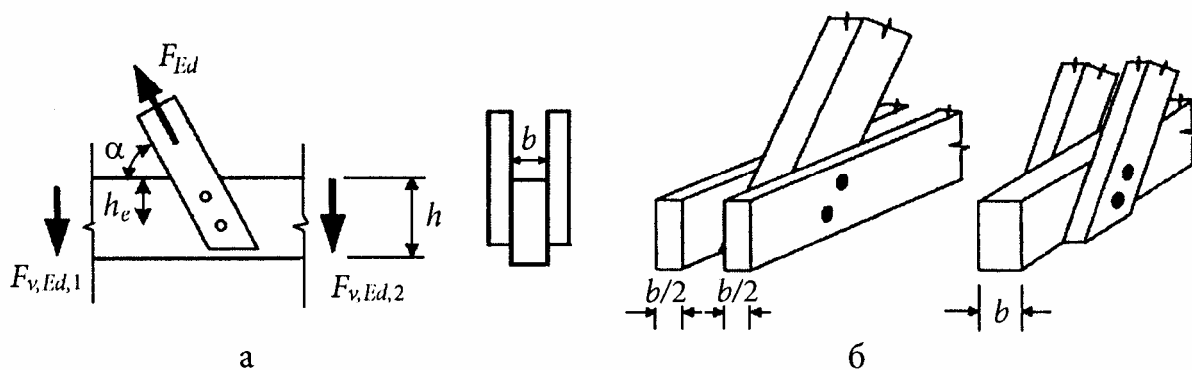


Рисунок 13.1 – Передача з'єднанням зусиль під кутом

13.1.4.2 Для перевірки можливості розколювання, викликаного складовою зусилля розтягу $F_{Ed} \sin \alpha$, перпендикулярною до волокон, повинна задовольнятись наступна умова:

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd}, \quad (13.2)$$

при

$$F_{v,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed,1} \\ F_{v,Ed,2} \end{cases}, \quad (13.3)$$

де $F_{90,Rd}$ – розрахункова несуча здатність розколюванню, визначена за нормативною несучою спроможністю розколюванню $F_{90,Rk}$ відповідно до 7.4.3;

$F_{v,Ed,1}$ і $F_{v,Ed,2}$ – розрахункові зусилля зсуву на одній із сторін з'єднання (рисунок 13.1).

13.1.4.3 Для деревини хвойних порід характеристична несуча здатність при розколюванні для розміщення кріплення, показаного на рисунку 13.1, повинна визначатись, як

$$F_{90,Rd} = 14bw \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}}, \quad (13.4)$$

де

$$w = \begin{cases} \max \left\{ \left(\frac{w_{pl}}{100} \right)^{0,35} \right. & \text{– для кріплень з металевими перфорованими пластинами} \\ 1 & \end{cases}; \quad (13.5)$$

1 – для всіх інших кріплень

$F_{90,Rk}$ – характеристична несуча здатність розколюванню, Н;

w – перехідний коефіцієнт;

h_e – відстань від грані навантаження до центра найбільш віддаленого елемента кріплення або грані кріплення металевою пластиною, мм;

h – висота дерев'яного елемента, мм;

b – товщина елемента, мм;

w_{pl} – ширина металевої пластини елемента кріплення паралельно волокну, мм.

13.1.5 Знакозмінні зусилля у з'єднаннях

13.1.5.1 Характеристична несуча здатність з'єднання повинна зменшуватись, якщо у ньому виникають дії знакозмінних зусиль, викликані довготривалими або середньотривалими діями.

13.1.5.2 Вплив на міцність з'єднання довготривалих або середньотривалих дій, що змінюються між розрахунковою силою розтягу $F_{t,Ed}$ і розрахунковою силою стиску $F_{c,Ed}$, повинен враховуватись шляхом розрахунку з'єднання на $(F_{t,Ed} + 0,5 F_{c,Ed})$ і $(F_{c,Ed} + 0,5 F_{t,Ed})$.

13.2 Несуча здатність металевих з'єднань нагельного типу на дію поперечної сили

13.2.1 Загальні положення

При визначенні нормативної несучої здатності з'єднань зі сталевими штирьовими елементами кріплення повинні враховуватись міцність на границі текучості, міцність заанкерування і міцність на висмикування елемента кріплення.

13.2.2 З'єднання "брус-брус" і "панель-брус"

13.2.2.1 Характеристична несуча здатність цвяхів, скоб, болтів, шпонок і шурупів по площині зсуву на елемент кріплення повинна прийматись як мінімальна величина, визначена за наступними виразами:

– для елементів кріплення при простому зсуві

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \quad (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta+2\beta^2 \left[1+\frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2 - \beta \left(1+\frac{t_2}{t_1}\right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right. \quad (13.6)$$

– для елементів кріплення при зсуві у двох площинах

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & (g) \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & (h) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (j) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases} \quad (13.7)$$

при

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}, \quad (13.8)$$

де $F_{v,Rk}$ – характеристична несуча здатність на площині зсуву для елемента кріплення;

t_i – товщина бруса або дошки, або глибина проникнення при i 1 або 2
(формули (13.3) – (13.7));

$f_{h,i,k}$ – характеристична міцність заанкерування у дерев'яному елементі i ;

d – діаметр елемента кріплення;

$M_{y,Rk}$ – характеристичний момент при границі текучості елемента кріплення;

β – співвідношення між міцностями заанкерування окремих елементів кріплення;

$F_{ax,Rk}$ – характеристична міцність елемента кріплення на осьове висмикування, див. 13.2.2.2.

Примітка. Гнучкість вузлів може бути забезпечена, якщо застосовуються відносно тонкі елементи кріплення. У цьому випадку визначальними є форми руйнування (f) і (k).

13.2.2.2 У виразах (13.6) і (13.7) перший член із правої сторони виражає несучу здатність за теорією текучості Йохансена а другий – $F_{ax,Rk} / 4$ – враховує внесок в'язкості. Вплив в'язкості на несучу здатність повинен обмежуватись у процентному відношенні від першого члена:

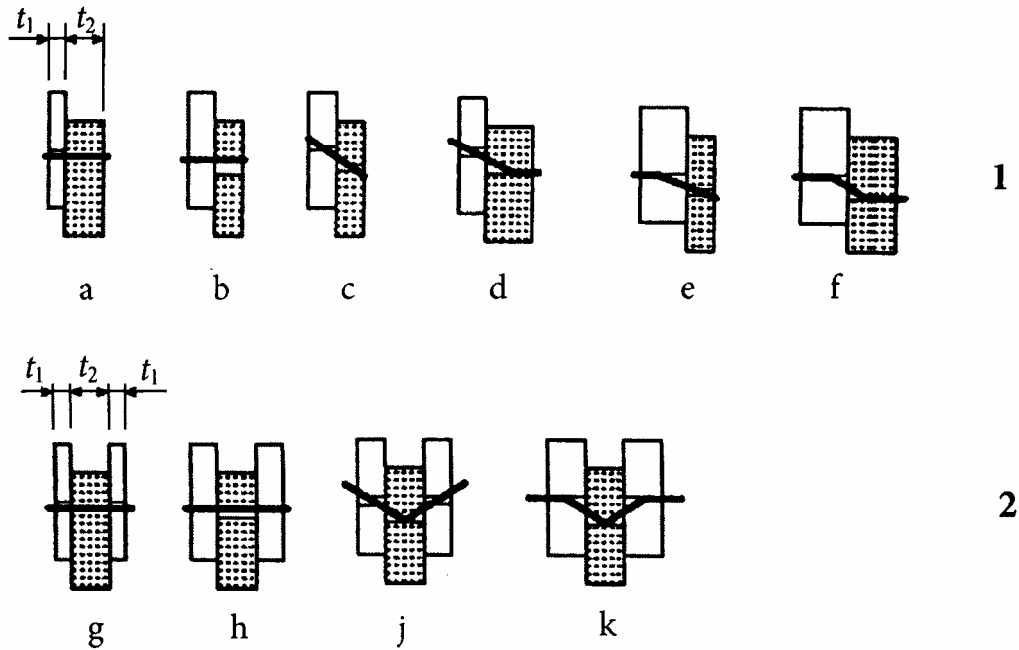
- круглі цвяхи – 15 %;
- квадратні цвяхи – 25 %;
- інші цвяхи – 50 %;
- шурупи – 100 %;
- болти – 25 %;
- штирі – 0 %.

Якщо $F_{ax,Rk}$ невідома, то вплив в'язкості повинен прийматись нульовим.

Для елементів кріплення із простим зсувом характеристична несуча здатність на висмикування $F_{ax,Rk}$ менша з двох елементів. Різні форми руйнування показані на рисунку 13.2. Для несучої здатності на висмикування $F_{ax,Rk}$ для болтів можна враховувати опір, який забезпечують шайби (13.5.2.2).

13.2.2.3 Якщо інші правила розрахунків не надані нижче, то характеристична міцність заанкерування $f_{h,k}$ повинна визначатись відповідно до ДСТУ EN 383.

13.2.2.4 Якщо інші правила розрахунків не надані нижче, характеристичний момент $M_{y,Rk}$ при границі текучості елемента кріплення повинен визначатись відповідно до чинних нормативних документів.



1 – простий зсув; 2 – складний зсув

Примітка. Позначки буквами відповідають виразам (13.6) і (13.7)

Рисунок 13.2 – Форми руйнування для з'єднань "брус" і "панель"

13.2.3 З'єднання "сталь-брус"

13.2.3.1 Характеристична несуча здатність з'єднань "брус-сталь" залежить від товщини сталевих пластин. Сталеві пластини товщиною $0,5 d$ і менше класифікуються як тонкі, а товщиною більше або дорівнюють d при допуску на діаметр отворів менше ніж $0,1 d$ – як товсті пластини. Характеристична несуча здатність з'єднань пластинами проміжної товщини між товстими і тонкими сталевими пластинами повинна визначатись лінійною інтерполяцією між граничними значеннями для товстих і тонких пластин.

13.2.3.2 Сталеві пластини повинні перевірятись на міцність.

13.2.3.3 Характеристична несуча здатність цвяхів, болтів, нагелів і шурупів на площину зсуву для елемента повинна прийматись як мінімальне значення, визначене за наступними виразами:

– для тонких сталевих пластин при простому зсуві

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4 f_{h,k} t_1 d & \text{(a)} \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(b)} \end{cases} \quad (13.9)$$

– для товстих сталевих пластин при простому зсуві

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(c)} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(d)} \\ f_{h,k} t_1 d & \text{(e)} \end{cases} \quad (13.10)$$

– для сталевих пластин будь-якої товщини як центральних елементів з'єднання з двома площинами зсуву

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & \text{(f)} \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(g)} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(h)} \end{cases} \quad (13.11)$$

– для сталевих пластин як зовнішніх елементів з'єднання з двома площинами зсуву

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & \text{(j)} \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(k)} \end{cases} \quad (13.12)$$

– для товстих сталевих пластин як зовнішніх елементів з'єднання з двома площинами зсуву

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d & \text{(l)} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(m)} \end{cases} \quad (13.13)$$

- де $F_{v,Rk}$ – характеристична несуча здатність на площині зсуву для елемента кріплення;
 $f_{h,k}$ – характеристична міцність заанкерування дерев'яного елемента;
 t_1 – менша із товщин бокових дерев'яних елементів або глибина проникнення;
 t_2 – товщина середнього дерев'яного елемента;
 d – діаметр з'єднувального елемента;
 $M_{y,Rk}$ – характеристичний момент при границі текучості елемента кріплення;
 $F_{ax,Rk}$ – характеристична міцність елемента кріплення на висмикування.

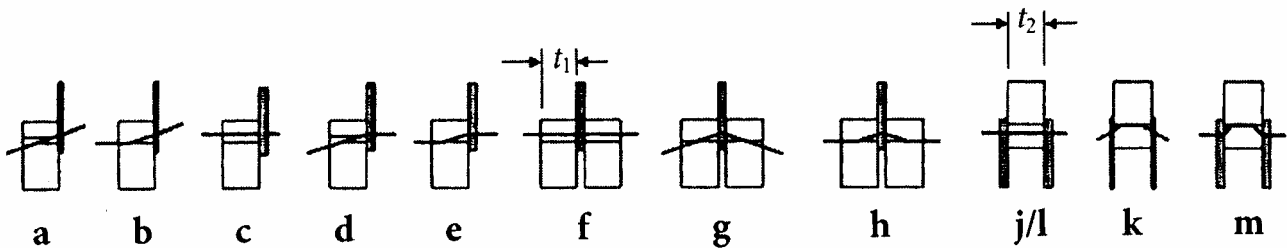


Рисунок 13.3 – Моделі руйнування для з'єднань "сталь-брус"

13.2.3.4 Для обмеження врахування впливу в'язкості застосовується $F_{ax,Rk}$ (13.2.2.2).

13.2.3.5 Необхідно враховувати, що несуча здатність з'єднання "сталь-дерево" з навантаженим кінцем може знижуватись внаслідок руйнування по периметру групи з'єднувальних елементів

Примітка. Метод визначення міцності групи з'єднувальних елементів наведено у додатку А.

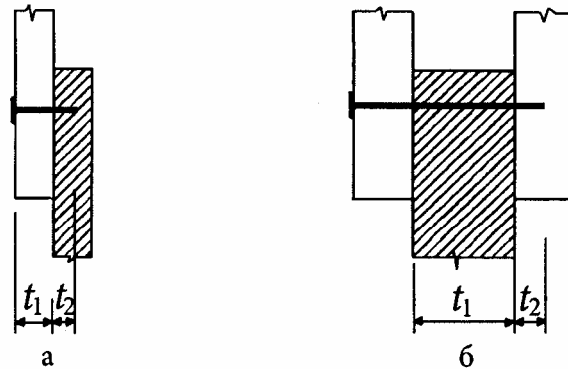
13.3 З'єднання на цвяхах

13.3.1 Поперечно завантажені цвяхи

13.3.1.1 Загальні положення

13.3.1.1.1 Позначки товщини у з'єднаннях із зсувом у одній і двох площинах (рисунок 13.4) визначаються:

- t_1 – товщина елемента з боку головки цвяха при з'єднанні з однією площиною зсуву або мінімальна товщина дерев'яного елемента з боку головки і глибина проникнення у боковий елемент при з'єднаннях з двома площинами зсуву;
- t_2 – глибина проникнення у боковий елемент при з'єднаннях з однією площиною зсуву або товщина центрального елемента при з'єднаннях із двома площинами зсуву.



а – для з'єднання з однією площиною зсуву; б – для з'єднання з двома площинами зсуву

Рисунок 13.4 – Визначення t_1 і t_2

13.3.1.1.2 Деревина повинна попередньо висвердлюватись, якщо:

- характеристична густина деревини більша ніж 500 кг/м^3 ;
- діаметр цвяхів d перевищує 8 мм.

13.3.1.1.3 Для квадратних і рифлених цвяхів діаметр повинен дорівнювати розміру сторони перерізу цвяха.

13.3.1.1.4 Для м'яких цвяхів, виготовлених із дроту з мінімальним опором розтягу 600 Н/мм^2 , повинні застосовуватись наступні величини нормативних моментів при границі текучості:

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 0,3 f_u d^{2,6} & \text{для круглих цвяхів} \\ 0,45 f_u d^{2,6} & \text{для квадратних цвяхів} \end{cases}, \quad (13.14)$$

де $M_{y,Rk}$ – характеристична величина моменту при границі текучості Н, мм;

d – діаметр цвяха, мм;

f_u – міцність на розтяг дроту, Н/мм^2 .

13.3.1.1.5 Для цвяхів діаметром до 8 мм включно застосовуються наступні значення нормативної міцності заанкерування у деревині та LVL:

- без попереднього висвердлювання отворів

$$f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} \text{ Н/мм}^2, \quad (13.15)$$

- при попередньому висвердлюванні отворів

$$f_{h,k} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k \text{ Н/мм}^2, \quad (13.16)$$

де ρ_k – характеристична густина деревини, кг/м^3 ;

d – діаметр цвяха, мм.

13.3.1.1.6 Для цвяхів діаметром більше 8 мм застосовуються нормативні величини міцності заанкерування для болтів відповідно до 13.5.1.

13.3.1.1.7 У триелементному з'єднанні цвяхи можуть перекриватись у центральному елементі за умови, що $t - t_2$ більше ніж $4d$ (рисунок 13.5).

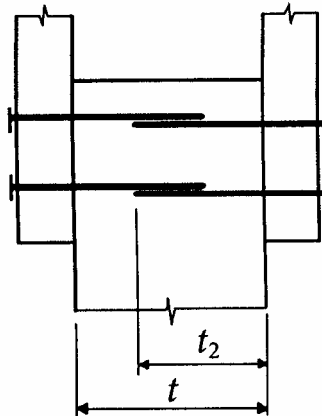


Рисунок 13.5 – Цвяхи з перекриванням

13.3.1.1.8 Для одного ряду n цвяхів паралельного волокнам, якщо цвяхи цього ряду відступають перпендикулярно до волокна хоча б на $1d$ (рисунок 13.6), несуча здатність паралельно волокнам (13.1.2.4) повинна визначатись з використанням фактичної кількості елементів кріплення n_{ef}

$$n_{ef} = n^{k_{ef}}, \tag{13.17}$$

де n_{ef} – фактична кількість цвяхів у ряді;
 n – кількість цвяхів у ряді;
 k_{ef} – наведено у таблиці 13.1.

Таблиця 13.1 – Величини k_{ef}

Крок ^{а)}	k_{ef}	
	Без попереднього висвердлювання отворів	З попереднім висвердлюванням отворів
$a \geq 14d$	1,0	1,0
$a = 10d$	0,85	0,85
$a = 7d$	0,7	0,7
$a = 4d$	-	0,5

^{а)} Для проміжних кроків дозволяється визначати k_{ef} інтерполяцією

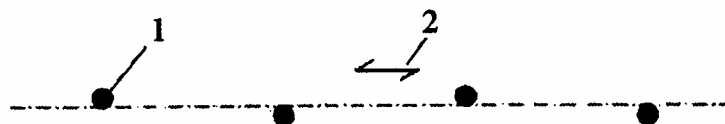


Рисунок 13.6 – Цвяхи у ряді паралельно волокнам із відступом перпендикулярно до волокна на d

13.3.1.1.9 У з'єднанні повинно бути не менше двох цвяхів.

13.3.1.1.10 Вимоги стосовно конструювання і перевірки з'єднань на цвяхах наведені у 15.4.2.

13.3.1.2 З'єднання на цвяхах "деревина-деревина"

13.3.1.2.1 Для гладких цвяхів глибина проникнення у поперечному напрямі повинна становити не менше ніж $8d$.

13.3.1.2.2 Для всіх інших типів цвяхів глибина проникнення у поперечному напрямі повинна становити не менше ніж $6d$.

13.3.1.2.3 Гладкі цвяхи у крайньому волокні не спроможні передавати бокові зусилля і не враховуються.

13.3.1.2.4 У якості альтернативи до 13.3.1.2.3 для цвяхів у крайньому волокні застосовуються наступні правила:

- для допоміжних конструкцій можуть застосовуватись гладкі цвяхи. Значення розрахункової несучої здатності повинно прийматись $1/3$ її величини для цвяхів, встановлених під прямим кутом до волокна;

- всі інші типи цвяхів, окрім гладких, можуть застосовуватись не тільки для допоміжних конструкцій. Значення розрахункової несучої здатності повинні прийматись $1/3$ їх величин для гладких цвяхів еквівалентного діаметра, встановлених під прямим кутом до волокна при забезпеченні наступних умов:

- цвяхи завантажені тільки збоку;
- у з'єднанні наявні мінімум три цвяхи;
- глибина проникнення у поперечному напрямі становить не менше ніж $10d$;
- з'єднання не підпадає під умови експлуатаційного класу 3;
- задовольняються умови щодо встановлення кроків і відстаней до граней, заданих у таблиці 13.2

Примітка 1. Прикладом допоміжної конструкції може слугувати бордюрна дошка, прибита до торців крокв.

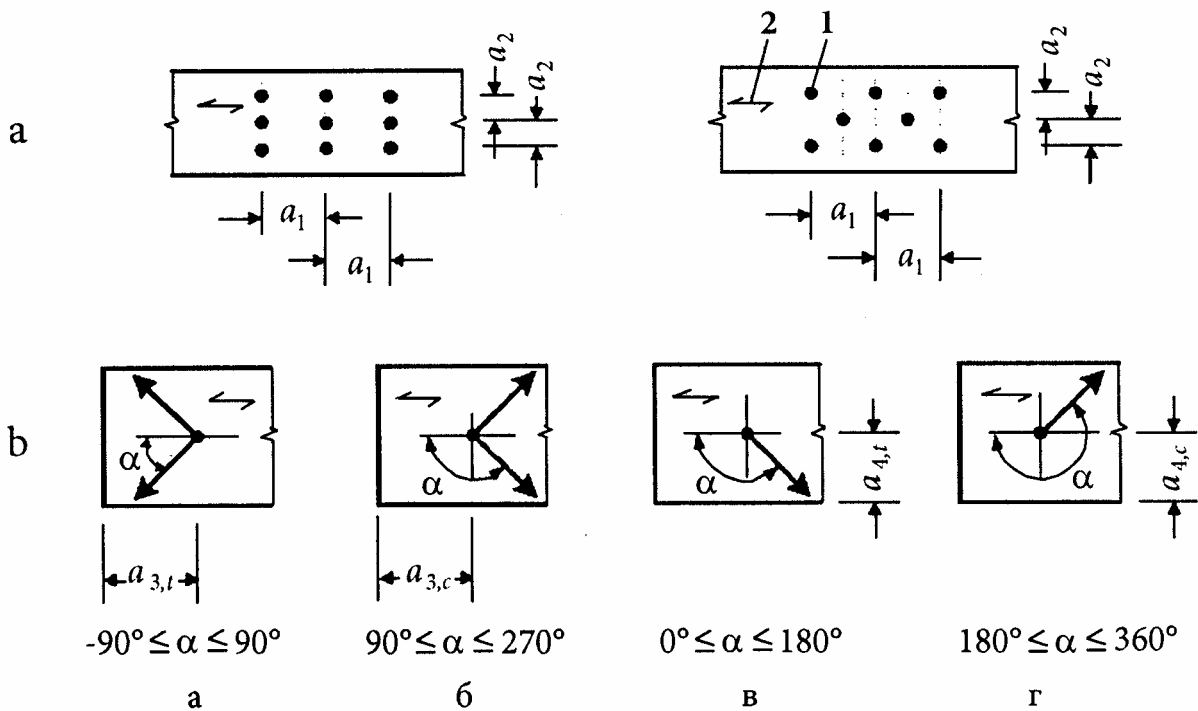
Примітка 2. Рекомендовані правила застосування наведено у 13.3.1.2.3.

13.3.1.2.5 Мінімальні кроки та відстані до кінців і граней наведено у таблиці 13.2 (рисунок 13.7), де

- a_1 – крок цвяхів одного ряду, паралельно волокну;
- a_2 – крок рядів цвяхів перпендикулярно волокнам;
- $a_{3,c}$ – відстань між цвяхом та ненавантаженим кінцем;
- $a_{3,t}$ – відстань між цвяхом та навантаженим кінцем;
- $a_{4,c}$ – відстань між цвяхом та ненавантаженою гранню;
- $a_{4,t}$ – відстань між цвяхом та навантаженою гранню;
- α – кут між силою та напрямком волокна.

Таблиця 13.2 – Мінімальні кроки та відстані до кінців і граней для цвяхів

Крок та відстань (рисунок 13.7)	Кут α	Мінімальні кроки та відстані до кінців/граней		
		Без попереднього висвердлювання отворів		З попереднім висвердлюванням отворів
		$\rho_k \leq 420 \text{ кг/м}^3$	$420 \text{ кг/м}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ кг/м}^3$	
Крок a_1 (паралельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ мм:}$ $(5+5 \cos \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ мм:}$ $(5+7 \cos \alpha) d$	$(7+8 \cos \alpha) d$	$(4+ \cos \alpha) d$
Крок a_2 (перпендикулярно до волокна)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$(3+ \sin \alpha) d$
Відстань $a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10+5 \cos \alpha) d$	$(15+5 \cos \alpha) d$	$(7+5 \cos \alpha) d$
Відстань $a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10d$	$15d$	$7d$
Відстань $a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ мм:}$ $(5+2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ мм:}$ $(5+5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ мм:}$ $(7+2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ мм:}$ $(7+5 \sin \alpha) d$	$d < 5 \text{ мм:}$ $(3+2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5 \text{ мм:}$ $(3+4 \sin \alpha) d$
Відстань $a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$3d$



а – навантажений кінець; б – ненавантажений кінець; в – навантажена грань; г – ненавантажена грань;
1 – елемент кріплення; 2 – напрям волокна
(а) крок паралельно волокну в одному ряді та перпендикулярно до волокна між рядами;
(б) відстані до краю і граней

Рисунок 13.7 – Кроки та відстані до кінців і граней

13.3.1.2.6 Необхідно попередньо висвердлювати отвори у деревині при товщині елементів менш ніж:

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 7d \\ (13d-30) \frac{\rho_k}{400} \end{array} \right. , \quad (13.18)$$

де t – мінімально допустима товщина дерев'яного елемента без висвердлювання отворів, мм;
 ρ_k – характеристична густина деревини, кг/м³;
 d – діаметр цвяхів, мм.

13.3.1.2.7 У деревині особливо чутливих до розколювання порід необхідно попередньо висвердлювати отвори, якщо товщина дерев'яних елементів менша ніж

$$t = \max \left\{ \begin{array}{l} 14d \\ (13d-30) \frac{\rho_k}{200} \end{array} \right. , \quad (13.19)$$

Вираз (13.19) можна замінити на (13.18) при наступних відстанях до грані:

$$a_4 \geq 10 d \quad \text{для } \rho_k \leq 420 \text{ кг/м}^3,$$

$$a_4 \geq 14 d \quad \text{для } 420 \text{ кг/м}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ кг/м}^3.$$

Примітка. Прикладами чутливої до розколювання деревини можуть бути ялина (*abies alba*), піхта (*pseudotsuga menziesii*), сосна (*pinus alba*). Рекомендується застосовувати 13.3.1.2.7 для деревини ялини (*abies alba*) і піхти (*pseudotsuga menziesii*).

13.3.1.3 З'єднання на цвяхах "панель-деревина"

13.3.1.3.1 Застосовують мінімальні кроки для всіх з'єднань на цвяхах "панель-деревина", наведені у таблиці 13.2, і помножені на коефіцієнт 0,85. Якщо інше не визначено, то застосовують ті ж відстані від цвяхів до країв/граней.

13.3.1.3.2 Мінімальні відстані від цвяхів до країв і граней для фанерних елементів повинні прийматись $3d$ для ненавантаженої грані (або кінця) і $(3+4 \sin \alpha)d$ для навантаженої грані (або кінця), де α – кут між напрямком навантаження і навантаженою гранню (або кінцем).

13.3.1.3.3 Для цвяхів із головкою діаметром не менше ніж $2d$ нормативну міцність заанкерування приймаються:

– для фанери

$$f_{h,k} = 0,11 \rho_k d^{-0,3} , \quad (13.20)$$

де $f_{h,k}$ – характеристична міцність заанкерування, Н/мм²;

ρ_k – характеристична густина фанери, кг/м³;

d – діаметр цвяха, мм;

– для ДВП згідно з ДСТУ EN 622-2

$$f_{h,k} = 30 d^{-0,3} t^{0,6} , \quad (13.21)$$

де $f_{h,k}$ – характеристична міцність заанкерування, Н/мм²;

d – діаметр цвяха, мм;

t – товщина панелі, мм.

– для ДСП і OSB

$$f_{h,k} = 60 d^{-0,7} t^{0,1} , \quad (13.22)$$

де $f_{h,k}$ – характеристична міцність заанкерування, Н/мм²;

d – діаметр цвяха, мм;

t – товщина панелі, мм.

13.3.1.4 З'єднання на цвяхах "сталь-деревина"

13.3.1.4.1 Застосовують мінімальні відстані від цвяхів до кінця і граней, наведені у таблиці 13.2. Мінімальні кроки цвяхів, наведені у таблиці 13.2, застосовуються з коефіцієнтом 0,7.

13.3.2 Цвяхи при осьовому навантаженні

13.3.2.1 Гладкі цвяхи не повинні застосовуватись для сприйняття постійного або довготривалого осьового навантаження.

13.3.2.2 Для різьбових цвяхів передача осьового навантаження може розглядатись тільки через різьбову частину.

13.3.2.3 Цвяхи в крайніх волокнах не повинні враховуватись для передачі осьового навантаження.

13.3.2.4 Характеристична несуча здатність на висмикування $f_{ax,Rx}$ з'єднання на цвяхах – перпендикулярно до волокон (рисунок 13.8 а), а для з'єднання під кутом – (рисунок 13.8 б) повинна прийматись меншою із двох величин, визначених за наступними виразами:

– для всіх типів цвяхів, окрім гладких

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k} d t_{pen} & (a) \\ f_{head,k} d_h^2 & (б) \end{cases}, \quad (13.23)$$

– для гладких цвяхів:

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k} d t_{pen} & (a) \\ f_{head,k} d t + f_{head,k} d_h^2 & (б) \end{cases}, \quad (13.24)$$

де $f_{ax,k}$ – характеристичний опір на висмикування у поперечному напрямку;

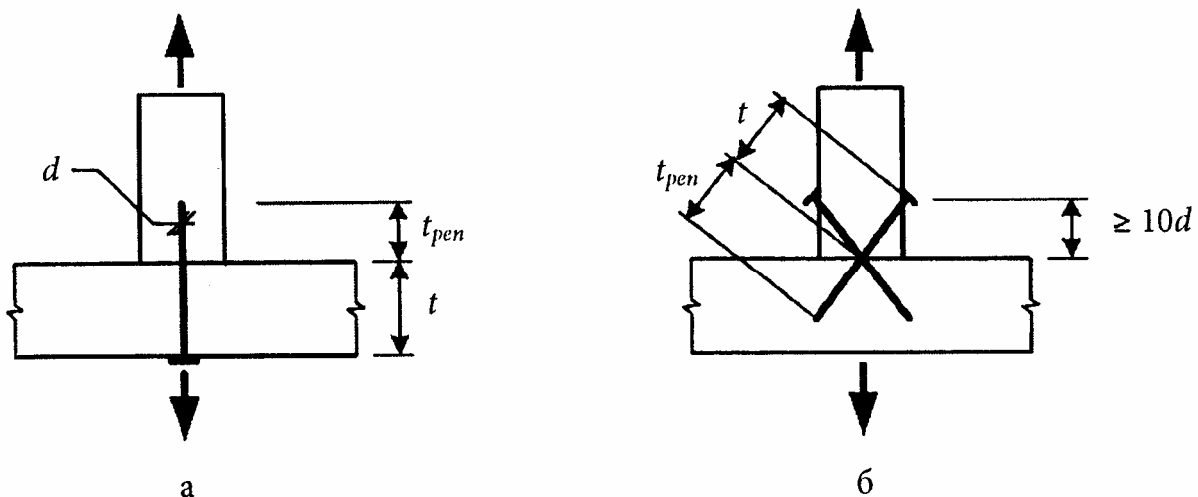
$f_{head,k}$ – характеристичний опір на продавлювання з боку головки;

d – діаметр цвяха відповідно до 13.3.1.1;

t_{pen} – глибина бокового проникнення або глибина різьбової частини бокового елемента;

t – товщина елемента з боку головки;

d_h – діаметр головки цвяха.



а – перпендикулярно до волокна; б – похилими цвяхами

Рисунок 13.8 – Цвяхове з'єднання

13.3.2.5 Нормативні опори $f_{ax,k}$ і $f_{head,k}$ повинні визначатись шляхом випробувань відповідно до діючих нормативних документів, якщо інше не визначено.

13.3.2.6 Для гладких цвяхів з глибиною проникненням у поперечному напрямку не менше ніж $12d$ нормативні значення опорів на висмикування і на продавлювання головки повинні визначатись за наступними виразами:

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \rho_k^2, \quad (13.25)$$

$$f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \rho_k^2, \quad (13.26)$$

де ρ_k – характеристична густина деревини, кг/м^3 .

13.3.2.7 Для гладких цвяхів глибина проникнення у поперечному напрямку t_{pen} повинна бути не менше ніж $8d$. Для цвяхів із глибиною проникнення у поперечному напрямку менше ніж $12d$ несуча здатність на висмикування повинна бути помножена на $t_{pen}/4d - 2$. Для цвяхів із різьбою глибина проникнення у поперечному напрямку повинна бути не менше ніж $6d$. Для цвяхів із глибиною проникнення у поперечному напрямку менше ніж $8d$ несуча здатність на висмикування повинна бути помножена на $t_{pen}/2d - 3$.

13.3.2.8 Для конструктивної деревини, змонтованої близько від точки насичення волокон, і яка вірогідно висохла під навантаженням, значення $f_{ax,k}$ і $f_{head,k}$ повинні бути помножені на $2/3$.

13.3.2.9 Кроки, відстані до краю і граней для цвяхів, навантажених у поперечному напрямі, застосовуються такі самі, як і для цвяхів при осьовому навантаженні.

13.3.2.10 Для нахилених цвяхів відстань до навантаженої грані повинна бути не менше ніж $10d$ (рисунки 13.8 б). У з'єднанні повинно бути не менше двох нахилених цвяхів.

13.3.3 Цвяхи, навантажені у поперечному і осьовому напрямках

13.3.3.1 Для з'єднань, що зазнають одночасної дії осьового $F_{ax,Ed}$ і поперечного $F_{v,Ed}$ навантаження, повинні задовольнятися наступні умови:

– для гладких цвяхів

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1, \quad (13.27)$$

– для всіх інших цвяхів, крім гладких,

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1, \quad (13.28)$$

де $F_{ax,Rd}$ і $F_{v,Rd}$ – розрахункова несуча здатність з'єднання, навантаженого осьовим або поперечним навантаженням.

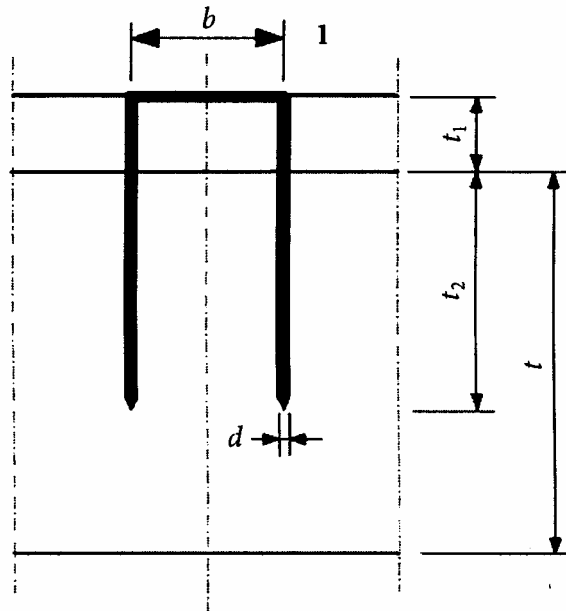
13.4 З'єднання на скобах

13.4.1 Правила, наведені у 13.3, за винятком 13.3.1.1.5 і 13.3.1.2.7, застосовують для круглих, або близької до круглої форми, або прямокутних скоб із скошеними або симетричними загостреними ніжками.

13.4.2 Для скоб прямокутного поперечного перерізу діаметр d повинен прийматись як корінь квадратний із добутку обох розмірів.

13.4.3 Ширина b гребеня скоби повинна бути щонайменше $6d$, і глибина проникнення вістря t_2 повинна становити не менше ніж $14d$ (рисунки 13.9).

13.4.4 У з'єднанні повинно бути не менше двох скоб.



1 – центр скоби

Рисунок 13.9 – Розміри скоби

13.4.5 Розрахункова несуча здатність у поперечному напрямі однієї скоби на одній площині зсуву повинна розглядатись еквівалентною двом цвяхам із діаметром скоби при забезпеченні умови, що кут між гребенем і напрямом волокна деревини під гребенем більше 30° (рисунок 13.10). Якщо кут між гребенем і напрямком волокна під гребенем дорівнює або менше 30° , то несуча здатність у поперечному напрямку повинна застосовуватись із множником 0,7.

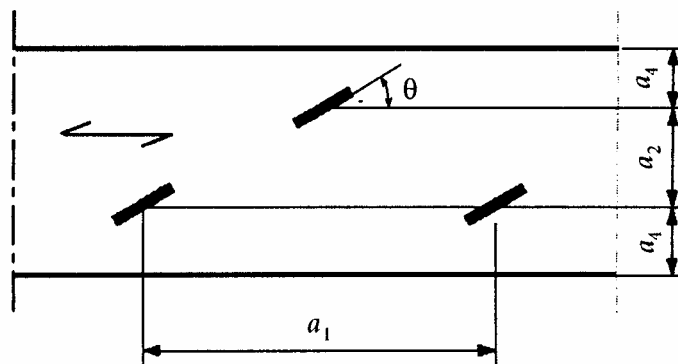


Рисунок 13.10 – Визначення кроку скоб

13.4.6 Для скоб, виготовлених із дроту з максимальним опором розтягу 800 Н/мм^2 , повинен застосовуватись характеристичний момент на границі текучості, визначений за умови

$$M_{y,Rk} = 240d^{2,6}, \quad (13.29)$$

де $M_{y,Rk}$ – характеристичний момент на границі текучості, Н мм;
 d – діаметр ніжки скоби, мм.

13.4.7 Для ряду з n скоб, паралельних волокну, несуча здатність у цьому напрямі повинна визначатись із використанням робочої кількості з'єднувальних елементів n_{ef} відповідно до 13.3.1.1.8.

13.4.8 Мінімальний крок скоб, відстані від кінців і граней надані у таблиці 13.3 і показані на рисунку 13.10, де θ – кут між гребенем скоби та напрямком волокон.

Таблиця 13.3 – Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней для скоб

Крок та відстані від кінця та граней (рисунок 13.7)	Кут	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокнам для $\theta \geq 30^\circ$)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(10+5 \cos \alpha) d$
для $\theta < 30^\circ$		$(15+5 \cos \alpha) d$
a_2 (перпендикулярно до волокон)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$15d$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(15+5 \cos \alpha) d$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$15d$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(15+5 \sin \alpha) d$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$10d$

13.5 З'єднання на болтах

13.5.1 Болти, навантажені у поперечному напрямі

13.5.1.1 Болтові з'єднання типу "деревина-деревина"

13.5.1.1.1 Для болтів повинно застосовуватись наступне характеристичне значення моменту на границі текучості:

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6}, \quad (13.30)$$

де $M_{y,Rk}$ – характеристичний момент на границі текучості, Н мм;

$f_{u,k}$ – характеристичний опір при розтягу, Н/мм²;

d – діаметр ніжки скоби, мм.

13.5.1.1.2 Для болтів діаметром до 30 мм значення нормативної міцності заанкерування при куті α до волокна для деревини і LVL повинно визначатись, як

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,\alpha,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (13.31)$$

$$f_{h,0,k} = 0,082(1-0,01d)\rho_k, \quad (13.32)$$

$$\text{де } k_{90} = \begin{cases} 1,35+0,15d & \text{– для м'якої деревини} \\ 1,30+0,15d & \text{– для LVL} \\ 0,90+0,15d & \text{– для твердої деревини} \end{cases}; \quad (13.33)$$

$f_{h,0,k}$ – характеристична міцність заанкерування паралельно волокну, Н/мм²;

ρ_k – характеристична густина деревини, кг/м³;

α – кут напрямку навантаження до волокна;

d – діаметр болта, мм.

13.5.1.1.3 Мінімальні кроки та відстані до краю і граней повинні прийматись за таблицею 13.4 з позначками, наведеними на рисунку 13.7.

Таблиця 13.4 – Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней для болтів

Крок та відстані від кінця та граней (рисунок 13.7)	Кут	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (перпендикулярно до волокон)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d; 80 \text{ мм})$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d]$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

13.5.1.1.4 Для ряду з n болтів, паралельних волокну, несуча здатність у цьому напрямі повинна визначатись із використанням робочої кількості з'єднувальних елементів n_{ef} відповідно до 13.1.2.4

$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right\}, \quad (13.34)$$

де a_1 – крок між болтами та напрямком волокна;
 d – діаметр болта;
 n – кількість болтів у ряді.

Для навантажень, перпендикулярних до волокна, робоча кількість елементів кріплення приймається, як

$$n_{ef} = n. \quad (13.35)$$

Для кутів $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ між напрямком навантаження і волокон n_{ef} може визначатись лінійною інтерполяцією між значеннями за виразами (13.34) і (13.35).

13.5.1.1.5 Вимоги стосовно розмірів і товщини шайб відносно діаметра болта наведені у 15.4.3.

13.5.1.2 З'єднання на болтах "панель-деревина"

13.5.1.2.1 Для фанери при всіх кутах до лицьових волокон міцність заанкерування, Н/мм², повинна визначатись, як

$$f_{h,k} = 0,11(1 - 0,01d)\rho_k, \quad (13.36)$$

де ρ_k – характеристична густина фанери, кг/м³;
 d – діаметр болта, мм.

13.5.1.2.2 Для ДСП і OSB необхідно застосовувати міцність заанкерування, Н/мм², при всіх кутах до лицьових волокон, визначену, як

$$f_{h,k} = 50d^{-0,6} t^{0,2}, \quad (13.37)$$

де d – діаметр болта, мм;
 t – товщина панелі, мм.

13.5.1.3 З'єднання на болтах "сталь-деревина"

13.5.1.3.1 Застосовуються правила, наведені у 13.2.3.

13.5.2 Болти при осьовому навантаженні

13.5.2.1 Несуча здатність болта на осьове навантаження та на висмикування повинна дорівнювати меншій із величин:

- несучої здатності болта на розтяг;
- несучої здатності сталевий шайби або (для з'єднань "сталь-деревина") пластини.

13.5.2.2 Несуча здатність шайби повинна визначатись за припущення, що величина нормативного опору стисканню в зоні контакту становить $3,0 f_{c,90,k}$.

13.5.2.3 Несуча здатність болта на сталевій пластині не повинна перевищувати несучої здатності круглої шайби мінімальним діаметром:

- $12 t$, де t – товщина пластини;
- $4 d$, де d – діаметр болта.

13.6 З'єднання на нагелях

13.6.1 Застосовуються правила, надані у 13.5.1, за винятком 13.5.1.1.3.

13.6.2 Діаметр нагелів повинен становити більше ніж 6 мм і не перевищувати 30 мм.

13.6.3 Мінімальний крок і відстані від кінців та граней наведені у таблиці 13.5 з позначками, показаними на рисунку 13.7.

Таблиця 13.5 – Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней для нагелів

Крок та відстані від кінця та граней (рисунок 13.7)	Кут	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + \cos \alpha) d$
a_2 (перпендикулярно до волокон)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d; 80 \text{ мм})$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max[(a_{3,t} \sin \alpha) d; 3d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$3d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(a_{3,t} \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

13.6.4 Вимоги стосовно допусків для отворів під нагелі наведено у 15.4.4.

13.7 З'єднання на шурупах

13.7.1 Шурупи при поперечному навантаженні

13.7.1.1 Вплив різьбової частини шурупа повинен враховуватись при визначенні несучої здатності шляхом застосування фактичного діаметра d_{ef} .

13.7.1.2 Для шурупів із гладкою хвостовою частиною, у яких зовнішній діаметр різьби дорівнює діаметру гладкої частини, застосовують правила, наведені у 13.2, за дотримання умов:

- фактичний діаметр d_{ef} приймається як діаметр гладкої частини;
- гладка хвостова частина проникає в елемент, у який заходить кінець із нарізкою не менше ніж на $4d$.

13.7.1.4 Для гладкої частини шурупа діаметром $d > 6$ мм застосовують правила, наведені у 13.5.1.

13.7.1.5 Для гладкої частини шурупа діаметром $d \leq 6$ мм застосовують правила, наведені у 13.3.1.

13.7.1.6 Правила стосовно конструювання і контролю з'єднань на шурупах наведені у 15.4.5.

13.7.2 Шурупи при осьовому навантаженні

13.7.2.1 При перевірці несучої здатності з'єднань на шурупах при осьовому навантаженні повинні розглядатись такі можливі форми руйнування:

- несуча здатність на висмикування нарізної частини шурупа;
- несуча здатність шурупів на відрив головки при застосуванні сталевих пластин повинна бути вищою за опір шурупа розтягу;
- міцність на втягування головки шурупа;
- для шурупів, застосованих у поєднанні зі сталевими пластинами, руйнування групи шурупів вдовж замкнутої кривої (зріз по масиву або зріз по контакту).

13.7.2.2 Мінімальний крок та відстані від граней для шурупів при осьовому навантаженні наведені у таблиці 13.6.

Таблиця 13.6 – Мінімальні кроки та відстані від граней для шурупів при осьовому навантаженні

Шурупи загвинчені	Мінімальний крок	Мінімальна відстань до граней
Під прямим кутом до волокна	$4d$	$4d$
У кінцеве волокно	$4d$	$2.5d$

13.7.2.3 Мінімальна глибина проникнення загостреного кінця нарізної частини повинна становити $6d$.

13.7.2.4 Характеристична несуча здатність на висмикування з'єднання на шурупах при осьовому навантаженні повинна становити:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} (\pi d l_{ef})^{0,8} f_{ax,\alpha,k} \quad (13.38)$$

де $F_{ax,\alpha,Rk}$ – характеристична несуча здатність на висмикування з'єднання під кутом α до волокна;

n_{ef} – фактична кількість шурупів;

d – зовнішній діаметр на нарізній частині;

l_{ef} – глибина проникнення загостреного кінця нарізної частини мінус один діаметр нарізки;

$f_{ax,\alpha,k}$ – характеристичний опір висмикуванню під кутом α до волокна.

13.7.2.5 Характеристичний опір висмикуванню під кутом α до волокна повинен визначатись, як

$$f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cos^2 \alpha} \quad (13.39)$$

при

$$f_{ax,k} = 3,6 \times 10^{-3} \rho_k^{1,5} \quad (13.40)$$

де $f_{ax,\alpha,k}$ – характеристичний опір висмикуванню під кутом α до волокна;

$f_{ax,k}$ – характеристичний опір висмикуванню перпендикулярно до волокна;

ρ_k – характеристична густина, кг/м³.

Примітка. Форми руйнування сталі або деревини навколо шурупів є крихкими при малих граничних деформаціях і тому можливість перерозподілу напружень є обмеженою.

13.7.2.6 Несуча здатність головки на протягування повинна визначатись випробуваннями відповідно до діючих нормативних документів.

8.7.2.7 У з'єднанні з групою шурупів, навантажених компонентою сили, паралельною хвостовій частині, фактичну кількість шурупів приймають, як

$$n_{ef} = n^{0,9} \quad (13.41)$$

де n_{ef} – фактична кількість шурупів;

n – кількість шурупів, що працюють разом у з'єднанні.

13.7.3 Шурупи при спільній дії поперечного і осьового навантаження

13.7.3.1 Для з'єднань на шурупах, які зазнають спільної дії осьового та поперечного навантаження, повинна задовольнятися умова виразу (13.28).

13.8 З'єднання, виконані із застосуванням перфорованих металевих пластин

13.8.1 Загальні положення

13.8.1.1 З'єднання, виготовлені із застосуванням у якості елементів кріплення перфорованих металевих пластин, повинні включати пластини однакового типу, розміру і напрямку, розташованих із кожної сторони дерев'яних елементів.

13.8.1.2 Нижче наведено правила, що застосовують тільки для елементів кріплення з перфорованих металевих пластин у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

13.8.2 Геометрія пластини

Позначки, що використовують для геометрії вузлів з елементами кріплення з перфорованих металевих пластин, наведені на рисунку 13.11, визначаються, як

напрямок x – основний напрямок пластини;

напрямок y – перпендикулярний до основного напрямку;

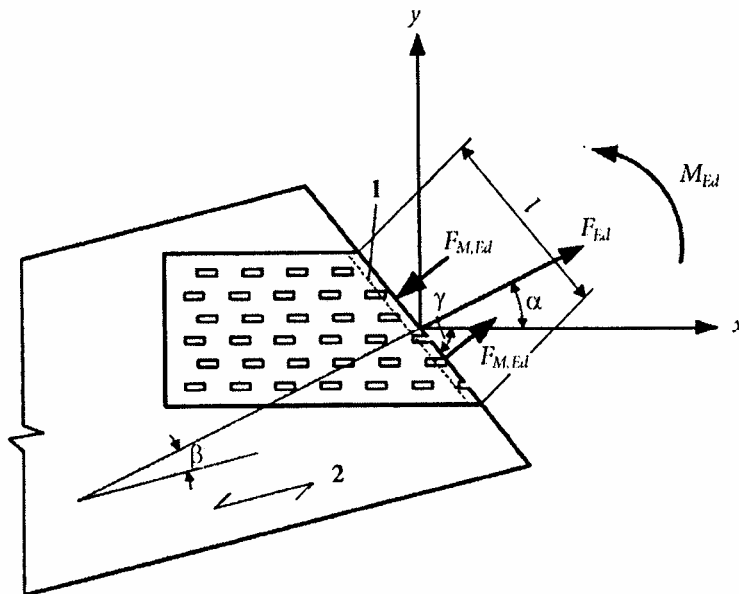
α – кут між напрямком x і зусиллям (розтягу: $0^\circ \leq \gamma < 90^\circ$, стиску: $90^\circ \leq \gamma < 180^\circ$);

β – кут між напрямком волокна і зусиллям;

γ – кут між напрямком x і лінією з'єднання;

A_{ef} – зона повного контакту поверхні між пластиною і деревиною, зменшена на 5 мм від граней деревини і на відстань a у напрямі волокон від кінця бруса, яка дорівнює п'ятикратній товщині елемента кріплення;

l – розмір плити вдовж лінії з'єднання.



1 – межа робочої зони; 2 – напрям волокон

Рисунок 13.11 – Геометрія з'єднання з перфорованою металевою пластиною при дії зусиль F_{Ed} і M_{Ed}

13.8.3 Характеристики міцності пластини

13.8.3.1 Пластини повинні відповідати нормативним значенням наступних характеристик, на основі випробувань відповідно до чинних нормативних документів:

- $f_{a,0,0}$ – міцність заанкерування на одиницю площі при $\alpha = 0^\circ$ і $\beta = 0^\circ$;
- $f_{a,90,90}$ – міцність заанкерування на одиницю площі при $\alpha = 90^\circ$ і $\beta = 90^\circ$;
- $f_{t,0}$ – міцність на розтяг на одиницю ширини пластини при $\alpha = 0^\circ$;
- $f_{c,0}$ – міцність на стиск на одиницю ширини пластини при $\alpha = 0^\circ$;
- $f_{v,0}$ – міцність на зсув на одиницю ширини пластини у напрямку x ;
- $f_{t,90}$ – міцність на розтяг на одиницю ширини пластини при $\alpha = 90^\circ$;
- $f_{c,90}$ – міцність на стиск на одиницю ширини пластини при $\alpha = 90^\circ$;
- $f_{v,90}$ – міцність на зсув на одиницю ширини пластини у напрямку y ;
- k_1, k_2, α_0 – постійні.

13.8.3.2 Для визначення розрахункових значень міцності на розтяг, стиск і зсув для пластин необхідно прийняти значення коефіцієнта k_{mod} 1,0.

13.8.4 Міцність заанкерування пластин

13.8.4.1 Характеристична міцність заанкерування для пластини $f_{a,\alpha,\beta,k}$ повинна визначатись шляхом випробувань або обчислюватись за виразами:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \max \begin{cases} f_{a,\alpha,0,k} - (f_{a,\alpha,0,k} - f_{a,90,90,k}) \frac{\beta}{45^\circ} \\ f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \sin(\max(\alpha, \beta)) \end{cases} \quad \text{для } \beta \leq 45^\circ, \quad (13.42)$$

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \sin(\max(\alpha, \beta)) \quad \text{для } 45^\circ < \beta \leq 90^\circ \quad (13.43)$$

13.8.4.2 Характеристична міцність заанкерування на пластину паралельно волокну повинна визначатись, як

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \begin{cases} f_{a,0,0,k} k_1 \alpha, & \text{якщо } \alpha \leq \alpha_0, \\ f_{a,0,0,k} - k_1 \alpha_0 + k_2 (\alpha - \alpha_0), & \text{якщо } \alpha_0 < \alpha \leq 90^\circ. \end{cases} \quad (13.44)$$

Постійні k_1, k_2 і α_0 повинні визначатись за випробуваннями заанкерування і обробкою даних у відповідності з чинними нормативними документами для конкретного типу пластини.

13.8.5 Перевірка міцності з'єднання

13.8.5.1 Несуча здатність заанкерування пластини

13.8.5.1.1 Розрахункові напруження $\tau_{F,d}$ заанкерування окремого елемента кріплення з металевої перфорованої пластини від дії сили F_{Ed} і розрахункові напруження $\tau_{M,d}$ заанкерування від дії моменту M_{Ed} повинні визначатись, як

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}}, \quad (13.45)$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_p}, \quad (13.46)$$

при
$$W_p = \int_{A_d} r dA, \quad (13.47)$$

- де $F_{A,Ed}$ – розрахункова сила, що діє на окрему пластину в центрі ваги робочого перерізу (тобто половина загального зусилля у дерев'яному елементі);
 $M_{A,Ed}$ – розрахунковий момент, що діє на окрему пластину в центрі ваги робочого перерізу;
 dA – площа сегмента перфорованої металевої пластини кріплення;
 r – відстань від центра ваги пластини до площі сегмента пластини dA ;
 A_{ef} – фактична площа пластини.

13.8.5.1.2 У якості альтернативи виразу (13.47) W_p консервативно визначають із

$$W_p = \frac{A_{ef}d}{4}, \quad (13.48)$$

при
$$d = \sqrt{\left(\frac{A_{ef}}{h_{ef}}\right)^2 + h_{ef}^2}, \quad (13.49)$$

де h_{ef} – максимальна висота фактичної зони заанкерування, перпендикулярної до довшої сторони.

13.8.5.1.3 Тиск на контактi між дерев'яними елементами може враховуватись через зменшення величини F_{Ed} при стиску, щоб середня величина зазору між елементами не перевищувала 1,5 мм, а максимальна величина – 3 мм. У таких випадках з'єднання повинно розраховуватись на мінімальне зусилля стиску $F_{A,Ed}/2$.

13.8.5.1.4 Тиск на контактi між дерев'яними елементами у з'єднаннях поясів при стиску може враховуватись розрахунком окремої пластини на розрахункову силу $F_{A,Ed}$ і розрахунковий момент $M_{A,Ed}$ за наступними виразами:

$$F_{A,Ed} = \sqrt{\left(\frac{F_{Ed} \cos \beta}{2} - \frac{3|M_{Ed}|}{2h}\right)^2 + (F_{Ed} \sin \beta)^2}, \quad (13.50)$$

$$M_{A,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2}, \quad (13.51)$$

- де F_{Ed} – розрахункова осьова сила пояса, що діє на окрему пластину (стиск або нуль);
 M_{Ed} – розрахунковий момент пояса, що діє на окрему пластину;
 h – висота пояса.

13.8.5.1.5 Повинна задовольнятися наступна умова:

$$\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}}\right)^2 \leq 1. \quad (13.52)$$

13.8.5.2 Несуча здатність пластини

13.8.5.2.1 Для кожного сполучення у вузлі зусилля у двох головних напрямках повинні визначатись, як

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cos \alpha \pm 2 F_{M,Ed} \sin \gamma, \quad (13.53)$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \sin \alpha \pm 2 F_{M,Ed} \cos \gamma, \quad (13.54)$$

- де F_{Ed} – розрахункове зусилля в окремій пластині (тобто половина загального зусилля у дерев'яному елементі);
 $F_{M,Ed}$ – розрахункове зусилля від моменту в окремій пластині ($F_{M,Ed} = 2 F_{M,Ed} / l$).

13.8.5.2.2 Повинні задовольнятися наступна умова:

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}}\right)^2 \leq 1, \quad (13.55)$$

де $F_{x,Ed}$ і $F_{y,Ed}$ – розрахункові зусилля у напрямках x і y ;

$F_{x,Rd}$ і $F_{y,Rd}$ – відповідні розрахункові значення міцності пластини. Вони визначаються за максимальними нормативними міцностями перерізів, паралельних або перпендикулярних до головних осей, на основі нижче наведених нормативних міцностей пластин у цих напрямках:

$$F_{x,Rk} = \max \begin{cases} |f_{u,0,k} l \sin(\gamma - \gamma_0 \sin(2\gamma))| \\ |f_{v,0,k} l \cos \gamma| \end{cases}, \quad (13.56)$$

$$F_{y,Rk} = \max \begin{cases} |f_{u,90,k} l \cos \gamma| \\ |f_{v,90,k} l \sin \gamma| \end{cases} \quad (13.57)$$

при $f_{N,0,k} = \begin{cases} f_{t,0,k} & \text{для } F_{x,Ed} > 0 \\ f_{c,0,k} & \text{для } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases}, \quad (13.58)$

$$f_{n,90,k} = \begin{cases} f_{t,90,k} & \text{для } F_{y,Ed} > 0 \\ f_{c,90,k} & \text{для } F_{y,Ed} \leq 0 \end{cases}, \quad (13.59)$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \sin(2\gamma) & \text{для } F_{x,Ed} > 0 \\ 1 & \text{для } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases}, \quad (13.60)$$

де γ_0 і k – постійні, що визначають при випробуваннях на зсув у відповідності з чинними нормативними документами для конкретного типу пластини.

13.8.5.2.3 Якщо пластина перекриває більше ніж дві з'єднувальні лінії на елементі, то зусилля у кожній прямолінійній частині з'єднувальної лінії повинні визначатись так, щоб забезпечувалась статична рівновага і задовольнялась умова (13.55) для кожної прямолінійної частини з'єднувальної лінії. Всі важливі розділи повинні враховуватись.

13.9 З'єднання розрізними і гладкими кільцевими шпонками

13.9.1 Для з'єднань, виконаних із розрізними кільцевими шпонками або гладкими кільцевими шпонками діаметром не більше 200 мм, характеристична несуча здатність паралельно волокну $F_{v,0,Rk}$ на з'єднувальний елемент і на площину зсуву повинна визначатись, як

$$F_{v,0,Rd} = \min \begin{cases} k_1 k_2 k_3 k_4 (35 d_c^{1,5}) & \text{(a)} \\ k_1 k_3 h_e (31,5 d_c) & \text{(b)} \end{cases}, \quad (13.61)$$

де $F_{v,0,Rk}$ – характеристична несуча здатність паралельно волокну, Н;

d_c – діаметр з'єднувального елемента, мм;

k_i – перехідний коефіцієнт при $i = 1 \dots 4$.

13.9.2 Мінімальна товщина зовнішніх дерев'яних елементів повинна бути $2,25 h_e$, а внутрішніх – $3,75 h_e$, де h_e – глибина закладання (рисунок 13.12).

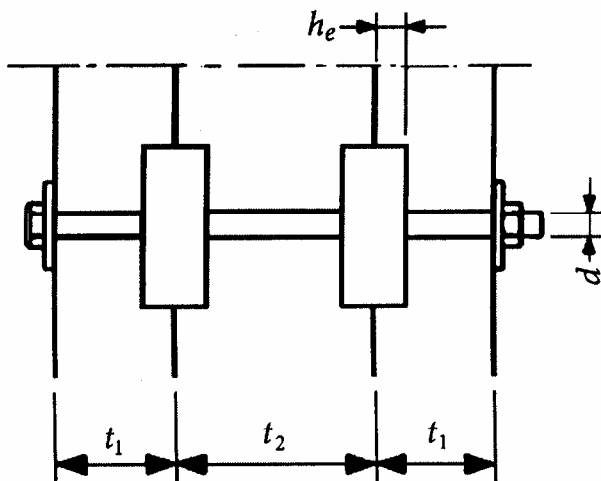


Рисунок 13.12 – Розміри з'єднання з розрізними і гладкими кільцевими шпонками

13.9.3 Коефіцієнт k_1 повинен визначатись, як

$$k_1 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{t_1}{3h_e} \\ \frac{t_1}{5h_e} \end{cases}, \quad (13.62)$$

13.9.4 Коефіцієнт k_2 застосовується для навантажених кінців (мінус $30^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$) і визначається, як

$$k_2 = \min \begin{cases} k_a \\ a_{3,t} \\ \frac{2d_c}{2} \end{cases}, \quad (13.63)$$

$$\text{де } k_a = \begin{cases} 1,25 & \text{для з'єднань з одним елементом кріплення на площину зсуву} \\ 1,0 & \text{для з'єднань з більше ніж одним елементом кріплення на площину зсуву} \end{cases} \quad (13.64)$$

$a_{3,t}$ надано у таблиці 13.7.

Для інших значень α , $k_2 = 1,0$.

13.9.5 Коефіцієнт k_3 необхідно приймати, як

$$k_3 = \min \begin{cases} 1,75 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{cases}, \quad (13.65)$$

де ρ_k – характеристична густина деревини, кг/м^3 .

13.9.6 Коефіцієнт k_4 залежить від з'єднувальних матеріалів і повинен прийматись, як

$$k_4 = \begin{cases} 1,0 & \text{для з'єднань "деревина-деревина"} \\ 1,0 & \text{для з'єднань "сталь-деревина"} \end{cases} \quad (13.66)$$

13.9.7 Для з'єднань з одним елементом кріплення на площину зсуву під дією сили у випадку навантаженого кінця ($150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$) умова (а) у виразі (13.61) не враховується.

13.9.8 При дії сили під кутом α до волокна характеристична несуча здатність на з'єднувальний елемент на площину зсуву $F_{\alpha,Rk}$ повинна визначатися за формулою:

$$F_{v,\alpha,Rk} = \frac{F_{v,0,Rk}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (13.67)$$

при $k_{90} = 1,3 + 0,001 d_c$, (13.68)

де $F_{v,0,Rk}$ – характеристична несуча здатність з'єднувального елемента при силі паралельно волокну відповідно до (13.61);

d_c – діаметр з'єднувального елемента, мм.

13.9.9 Мінімальні кроки та відстані від кінців і граней наведені у таблиці 13.7. Позначки показані на рисунку 13.7.

Таблиця 13.7 – Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней для з'єднання з розрізними і гладкими кільцевими шпонками

Крок та відстані від кінця та граней (рисунок 13.7)	Кут до волокна	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,8 \cos \alpha) d_c$
a_2 (перпендикулярно до волокон)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$1,5 d_c$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

13.9.10 Якщо з'єднувальні елементи розміщені "врозбіг" (рисунок 13.13), мінімальний крок паралельно і перпендикулярно до волокна повинен відповідати наступній умові:

$$(k_{a1})^2 + (k_{a2})^2 \geq 1 \quad \text{при} \quad \begin{cases} 0 \leq k_{a1} \leq 1 \\ 0 \leq k_{a2} \leq 1 \end{cases}, \quad (13.69)$$

де k_{a1} – поправочний коефіцієнт для мінімальної відстані a_1 паралельно волокну;

k_{a2} – поправочний коефіцієнт для мінімальної відстані a_2 перпендикулярно до волокна.

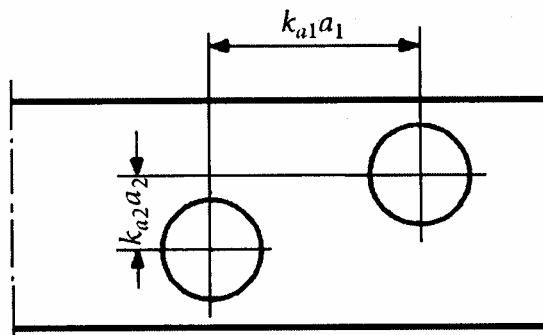


Рисунок 13.13 – Приведена відстань для з'єднувальних елементів

13.9.11 Крок паралельно волокну $k_{a1} a_1$ може зменшуватись множенням на коефіцієнт $k_{s,red}$ при $0,5 \leq k_{s,red} \leq 1,0$ за умови, що несуча здатність множитья на коефіцієнт

$$k_{R,red} = 0,2 + 0,8 k_{s,red}. \quad (13.70)$$

13.9.12 Для рядка з'єднувальних елементів паралельних волокну несуча здатність у цьому напрямку повинна визначатись з урахуванням фактичної кількості з'єднувальних елементів n_{ef}

$$n_{ef} = 2 + \left(1 - \frac{n}{20}\right)(n-2), \quad (13.71)$$

де n_{ef} – фактична кількість з'єднувальних елементів;

n – кількість з'єднувальних елементів на лінії, паралельній волокну.

13.9.13 З'єднувальні елементи можуть вважатись паралельними волокну, якщо $k_{a2} a_2 < 0,5 k_{a1} a_1$.

13.10 Зубчасті шпонки

13.10.1 Характеристична несуча здатність елементів кріплення, виготовлених із зубчастих шпонок, повинна визначатись як сума нормативної несучої здатності самих елементів і з'єднувальних болтів відповідно до 13.5.

13.10.2 Характеристична несуча здатність $F_{v,Rk}$ на односторонню зубчасту шпонку (типів С2, С4, С7, С9, С11) та двосторонню зубчасту шпонку (типів С1, С3, С5, С6, С8, С10) для з'єднувальних елементів повинна визначатись, як

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} 18k_1 k_2 k_3 d_c^{1,5} & \text{для односторонніх шпонок} \\ 25k_1 k_2 k_3 d_c^{1,5} & \text{для двосторонніх шпонок} \end{cases}, \quad (13.72)$$

де $F_{v,Rk}$ – характеристична несуча здатність зубчастої шпонки, Н;

k_i – перехідний коефіцієнт з $i = 1 \dots 3$, визначеними нижче;

d_c :

– діаметр зубчастої шпонки типів С1, С2, С6, С7, С10 і С11, мм;

– бокова довжина зубчастої шпонки типів С5, С8 і С9, мм;

– корінь квадратний від добутку обох бокових довжин для типів С3 і С4, мм.

13.10.3 Застосовується пункт 13.9.2.

13.10.4 Коефіцієнт k_1 повинен визначатись, як

$$k_1 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{t_1}{3h_e} \\ \frac{t_2}{5h_e} \end{cases}, \quad (13.73)$$

де t_1 – товщина крайнього елемента;

t_2 – товщина середнього елемента;

h_e – глибина заходження шпонки, мм.

13.10.5 Коефіцієнт k_2 повинен визначатись, як
– для типів С1...С9:

$$k_2 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{a_{3,t}}{1,5d_c} \end{cases}, \quad (13.74)$$

при

$$a_{3,t} = \max \begin{cases} 1,1d_c \\ 7d \\ 80 \text{ мм} \end{cases}, \quad (13.75)$$

де d – діаметр болта, мм;
 d_c – згідно з 13.10.2.

– для типів С10 і С11:

$$k_2 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{a_{3,t}}{2,0d_c} \end{cases}, \quad (13.76)$$

при

$$a_{3,t} = \max \begin{cases} 1,5d_c \\ 7d \\ 80 \text{ мм} \end{cases}, \quad (13.77)$$

де d – діаметр болта, мм;
 d_c – згідно з 13.10.2.

13.10.6 Коефіцієнт k_3 необхідно приймати, як

$$k_3 = \min \begin{cases} 1,5 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{cases}, \quad (13.78)$$

де ρ_k – характеристична густина деревини, кг/м³.

13.10.7 Для зубчастих шпонок типів С1...С9 мінімальні кроки і відстані до граней і країв повинні прийматись за таблицею 13.8. Позначки надані на рисунку 13.7.

13.10.8 Для зубчастих шпонок типів С10 і С11 мінімальний крок та відстані до граней і кінців необхідно приймати за таблицею 13.9. Позначки надані на рисунку 13.7.

13.10.9 Якщо елементи типів С1, С2, С6 і С7 круглої форми і розташовані "врозбіг", то застосовується 13.9.10.

13.10.10 При використанні болтів із зубчастими шпонками застосовується 15.4.3.

Таблиця 13.8 – Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней для зубчастих шпонок типів C1...C9

Крок та відстані від кінця та граней (рисунок 13.7)	Кут до волокна	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,3 \cos \alpha) d_c$
a_2 (перпендикулярно до волокон)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0 d_c$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(0,9 + 0,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,9 + 0,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

Таблиця 13.9 – Мінімальні кроки та відстані від кінця та граней зубчастих шпонок типів C10 і C11

Крок та відстані від кінця та граней (рисунок 13.7)	Кут до волокна	Мінімальний крок та відстань від кінця та граней
a_1 (паралельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,3 \cos \alpha) d_c$
a_2 (перпендикулярно до волокон)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
$a_{3,t}$ (навантажений кінець)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0 d_c$
$a_{3,c}$ (ненавантажений кінець)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$1,2 d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (навантажений кінець)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (ненавантажений кінець)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

14 ЕЛЕМЕНТИ І КОНСТРУКЦІЇ

14.1 Елементи

14.1.1 Клеєні тонкостінні балки

14.1.1.1 Якщо допускається лінійний характер деформацій вдовж висоти балки, осьові напруження у полицях на основі деревини повинні задовольняти наступні умови:

$$\sigma_{f,c,max,d} \leq f_{m,d} \quad (14.1)$$

$$\sigma_{f,t,max,d} \leq f_{m,d} \quad (14.2)$$

$$\sigma_{f,c,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (14.3)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{t,0,d} \quad (14.4)$$

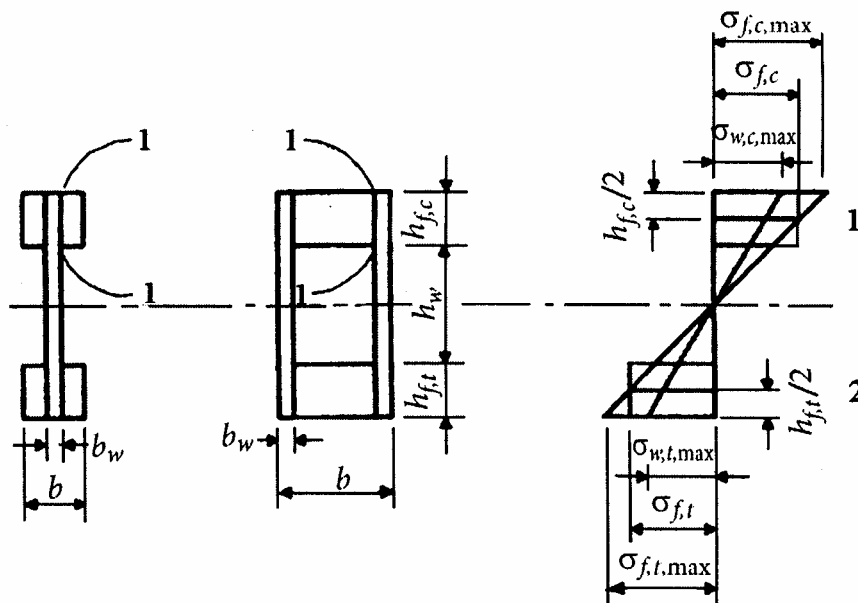
де $\sigma_{f,c,max,d}$ – розрахункове напруження стиску крайнього волокна полиці;
 $\sigma_{f,t,max,d}$ – розрахункове напруження розтягу крайнього волокна полиці;
 $\sigma_{f,c,d}$ – середнє розрахункове напруження стиску полиці;
 $\sigma_{f,t,d}$ – середнє розрахункове напруження розтягу полиці;
 k_c – коефіцієнт, що враховує поперечну стійкість.

14.1.1.2 Коефіцієнт k_c може визначатись (консервативно, особливо для коробчастих балок) згідно з 11.3.2 при

$$\lambda_z = \sqrt{12} \left(\frac{l_c}{b} \right), \quad (14.5)$$

де l_c – відстань між перерізами, де запобігається прогин стиснутих полиць із площини;
 b – показано на рисунку 14.1.

Якщо виконано окремі дослідження відносно запобігання втраті стійкості із площини всієї балки, можна припустити, що $k_c = 1,0$.



1 – стиск; 2 – розтяг

Рисунок 14.1 – Тонкостінні балки

14.1.1.3 Осьові зусилля у стінці повинні задовольняти наступні умови:

$$\sigma_{w,c,d} \leq f_{c,w,d}, \quad (14.6)$$

$$\sigma_{w,t,d} \leq f_{t,w,d}, \quad (14.7)$$

де $\sigma_{w,c,d}$ і $\sigma_{w,t,d}$ – відповідно розрахункові напруження стиску та розтягу у стінках;
 $f_{c,w,d}$ і $f_{t,w,d}$ – відповідно розрахункова міцність стінок на стиск та розтяг при згині.

14.1.1.4 Якщо не надаються інші величини, то за розрахункову міцність на згин у площині стінок повинна прийматись міцність на розтяг або на стиск.

14.1.1.5 Необхідно перевірити, що кожне клеєне з'єднання має необхідну міцність.

14.1.1.6 Якщо не здійснюється детальний розрахунок на стійкість, необхідно перевірити умову:

$$h_w \leq 70b_w \quad (14.8)$$

i

$$F_{v,w,Ed} \leq \begin{cases} b_w h_w \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w} \right) f_{v,0,d} & \text{для } h_w \leq 35b_w \\ 35b_w^2 \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w} \right) f_{v,0,d} & \text{для } 35b_w \leq h_w \leq 70b_w \end{cases}, \quad (14.9)$$

де $F_{v,w,Ed}$ – розрахункова перерізуюча сила;
 h_w – відстань нетто між полицями;
 $h_{f,c}$ – висота стиснутої зони полиці;
 $h_{f,t}$ – висота розтягнутої зони полиці;
 b_w – ширина кожної стінки;
 $f_{v,0,d}$ – розрахункова міцність на зсув листа.

14.1.1.7 Для стінок із листів на основі деревини для перерізів 1-1 на рисунку 14.1 необхідно перевірити умову:

$$\tau_{mean,d} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{для } h_f \leq 4b_{ef} \\ f_{v,90,d} \left(\frac{4b_{ef}}{h_f} \right)^{0,8} & \text{для } h_f > 4b_{ef} \end{cases}, \quad (14.10)$$

де $\tau_{mean,d}$ – розрахункові напруження зсуву у перерізі 1-1, за умови рівномірного розподілу напружень;

$f_{v,90,d}$ – розрахункова міцність стінки на зсув при плоскому крученні;
 h_f – дорівнює $h_{f,c}$ або $h_{f,t}$.

$$b_{ef} = \begin{cases} b_w & \text{для коробчастих балок} \\ b_w / 2 & \text{для таврових балок} \end{cases} \quad (14.11)$$

14.1.2 Клеєні балки з тонкими полицями

14.1.2.1 Тут допускається лінійна зміна деформацій вдовж висоти балки.

14.1.2.2 При перевірці міцності клеєних балок із тонкими полицями необхідно враховувати нерівномірний розподіл напружень у полицях, спричинений зсувом обшивки і поздовжнім прогином.

14.1.2.3 Якщо інше не визначено детальними перевірними розрахунками, комбінована балка розглядається як певна комбінація двотаврових балок і швелерів (рисунок 14.2) при робочій ширині полиці b_{ef} :

– для двотаврових балок

$$b_{ef} = b_{c,ef} + b_w \quad \text{або} \quad b_{t,ef} + b_w, \quad (14.12)$$

– для швелерів

$$b_{ef} = 0,5 b_{c,ef} + b_w \quad \text{або} \quad 0,5 b_{t,ef} + b_w. \quad (14.13)$$

14.1.2.4 Значення $b_{c,ef}$ і $b_{t,ef}$ не повинні перевищувати максимальних, визначених для зсуву обрешітки з таблиці 14.1. Окрім того, значення $b_{c,ef}$ не повинно перевищувати максимального, визначеного при поздовжньому прогині листа за таблицею 14.1, де l – проліт балки.

Таблиця 14.1 – Максимальна робоча ширина полиці при дії зсуву обрешітки і поздовжньому прогині листа

Матеріал полиці	Зсув обрешітки	Поздовжній прогин листа
Фанера з напрямом волокон у зовнішньому шарі:		
– паралельно стінці;	$0,1 l$	$20 h_f$
– перпендикулярно до стінки	$0,1 l$	$25 h_f$
Характерна серцевинна дошка	$0,15 l$	$25 h_f$
ДВП і ДСП з довільно розташованими волокнами	$0,2 l$	$30 h_f$

14.1.2.5 Якщо не виконано детальних досліджень стійкості, нерозкріплена ширина полиці не повинна перевищувати подвійної робочої ширини полиці, необхідної для забезпечення стійкості листа (панелі) за таблицею 14.1.

14.1.2.6 Для тонких стінок із листів на основі деревини для двотаврового перерізу 1-1 на рисунку 14.2 потрібно перевіряти умову:

$$\tau_{mean,d} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{для } b_w \leq 8h_f \\ f_{v,90,d} \left(\frac{8h_f}{b_w} \right)^{0,8} & \text{для } b_w > 8h_f \end{cases}, \quad (14.14)$$

де $\tau_{mean,d}$ – розрахункові напруження зсуву у перерізі 1-1, за умови рівномірного розподілу напружень;

$f_{v,90,d}$ – розрахункова міцність полиці на зсув при плоскому крученні.

Для розрізу 1-1 перерізу типу швелера повинні перевірятись ті ж умови, але із заміною $8 h_f$ на $4 h_f$.

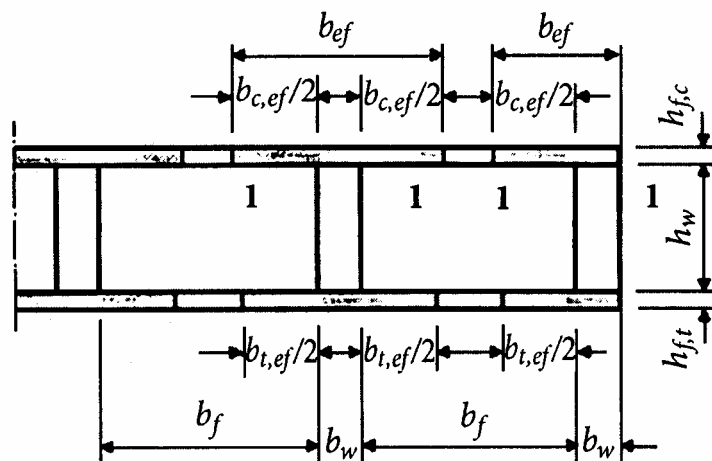


Рисунок 14.2 – Балка з тонкими полицями

14.1.2.7 Осьові напруження у полицях на базі відповідної робочої ширини повинні задовольняти наступні умови:

$$\sigma_{f,c,d} \leq f_{f,c,d}, \quad (14.15)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{f,t,d}, \quad (14.16)$$

де $\sigma_{f,c,d}$ – середнє розрахункове напруження полиці стиску;
 $\sigma_{f,t,d}$ – середнє розрахункове напруження полиці розтягу;
 $f_{f,c,d}$ – розрахунковий опір полиці стиску;
 $f_{f,t,d}$ – розрахунковий опір полиці розтягу.

14.1.2.8 Необхідно перевірити, що кожне клеєне з'єднання має необхідну міцність.

14.1.2.9 Осьові напруження у стінках повинні задовольняти вирази (14.6), (14.7), визначені у 14.1.1.

14.1.3 Балки, з'єднані механічним способом

14.1.3.1 Якщо переріз конструктивного елемента складається з декількох частин, з'єднаних механічними деталями кріплення, необхідно розглядати вплив ковзання у вузлах.

14.1.3.2 Розрахунки повинні виконуватись за умови лінійної залежності між зусиллям і ковзанням.

14.1.3.3 Якщо крок деталей кріплення змінний у поздовжньому напрямку відповідно до зусиль зсуву s_{\min} і s_{\max} ($\leq 4s_{\min}$), може застосовуватись наступний робочий s_{ef} крок:

$$s_{ef} = 0,75 s_{\min} + 0,25 s_{\max}, \quad (14.17)$$

Примітка. Метод розрахунку несучої здатності балок з механічними з'єднаннями надано у додатку В.

14.1.4 Колони з механічним і клеєним з'єднанням елементів

14.1.4.1 Деформації від ковзання у з'єднаннях, зсуву і згину у вузлах, косинках, стрижнях і полицях та осьових сил у решітці повинні враховуватись при перевірці міцності.

Примітка. Метод розрахунку несучої здатності колон двотаврового і коробчастого перерізу, просторові колони і решіткові колони надано у додатку Г.

14.2 Збірні конструкції

14.2.1 Ферми

14.2.1.1 Для ферм, завантажених переважно у вузлах, сумарні напруження від спільної дії згину і осьового стиску, співвідношення, наведене у (11.19) і (11.20) повинне обмежуватись до 0,9.

14.2.1.2 Для стиснутих елементів робоча довжина елемента для перевірки міцності у площині повинна, як правило, прийматись як відстань між двома прилеглими точками перегину.

14.2.1.3 Для трикутних ферм робоча довжина для стиснутих елементів повинна прийматись як розмір прогону (рисунок 10.1), якщо:

- елементи однопрольотні без жорсткого з'єднання на кінцях;
- елементи нерозрізні на два і більше прольотів і не навантажені із площини.

14.2.1.4 При спрощеному розрахунку трикутних ферм із з'єднанням перфорованими сталевими пластинами відповідно до 10.4.3 допускається приймати наступні фактичні довжини стиснутих елементів (рисунок 14.3):

– для нерозрізних елементів без значних моментів на кінцях і коли напруження згину від поперечного навантаження у крайньому разі дорівнює 40 % напружень стиску:

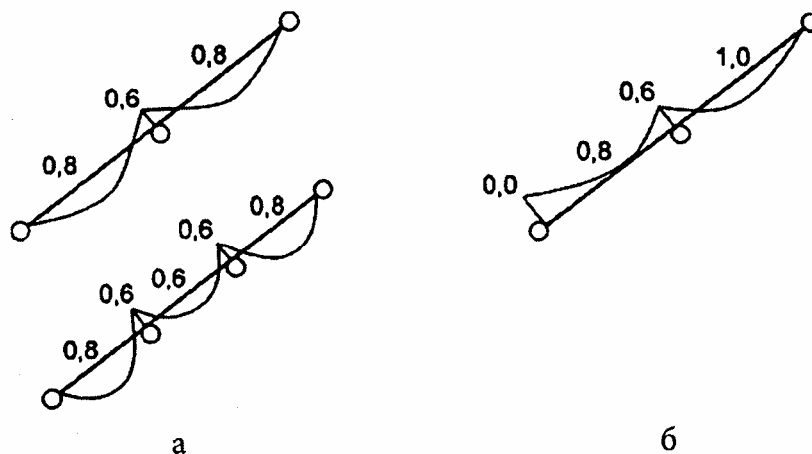
- у зовнішньому прогоні – 0,8 величини прогону;
- у внутрішньому прогоні – 0,6 величини прогону;
- у вузлі – 0,6 величини більшого прилеглого прогону;

– для нерозрізних елементів із значними моментами на кінцях і коли напруження згину від поперечного навантаження у крайньому разі дорівнює 40 % напружень стиску:

- для кінців балок з моментом – 0,0 (тобто без впливу поздовжнього згину)
- для передостаннього прогону – 1,0 величини прогону;
- решти прогонів і вузлів – як визначено вище для нерозрізних балок без значних моментів на кінцях;

– для всіх інших випадків – 1,0 величини прогону.

Для перевірки міцності стиснутих елементів і з'єднань обчислені осьові зусилля необхідно збільшувати на 10 %.



а – за відсутності моментів на кінцях; б – при значних моментах на кінцях

Рисунок 14.3 – Епюри моментів і фактичні прогони при стиску

14.2.1.5 При спрощеному розрахунку ферм, навантажених у вузлах, співвідношення напружень розтягу та стиску, а також несуча здатність з'єднання необхідно обмежувати 70 %.

14.2.1.6 Необхідно перевіряти стійкість елементів ферм із площини.

14.2.1.7 Несуча здатність з'єднань повинна бути достатньою для сприйняття зусиль при виробництві та монтажі.

14.2.1.8 Несуча здатність всіх з'єднань повинна бути достатньою для сприйняття зусиль $F_{t,d}$ будь-якого напрямку, що діють у площині ферми. Допускається, що $F_{t,d}$ повинні бути короткотривалими в межах експлуатаційного класу 2 величиною:

$$F_{t,d} = 1,0 + 0,1L, \quad (14.18)$$

де $F_{t,d}$ – в кН;

L – загальний проліт ферми, м.

14.2.2 Ферми із з'єднаннями з перфорованих металевих пластин

14.2.2.1 Ферми, виготовлені із застосуванням перфорованих сталевих пластин, повинні задовольняти вимоги чинних нормативних документів.

14.2.2.2 Застосовуються вимоги 10.4.1 і 14.2.1.

14.2.2.3 Для трикутних ферм, якщо зосереджена сила (наприклад, навантаження від людини) має перпендикулярну до елемента складову $< 1,5 \text{ кН}$, і якщо $\sigma_{c,d} < 0,4 f_{c,d}$ і $\sigma_{t,d} < 0,4 f_{t,d}$, то вимоги 11.2.3 і 11.2.4 можуть бути замінені на:

$$\sigma_{m,d} \leq 0,75 f_{m,d} . \quad (14.19)$$

14.2.2.4 Мінімальне перекривання дерев'яного елемента перфорованою сталевією пластиною повинно становити більшу із величин: не менше 40 мм або третину висоти дерев'яного елемента.

14.2.2.5 Перфоровані сталеві пластини, що застосовуються для зрощення поясів, повинні перекривати відстань у 2/3 від необхідної висоти перерізу пояса.

14.2.3 Конструкції покриття та перекриття

14.2.3.1 Загальні положення

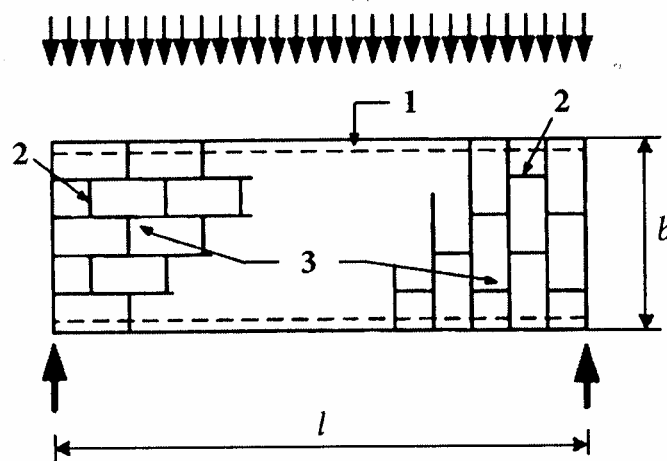
14.2.3.1.1 Цей розділ стосується шарнірно обпертих конструкцій, таких як перекриття і покриття, складених з листових матеріалів на основі деревини, закріплених механічними з'єднувальними елементами до дерев'яної рами.

14.2.3.1.2 Несуча здатність з'єднувальних елементів на гранях листів може збільшуватись на коефіцієнт 1,2 до значень, наведених у розділі 13.

14.2.3.2 Спрощений розрахунок конструкцій покриття та перекриття

14.2.3.2.1 Для конструкцій з рівномірно розподіленим навантаженням (рисунок 14.4) спрощений метод розрахунку, який наведено у цьому розділі, може застосовуватись, якщо:

- проліт l має величину між $2b$ і $6b$, де b – ширина конструкції;
- умовою настання граничного стану є руйнування елементів з'єднання (але не панелей);
- панелі закріплюються у відповідності з правилами конструювання у 15.8.1.



1 – крайня балка; 2 – переривчасті грані; 3 – розташування панелей

Рисунок 14.4 – Завантаження конструкції та розташування панелей

14.2.3.2.2 Якщо не виконано детальних розрахунків, то грані балок повинні розраховуватись на сприйняття максимального згинального моменту у конструкції.

14.2.3.2.3 Необхідно допускати зусилля зсуву рівномірно розподіленими вдовж ширини конструкції.

14.2.3.2.4 Якщо листи розташовано у шаховому порядку (рисунок 14.4), то крок цвяхів вдовж переривчастих граней може збільшуватись на коефіцієнт 1,5 (максимально до 150 мм) без зменшення несучої здатності.

14.2.4 Стіни

14.2.4.1 Загальні положення

14.2.4.1.1 Стіни повинні проектуватись для сприйняття як горизонтальних, так і вертикальних навантажень.

14.2.4.1.2 Стіни повинні належним чином закріплюватись для запобігання перекиданню та ковзанню.

14.2.4.1.3 Стіни, призначені для сприйняття поперечної деформації, повинні бути підсилені у площині дощатими матеріалами, діагональними в'язями і жорсткими з'єднаннями.

14.2.4.1.4 Опір поперечній деформації стіни повинен визначатись або випробуваннями згідно з чинними нормативними документами, або розрахунками на основі відповідних аналітичних методів чи розрахункових моделей.

14.2.4.1.5 При проектуванні стін необхідно враховувати склад матеріалу і геометричну структуру конкретної стіни.

14.2.4.1.6 Необхідно оцінювати реакцію на дії стіни для забезпечення необхідного запасу в межах експлуатаційної надійності.

14.2.4.1.7 У 14.2.4.2 і 14.2.4.3 надано два альтернативних спрощених методи розрахунку для стін.

Примітка. Рекомендується для застосування метод А у 14.2.4.2.

14.2.4.2 Спрощений розрахунок стін – метод А

14.2.4.2.1 Спрощений метод повинен застосовуватись тільки для стін із анкерним закріпленням на кінці у вигляді вертикального елемента, який безпосередньо з'єднаний з нижче розташованою конструкцією.

14.2.4.2.2 Розрахункова несуча здатність $F_{v,Rd}$ (розрахунковий опір поперечному деформуванню) від сили $F_{v,Ed}$, прикладеної зверху, закріпленої від підйому консольної панелі (вертикальним навантаженням або заанкеруванням), повинна визначатись із використанням наведеного нижче спрощеного методу розрахунку для стін, виготовлених з однієї або більше панелей, де кожна стінова панель складається з листів, закріплених до однієї сторони дерев'яної рами, за дотримання умов, що:

- крок з'єднувальних елементів постійний вдовж периметра кожного листа;
- ширина кожного листа складає щонайменше $h/4$.

14.2.4.2.3 Для стін, виготовлених із декількох панелей, розрахункова несуча здатність при поперечній деформації стіни повинна визначатись за формулою:

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} \quad (14.20)$$

де $F_{i,v,Rd}$ – розрахункова несуча здатність при поперечній деформації стіни відповідно до 14.2.4.2.3 і 14.2.4.2.5.

14.2.4.2.4 Розрахункова несуча здатність при поперечній деформації кожної стінової панелі $F_{i,v,Rd}$ від сили $F_{i,v,Ed}$ згідно з рисунком 14.5 повинна визначатись за формулою:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s}, \quad (14.21)$$

де $F_{f,Rd}$ – поперечна несуча здатність окремого елемента з'єднання;

b_i – ширина стінової панелі;

s – крок елементів з'єднання

i

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{для } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{для } b_i < b_0 \end{cases}, \quad (14.22)$$

де $b_0 = h/2$;

h – висота стіни.

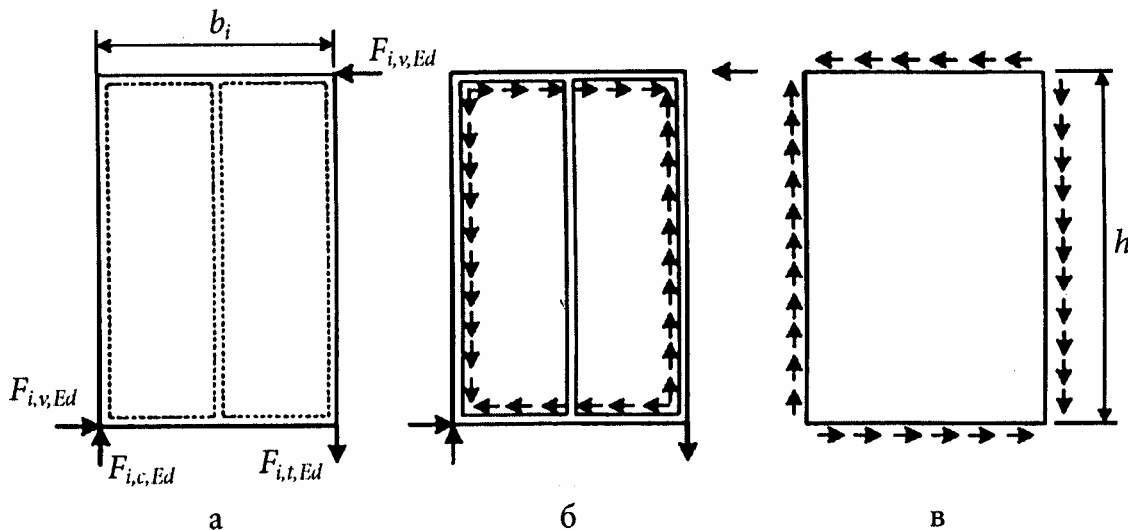


Рисунок 14.5 – Сили, що діють на панелі стіни (а); обрамлення (б); лист (в)

13.2.4.2.5 Для з'єднувальних елементів вдовж кромки окремого листа розрахункова поперечна несуча здатність повинна збільшуватись на коефіцієнт 1,2 до відповідних значень, наведених у розділі 13. При визначенні кроку з'єднувальних елементів згідно з вимогами розділу 13 необхідно приймати умови, що кромки не навантажені.

14.2.4.2.6 Панелі стін, що мають віконні і дверні прорізи, не повинні враховуватись при визначенні поперечної несучої здатності.

14.2.4.2.7 Для панелей стін, обшитих листами з обох сторін, застосовуються наступні правила:

– якщо листи й елементи кріплення однакового типу та розмірів, то поперечна несуча здатність стіни повинна прийматись як сума поперечної несучої здатності кожної сторони;

– якщо застосовуються різні типи листів, то може враховуватись 75 % поперечної несучої здатності слабшої сторони, якщо не обґрунтовано іншу величину при використанні елементів кріплення з однаковим модулем ковзання. В інших випадках може враховуватись не більше 50 %.

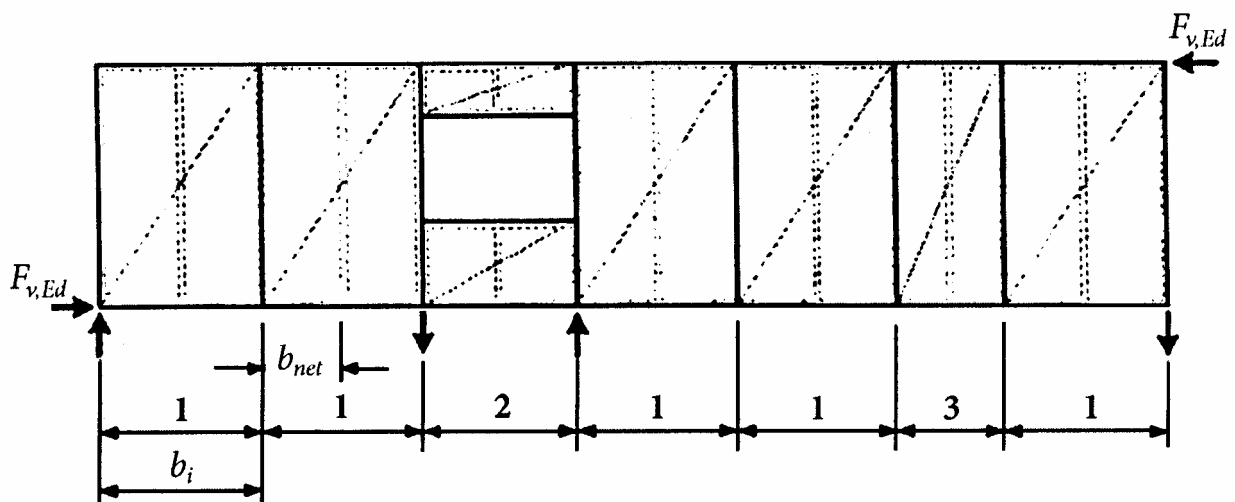
14.2.4.2.8 Зовнішні сили $F_{i,c,Ed}$ і $F_{i,t,Ed}$ згідно з рисунком 14.5 повинні визначатись за формулою:

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} h}{b_i}, \quad (14.23)$$

де h – висота стіни.

14.2.4.2.9 Ці зусилля можуть передаватись або на листи прилеглої стінової панелі, або на конструкції, що розташовані вище чи нижче. Якщо зусилля розтягу передаються на нижче розташовані конструкції, панелі повинні бути заанкеровані жорсткими елементами кріплення. Стояки стін повинні перевірятись на поздовжній прогин у відповідності з 11.3.2. Якщо кінці вертикальних елементів обпираються на горизонтальні елементи каркаса, то необхідно оцінити напруження стиску у горизонтальних елементах перпендикулярно до волокон відповідно до 11.1.5.

14.2.4.2.10 Зусилля, які виникають у стінових панелях із дверними або віконними прорізами, а також у панелях малої ширини (рисунок 14.5), можуть передаватись безпосередньо на вище або нижче розташовані конструкції.



1 – стінова панель нормальної ширини; 2 – стінова панель з віконним прорізом; 3 – стінова панель малої ширини

Рисунок 14.6 – Приклад компоновки стіни з включенням панелі з віконним прорізом та малої ширини

14.2.4.2.11 Поздовжнім прогином листів від поперечної сили можна знехтувати у разі забезпечення умови: $\frac{b_{net}}{t} \leq 100$, де

b_{net} – відстань між стояками у чистоті;

t – товщина листа.

14.2.4.2.12 Для того, щоб центральний стояк розглядався як опора для листа, крок елементів кріплення у ній не повинен перевищувати більш як у два рази крок кріплення вдовж граней листа.

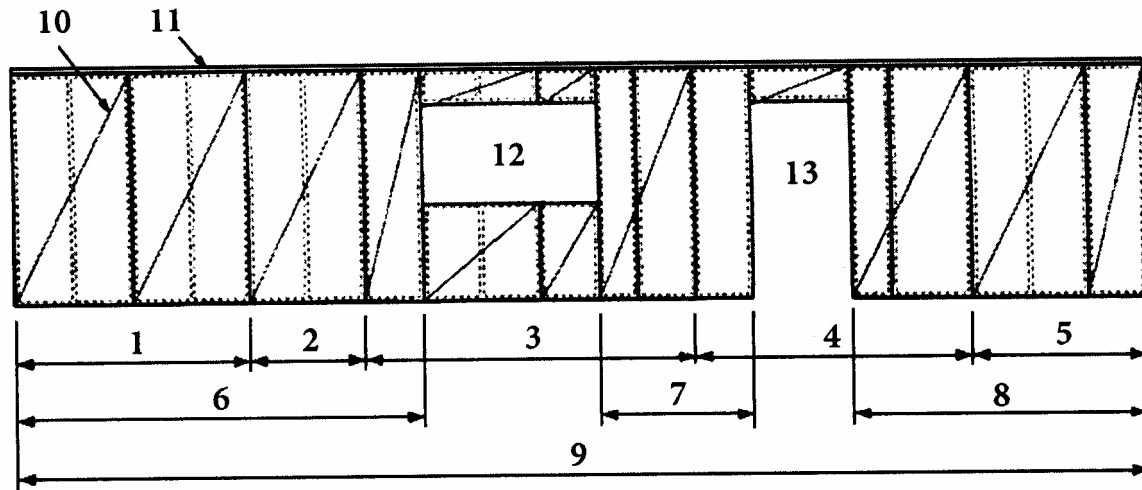
14.2.4.2.13 Якщо кожна панель складається із стінових елементів заводського виготовлення, то окремі стінові елементи повинні перевірятись на здатність передавати дію поперечної сили між ними.

14.2.4.2.14 У зонах контакту між вертикальними стояками і горизонтальними дерев'яними елементами для них необхідно перевіряти величину напружень стиску перпендикулярно до волокон.

14.2.4.3 Спрощений розрахунок стін – метод В

14.2.4.3.1 Вимоги до конструкції стін і панелей у відповідності зі спрощеним розрахунком

14.2.4.3.1.1 Компонівка стіни (рисунок 14.7) виконується із однієї або більше стінових панелей, кожна з яких включає одну або декілька чарунок, що виготовляються із листів на основі виробів із деревини, описаних у 8.5, прикріплених до дерев'яного каркаса.



1 – стінова панель 1; 2 – стінова панель 2; 3 – стінова панель 3; 4 – стінова панель 4; 5 – стінова панель 5;
6 – стіна 1; 7 – стіна 2; 8 – стіна 3; 9 – компоновка стіни; 10 – лист; 11 – верхня обв'язка; 12 – вікно;
13 – двері

Рисунок 14.7 – Приклад компоновки з декількох стінових панелей

14.2.4.3.1.2 Для забезпечення поперечної міцності (в площині) стіни ширина панелі повинна бути не менше $1/4$ висоти панелі. Кріплення листів до дерев'яного каркаса повинно здійснюватись цвяхами або шурупами, а крок елементів кріплення повинен бути рівномірним вдовж периметра листа. Елементи кріплення всередині листа повинні бути з кроком, що не перевищує більш ніж вдвічі крок вдовж периметра.

14.2.4.3.1.3 У разі наявності прорізу у панелі довжина панелі з кожного боку від прорізу повинна розглядатись як окрема панель.

14.2.4.3.1.4 Коли панелі компонуються у стіні, то:

- верхні частини окремих панелей повинні бути скріплені елементом або конструкцією через стик панелей;
- необхідна міцність вертикального з'єднання між двома панелями повинна оцінюватись, але мати розрахункову міцність не менше ніж $2,5 \text{ кН/м}$;
- при компоновці стіни з'єднання двох панелей повинно сприймати перекидання і сили ковзання шляхом заанкерування до опорної конструкції або прикладанням до стіни постійного навантаження, або за допомогою обох чинників.

14.2.4.3.2 Методика розрахунку

14.2.4.3.2.1 Розрахункова несуча здатність у площині $F_{v,Rd}$ (розрахунковий опір поперечному деформуванню) від сили $F_{v,Ed}$, прикладеної зверху консольної панелі, закріпленої від підйому вертикальним навантаженням або заанкеруванням, повинна визначатись з використанням наведеного нижче спрощеного методу розрахунку для конструкцій стін, визначених у 14.2.4.3.1.

14.2.4.3.2.2 Для стін, виготовлених із декількох панелей, розрахункова несуча здатність при поперечній деформації стіни $F_{v,Rd}$ повинна визначатись за формулою:

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd} , \quad (14.24)$$

де $F_{i,v,Rd}$ – розрахункова несуча здатність при поперечній деформації стінової панелі відповідно до 14.2.4.3.2.3 .

14.2.4.3.2.3 Розрахункова несуча здатність при поперечній деформації кожної стінової панелі $F_{i,v,Rd}$ від сили $F_{i,v,Rd}$ згідно з рисунком 14.5 повинна визначатись за формулою:

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i}{s_0} k_d k_{i,q} k_s k_n , \quad (14.25)$$

де $F_{f,Rd}$ – поперечна несуча здатність окремого елемента з'єднання;

b_i – ширина стінової панелі, мм;

s_0 – основний крок елементів з'єднання (14.2.4.3.2.4);

k_d – коефіцієнт розмірності панелей (14.2.4.3.2.4);

$k_{i,q}$ – коефіцієнт рівномірно розподіленого навантаження для панелей (14.2.4.3.2.4);

k_s – коефіцієнт врахування кроку елементів кріплення (14.2.4.3.2.);

k_n – коефіцієнт, що залежить від матеріалу обшивки (14.2.4.3.2.).

14.2.4.3.2.4 Значення s_0 , k_d , $k_{i,q}$, k_s і k_n повинні визначатись так:

$$s_0 = \frac{970d}{\rho_k} , \quad (14.26)$$

де d – діаметр елемента кріплення, мм;

ρ_k – характеристична густина деревини рами;

$$k_d = \begin{cases} \frac{b_i}{h} & \text{для } \frac{b_i}{h} \leq 1,0 & (a) \\ \left(\frac{b_i}{h}\right)^{0,4} & \text{для } \frac{b_i}{h} > 1,0 \text{ і } b_i \leq 4,8 & (b) \\ \left(\frac{4,8}{h}\right)^{0,4} & \text{для } \frac{b_i}{h} > 1,0 \text{ і } b_i > 4,8 & (c) \end{cases} , \quad (14.27)$$

де h – висота стіни, м;

$$k_{i,q} = 1 + (0,083q_i - 0,0008q_i^2) \left(\frac{2,4}{b_i}\right)^{0,4} , \quad (14.28)$$

де q_i – еквівалентне рівномірно розподілене вертикальне навантаження, що діє на стіну, кН/м, при $q_i \geq 0$ (формула (14.31));

$$k_s = \frac{1}{0,86 \frac{s}{s_0} + 0,57} , \quad (14.29)$$

де s – крок елементів кріплення вдовж периметра листів;

$$k_n = \begin{cases} 1 & \text{при кріпленні з однієї сторони} & (a) \\ \frac{F_{i,v,Rd,max} + 0,5 F_{i,v,Rd,min}}{F_{i,v,Rd,max}} & \text{при кріпленні з обох сторін} & (b) \end{cases} , \quad (14.30)$$

де $F_{i,v,Rd,max}$ – розрахунковий опір поперечній деформації міцнішої обшивки;
 $F_{i,v,Rd,min}$ – розрахунковий опір поперечній деформації слабшої обшивки.

14.2.4.3.2.5 Еквівалентне рівномірно розподілене вертикальне навантаження q_i , яке використовується при визначенні $k_{i,q}$, повинно визначатись тільки від постійних дій та будь-яких сумарних дій вітру разом з еквівалентними діями, спричиненими зосередженими силами, включно з силами заанкерування, що діють у панелі. Для визначення $k_{i,q}$ зосереджені вертикальні сили необхідно привести до еквівалентного рівномірно розподіленого навантаження за умови, що стіна є жорстким тілом, наприклад, $F_{i,vert,Ed}$, що діє на стіну, як показано на рисунку 14.8.

$$q_i = \frac{2a F_{i,vert,Ed}}{b_i^2}, \quad (14.31)$$

де a – горизонтальна відстань від сили F до підвітряного кута стіни;
 b – довжина стіни.

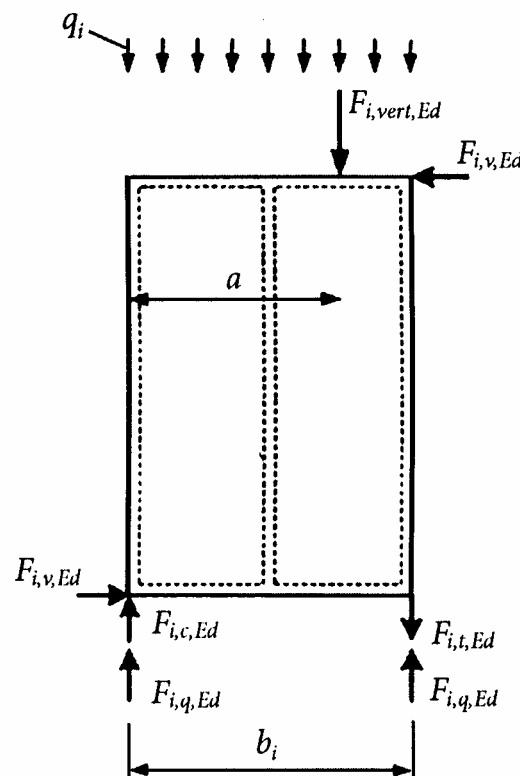


Рисунок 14.8 – Визначення еквівалентної вертикальної дії q_i і реакцій від вертикальних і горизонтальних дій

14.2.4.3.2.6 Зовнішні сили $F_{i,c,Ed}$ і $F_{i,t,Ed}$ (рисунок 14.8) від горизонтальних дій $F_{i,v,Ed}$ на стіну i повинні визначатись за формулою:

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} h}{b_i}, \quad (14.32)$$

де h – висота стіни.

Ці зовнішні сили можуть передаватись або на листи прилеглої стінової панелі, або на конструкції, що розташовані вище чи нижче. Якщо зусилля розтягу передаються на нижче розташовані конструкції, панелі повинні бути заанкеровані жорсткими елементами кріплення. Стояки стін

повинні перевірятись на поздовжній прогин у відповідності з 11.3.2. Якщо кінці вертикальних елементів опираються на горизонтальні елементи каркаса, то необхідно оцінити напруження стиску у горизонтальних елементах перпендикулярно до волокон відповідно до 11.1.5.

14.2.4.3.2.7 Поздовжнім згином листів при дії поперечної сили $F_{v,Ed}$ можна знехтувати за умови, що

$$\frac{b_{net}}{t} \leq 100, \quad (14.33)$$

де b_{net} – відстань між стояками у чистоті;
 t – товщина листа.

14.2.5 В'язі

14.2.5.1 Загальні положення

14.2.5.1.1 Конструкції, які не мають відповідної жорсткості, повинні бути адекватно розкріплені в'язями жорсткості для запобігання втрати стійкості або надмірного прогинання.

14.2.5.1.2 Необхідно враховувати напруження, спричинені геометричними неточностями та дефектами виготовлення, а також викликані прогинами (включно з будь-яким ковзанням у вузлах).

14.2.5.1.3 Зусилля від поздовжнього згину повинні визначатись на основі найбільш несприятливого сполучення дефектів конструкції та фактичних прогинів.

14.2.5.2 Робота окремих елементів на стиск

14.2.5.2.1 Для окремого стиснутого елемента, що вимагає розкріплення у поперечному напрямку з інтервалом a (рисунок 14.9), початкове відхилення від прямолінійності між опорами повинно бути в межах $a/500$ для клеєних, ламінованих і LVL елементів та $a/300$ для інших елементів.

14.2.5.2.2 Кожна проміжна опора повинна мати мінімальну пружну жорсткість C

$$C = k_s \frac{N_d}{a}, \quad (14.34)$$

де k_s – перехідний коефіцієнт;
 N_d – середня розрахункова сила стиску в елементі;
 a – величина прогону (рисунок 14.9)

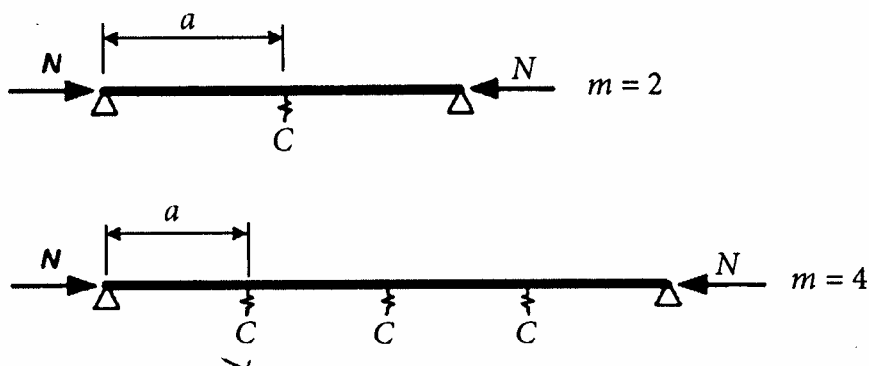


Рисунок 14.9 – Приклади розкріплення окремих елементів поперечними опорами

14.2.5.2.3 Розрахункова стабілізуюча сила F_d повинна визначатись, як

$$F_d = \begin{cases} \frac{N_d}{k_{f,1}} & \text{для твердої деревини} \\ \frac{N_d}{k_{f,2}} & \text{для клеєної і ламінованої (LVL)} \end{cases}, \quad (14.35)$$

де $k_{f,1}$ і $k_{f,2}$ – перехідні коефіцієнти.

14.2.5.2.4 Розрахункова стабілізуюча сила F_d для стиснутих граней балки прямокутного перерізу повинна визначатись згідно з 14.2.5.2.3,

де
$$N_d = (1 - k_{crit}) \frac{M_d}{h}, \quad (14.36)$$

Величина k_{crit} повинна визначатись з 11.3.3.4 для нерозв'язаних балок, а M_d – максимальний розрахунковий момент, що діє на балку з висотою перерізу h .

14.2.5.3 Розкріплення в'язями систем балок або ферм

14.2.5.3.1 Для послідовності n паралельних елементів, що вимагають поперечного розкріплення у проміжних вузлах А, В (рисунок 14.10), необхідно передбачити систему, яка на додаток до впливів внутрішнього горизонтального навантаження (наприклад, вітер), повинна сприймати внутрішнє стабілізуюче навантаження на одиницю довжини q , визначене за виразом:

$$q_d = k_l \frac{n N_d}{k_{f,3} l}, \quad (14.37)$$

де
$$k_l = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \sqrt{\frac{15}{l}} \end{array} \right\}, \quad (14.38)$$

N_d – середня розрахункова сила стиску в елементі;

l – середній проліт стабілізуючої системи, мм;

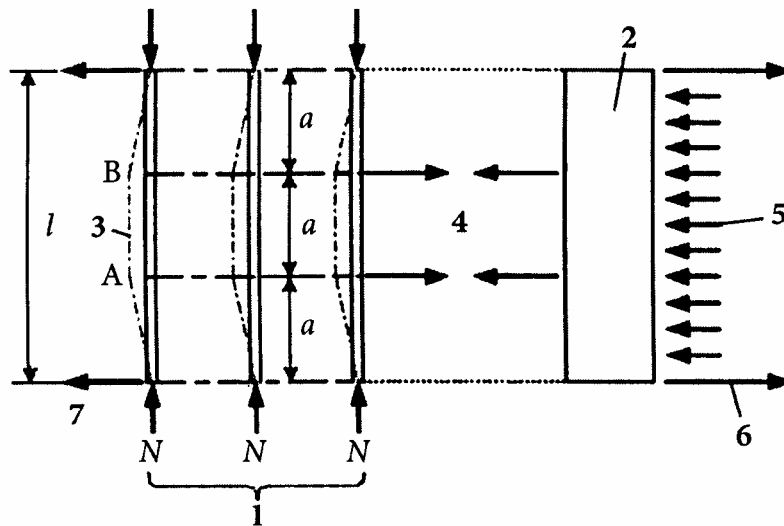
$k_{f,3}$ – перехідний коефіцієнт.

Примітка. Величини перехідних коефіцієнтів k_s , $k_{f,1}$, $k_{f,2}$ і $k_{f,3}$ залежать від якості виконання, прольоту тощо. Діапазон значень наведено у таблиці 14.2, де підкреслено рекомендовані значення.

Таблиця 14.2 – Рекомендовані величини перехідних коефіцієнтів

Перехідний коефіцієнт	Діапазон значень
k_s	від <u>4</u> до 1
$k_{f,1}$	від <u>50</u> до 80
$k_{f,2}$	від <u>80</u> до 100
$k_{f,3}$	від <u>30</u> до 80

14.2.5.3.2 Горизонтальний прогин системи розкріплення, спричинений силами q_d і будь-яким зовнішнім навантаженням (наприклад, вітром), не повинні перевищувати $l/500$.



1 – n елементів системи ферм; 2 – розкріплення; 3 – прогини системи ферм внаслідок неточностей та спричинених ними впливів; 4 – стабілізуючі сили; 5 – зовнішнє навантаження на розкріплення; 6 – сили реакції у розкріпленні від зовнішніх сил; 7 – сили реакції системи ферм, викликані стабілізуючими силами

Рисунок 14.10 – Системи балок або ферм, що вимагають поперечного розкріплення

15 КОНСТРУЮВАННЯ І КОНТРОЛЬ

15.1 Загальні положення

15.1.1 Положення, що наведені у цьому розділі, є передумовою для застосування вимог щодо правил проектування, наданих у цих Нормах.

15.2 Матеріали

15.2.1 Відхилення від прямолінійного положення, виміряне у середині прольоту між опорами, для колон і балок, у яких можлива втрата стійкості із площини, або для елементів рам, повинно обмежуватись величиною $\leq l/500$ довжини для клеєних і шпонованих (LVL) дерев'яних елементів і $l/300$ довжини – для цільної деревини. Обмеження у вигині в більшості нормативних класифікацій міцності є недостатнім для вибору матеріалу для цих елементів, і тому особливу увагу слід звертати на їх прямолінійність.

15.2.2 Дерев'яні конструкції та компоненти на основі деревини не повинні без необхідності піддаватись впливу більш суворох кліматичних умов ніж кінцева конструкція.

15.2.3 До використання в конструкціях деревину необхідно висушити до вологості, якомога ближчої до кліматичних умов кінцевої конструкції. Якщо вплив усадки не є важливим або якщо замінюються ушкоджені частини, допустимою є більша вологість протягом зведення за умови, що деревина висохне до необхідної вологості.

15.3 Клеєні з'єднання

15.3.1 Якщо міцність зчеплення є вимогою при проектуванні за граничним станом, виготовлення з'єднань повинно супроводжуватись контролем якості для забезпечення надійності та якості єднання у відповідності з технічними специфікаціями.

15.3.2 Виробник клею повинен надавати рекомендації стосовно змішування, впливу умов навколишнього середовища, застосування і догляду, вологості елементів і всіх факторів, що відносяться до належного використання клею.

15.3.3 Для клеїв, що вимагають певного періоду витримки після склеювання, для досягнення повної міцності необхідно встановити необхідний час до прикладання навантаження до з'єднання.

15.4 З'єднання з механічними елементами кріплення

15.4.1 Загальні положення

Спад розмірів (обзол), розтріскування, сучки або інші дефекти повинні обмежуватись у зонах з'єднання так, щоб не знижувати несучої здатності з'єднання.

15.4.2 Цвяхи

15.4.2.1 Якщо не встановлено інше, то цвяхи повинні забиватись під прямим кутом до волокон і на таку глибину, щоб головка цвяха була врівень з поверхнею деревини.

15.4.2.2 Якщо не встановлено інше, то з'єднання похилими цвяхами повинні виконуватись згідно з рисунком 13.8 б.

15.4.2.3 Діаметр попередньо висвердлених отворів не повинен перевищувати $0,8d$, де d – діаметр цвяха.

15.4.3 Болти і шайби

15.4.3.1 Отвори для болтів у деревині повинні бути діаметром не більше ніж на 1 мм від діаметра болта. Отвори для болтів у сталевих пластинах повинні мати діаметр не більше ніж на 2 мм від діаметра болта d або $0,1d$ (враховується більша з величин).

15.4.3.2 Під головки і гайки повинні застосовуватись шайби з розміром сторони або діаметром не менше ніж $3d$ і товщиною не менше ніж $0,3d$. Шайби повинні опиратись всією поверхнею.

15.4.3.3 Болти і шурупи з квадратною головкою повинні затягуватись щільно до елементів, і вони повинні дотягуватись, за необхідності, коли вологість деревини досягне рівноваги, для забезпечення несучої здатності і жорсткості зведеної конструкції.

15.4.3.4 Вимоги стосовно мінімальних діаметрів болтів, що застосовуються у дерев'яних з'єднаннях, наведені у таблиці 15.1, де:

d_c – діаметр з'єднувального елемента, мм;

d – діаметр болта, мм;

d_t – діаметр отвору, мм.

Таблиця 15.1 – Вимоги до діаметрів болтів, мм, що застосовуються як з'єднувальні елементи для деревини

Тип з'єднувальних елементів	d_c	d мінімум	d максимум
A1...A6	≤ 130	12	24
A1, A4, A6	> 130	$0,1 d_c$	24
B		$d_t - 1$	d_t

15.4.4 Нагелі

15.4.4.1 Мінімальний допустимий діаметр нагеля – 6 мм. Допуски для діаметра нагеля становлять $0/+0,1$ мм. Попередньо висвердлені отвори у дерев'яних елементах повинні мати діаметр не більше ніж нагель.

15.4.5 Шурупи

15.4.5.1 Для шурупів у м'якій деревині при діаметрі гладкої частини $d \leq 6$ мм не потрібно попередньо висвердлювати отвори. Для всіх шурупів у твердій деревині та у м'якій при діаметрі $d > 6$ мм потрібно попередньо висвердлювати отвори з дотриманням наступних вимог:

– напрямний отвір для гладкої частини повинен мати такі самі діаметр і довжину, що і тіло шурупа:

– напрямний отвір для нарізної частини повинен бути приблизно 70 % від діаметра тіла шурупа.

15.4.5.2 Для деревини з густиною більше ніж 500 кг/м^3 діаметр отворів повинен визначатись випробуваннями.

15.5 Складання

15.5.1 Конструкція повинна складатись так, щоб уникати перенапруження її елементів або з'єднань. Пожолоблені, розколоті або погано прилягаючі у вузлах елементи повинні бути замінені.

15.6 Транспортування і зведення

15.6.1 Необхідно уникати перенапруження елементів при зберіганні, транспортуванні і зведенні. Якщо навантаження або обпирання конструкції при будівництві відмінне від роботи у будівлі, то тимчасові умови повинні враховуватись відповідним навантаженням включно з можливими динамічними діями. У випадку стрижневих конструкцій, наприклад, стрижневих арок, порталних рам особливу увагу належить звертати на запобігання деформації при підйомі з горизонтального у вертикальне положення.

15.7 Контроль

Передбачається, що план перевірок охоплює:

- контроль виробництва і кваліфікації на підприємствах і майданчику;
- перевірку після завершення конструкції.

Примітка 1. Мається на увазі, що контроль на будівництві включає:

- попередні випробування, наприклад, придатність матеріалів і технологій;
- перевірку матеріалів і їх ідентифікація, наприклад:
 - для матеріалів із деревини і на її основі: порода, сорт, маркування, обробка і вологість;
 - для клеєних конструкцій: тип клею, метод виготовлення, якість клеєного шва;
 - для конструкцій : протипожежний захист;
 - для елементів кріплення: тип, антикорозійний захист;
- транспортування, зберігання на майданчику і навантаження-розвантаження матеріалів;
- перевірку правильності розмірів і геометрії;
- перевірку укрупнення і зведення;
- перевірку конструювання, наприклад:
 - кількість цвяхів, болтів тощо;
 - розмір отворів, правильність попереднього висвердлення;
 - кроки і відстані до граней і країв елементів;
 - наявність розколювання;
- завершальну перевірку виробничих процесів, наприклад, візуальним обстеженням або пробним навантаженням.

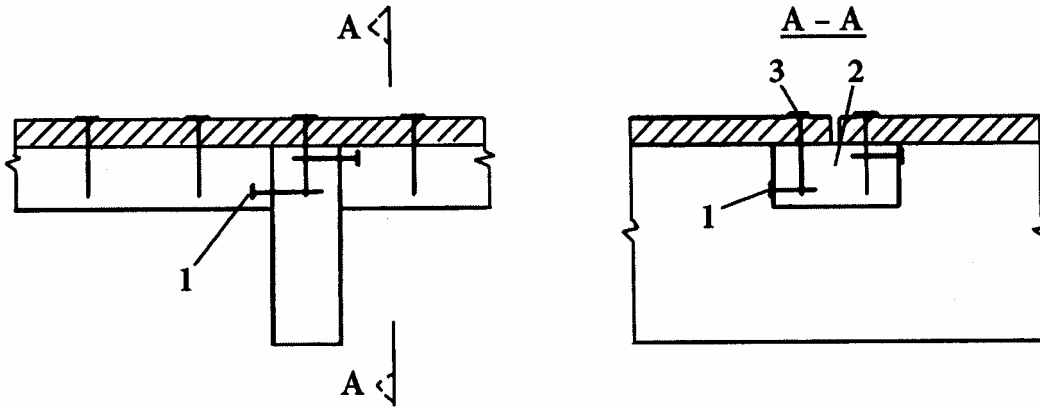
Примітка 2. Передбачається, що програма перевірок визначає необхідні заходи контролю (здійснення перевірок) при експлуатації, якщо адекватно не забезпечується довготривала відповідність основним вимогам до споруди.

Примітка 3. Вся інформація, необхідна для експлуатації і нагляду за конструкцією, надається особам і органам, що несуть відповідальність за завершеною конструкцією.

15.8 Особливі вимоги для конструкцій

15.8.1 Конструкції перекриттів і покриттів

15.8.1.1 У 14.2.3.2 наведено спрощений метод розрахунку, що допускає відсутність опирання панелей обшивки до балок або крокв, які з'єднані між собою, наприклад, за допомогою рейок, як показано на рисунку 15.1. Повинні застосовуватись цвяхи, за винятком гладких, або шурупи з максимальним кроком 150 мм вздовж граней панелей обшивки. Незалежно від зони максимальний крок становить 300 мм.

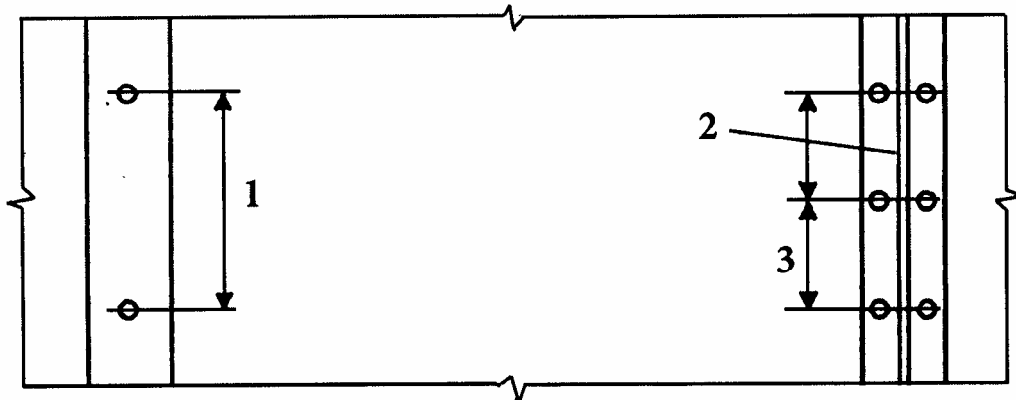


1 – похила рейка, прибита до балки або крокви; 2 – рейка; 3 – обшивка, прибита до рейки

Рисунок 15.1 – Приклад кріплення панелей, що не опираються на балки або крокви

15.8.2 Стіни

15.8.2.1 Спрощений метод розрахунку, наведений у 14.2.4.2 і 14.2.4.3, допускає, що прикріплення панелі повинно мати максимальний крок 150 мм вздовж граней для цвяхів і 200 мм – для шурупів. На внутрішніх стояках максимальний крок не повинен перевищувати більш ніж вдвічі крок вздовж граней або 300 мм, в залежності, який менше (рисунок 15.2).



1 – максимальний крок 300 мм для проміжних стояків; 2 – грань панелі; 3 – максимальний крок цвяхів 150 мм

Рисунок 15.2 – Прикріплення панелі

15.9 Особливі правила для ферм із кріпленням сталевими перфорованими пластинами

15.9.1 Виготовлення

Примітка. Вимоги до виготовлення ферм надані у чинних нормативних документах.

15.9.2 Зведення

15.9.2.1 Ферми необхідно перевіряти на прямолінійність і вертикально вивіряти до розкріплення постійними в'язями.

15.9.2.2 При виготовленні ферм елементи не повинні деформуватись більше граничних значень, наведених у нормативних документах. Однак, якщо елементи, що зазнали викривлення у період виготовлення до зведення, можуть бути вирівняними без пошкодження деревини або з'єднань та експлуатуватись прямими, ферма може вважатись такою, що відповідає вимогам експлуатації.

15.9.2.3 Максимальний вигин a_{bow} у будь-якому елементі ферми після зведення повинен обмежуватись. При забезпеченні необхідних заходів безпеки для завершеної покрівлі, що обмежують зростання вигину, слід призначати максимально допустиму величину вигину $a_{bow, perm}$.

Примітка. Рекомендований діапазон $a_{bow, perm}$ становить 10...50 мм.

15.9.2.4 Максимальне відхилення a_{dev} ферми після зведення від вивіреної вертикалі повинно обмежуватись. Максимально допустиме відхилення ферми від вивіреної вертикалі слід призначати як $a_{dev, perm}$.

Примітка. Рекомендований діапазон $a_{dev, perm}$ становить 10...50 мм.

ДОДАТОК А
(довідковий)

ВЕЛИЧИНИ МОДУЛЯ ПРУЖНОСТІ І МОДУЛЯ ЗСУВУ ДЕРЕВИНИ ТА ФАНЕРИ

Модуль пружності деревини при розрахунку за граничними станами другої групи слід приймати: уздовж волокон $E = 10\,000$ МПа ($100\,000$ кгс/см²); упоперек волокон $E_{0,90} = 400$ МПа (4000 кгс/см²). Модуль зсуву деревини щодо осей, спрямованих вздовж і поперек волокон, слід приймати 500 МПа (5000 кгс/см²). Коефіцієнт Пуассона деревини упоперек волокон при напруженні, спрямованих вздовж волокон, слід приймати $\nu_{90,0} = 0,5$, а вздовж волокон при напруженнях упоперек волокон $\nu_{0,90} = 0,02$.

Величини модулів пружності і зсуву будівельної фанери в площині листа E_{ϕ} і G_{ϕ} і коефіцієнт Пуассона ν_{ϕ} при розрахунку за другою групою граничних станів слід приймати за таблицею А1.

Таблиця А1

Вид фанери	Модуль пружності, МПа $\frac{\text{МПа}}{\text{кгс/см}^2}$	Модуль зсуву, МПа $\frac{\text{МПа}}{\text{кгс/см}^2}$	Коефіцієнт Пуассона
1 Фанера клеєна березова марки ФСФ сортів В/ВВ, В/С, ВВ/С семишарова і п'ятишарова: уздовж волокон зовнішніх шарів	$\frac{9\,000}{90\,000}$	$\frac{750}{7\,500}$	0,085
упоперек волокон зовнішніх шарів	$\frac{6\,000}{60\,000}$	$\frac{750}{7\,500}$	0,065
під кутом 45° до волокон	$\frac{2\,500}{25\,000}$	$\frac{3\,000}{30\,000}$	0,6
2 Фанера клеєна з деревини модрина марки ФСФ сортів В/ВВ і ВВ/С семишарова: уздовж волокон зовнішніх шарів	$\frac{7\,000}{70\,000}$	$\frac{800}{8\,000}$	0,07
упоперек волокон зовнішніх шарів	$\frac{5\,500}{55\,000}$	$\frac{800}{8\,000}$	0,06
під кутом 45° до волокон	$\frac{2\,000}{20\,000}$	$\frac{2\,200}{22\,000}$	0,6
3 Фанера бакелізована марки ФБС: уздовж волокон зовнішніх шарів	$\frac{12\,000}{120\,000}$	$\frac{1\,000}{10\,000}$	0,085
упоперек волокон зовнішніх шарів	$\frac{8\,500}{85\,000}$	$\frac{1\,000}{10\,000}$	0,065
під кутом 45° до волокон	$\frac{3\,500}{35\,000}$	$\frac{4\,000}{40\,000}$	0,7
Примітка. Коефіцієнт Пуассона вказаний для напрямку, перпендикулярному до осі, уздовж якої визначений модуль пружності.			

ХАРАКТЕРИСТИЧНІ І ТИМЧАСОВІ ОПОРИ ДЕРЕВИНИ СОСНИ І ЯЛИНИ

Характеристичні опори (із забезпеченістю 0,95) і середні значення тимчасових опорів і відповідно сортної деревини пиломатеріалів і чистої деревини, приведені до вологості 12 %, наведені для основних видів напруженого стану в таблиці А2.

Таблиця А2

Вид напруженого стану	Характеристичні опори МПа (кгс/см ²). Сорти деревини			Характеристичні опори МПа (кгс/см ²), чистої деревини
	1	2	3	
1. Вигин:				
а) при навантаженні кромки	$\frac{26}{36} \left(\frac{260}{360} \right)$	$\frac{24}{33} \left(\frac{240}{330} \right)$	$\frac{16}{22} \left(\frac{160}{220} \right)$	-
б) при навантаженні пласті	$\frac{30}{42} \left(\frac{300}{420} \right)$	$\frac{27}{37,5} \left(\frac{270}{375} \right)$	$\frac{20}{28} \left(\frac{200}{280} \right)$	$\frac{57}{80} \left(\frac{570}{800} \right)$
2. Стиск уздовж волокон	$\frac{25}{33} \left(\frac{250}{330} \right)$	$\frac{23}{31} \left(\frac{230}{310} \right)$	$\frac{15}{20} \left(\frac{150}{200} \right)$	$\frac{33}{44} \left(\frac{330}{440} \right)$
3. Розтягування уздовж волокон	$\frac{20}{34} \left(\frac{200}{340} \right)$	$\frac{15}{25} \left(\frac{150}{250} \right)$	-	$\frac{60}{100} \left(\frac{600}{1000} \right)$
4. Сколювання уздовж волокон	$\frac{3,6}{6} \left(\frac{360}{600} \right)$	$\frac{3,2}{5} \left(\frac{32}{50} \right)$	$\frac{3,2}{5} \left(\frac{32}{50} \right)$	$\frac{4,5}{7} \left(\frac{45}{70} \right)$
<p>Примітка 1. Розміри поперечних перерізів випробовуваних зразків пиломатеріалів приймаються відповідно до їх товщини за сортаментом.</p> <p>Примітка 2. Тимчасові опори слід визначати: для пиломатеріалів і заготовок з них цілісних і зрощених із застосуванням на зубчастих з'єднаннях – за випробуваннями згідно з ГОСТ 15613.4; ГОСТ 21554.2; ГОСТ 21554.4; ГОСТ 21554.5; ГОСТ 21554.6; для чистої деревини – за випробуваннями малих зразків відповідно до вимог ГОСТ 4.208. При вибіркових контрольних випробуваннях слід керуватися ГОСТ 18321 і ГОСТ 20736.</p> <p>Примітка 3. Міцність деревини брусів і круглих лісоматеріалів допускається оцінювати візуально за сортоутворюючими ознаками і додатковими вимогами: а) ширина річних шарів у деревині повинна бути не більше 5 мм, а склад у них пізньої деревини – не менше 20 %; б) у заготовках із пиломатеріалів 1-го та 2-го сортів для крайньої розтягнутої зони (на 0,15 висоти перерізу) клеєних елементів, що вигинаються, і в дошках 1-3-го сортів завтовшки 60 мм та менше, які працюють на ребро при згині або розтягу, не допускається серцевина.</p> <p>Примітка 4. Міцність заготовок із пиломатеріалів, зрощених по довжині зубчастими деталями, при випробуваннях на вигин і навантаженні по пласту повинна бути не нижче за значення, вказані в 1,6 для 1-го сорту.</p>				

ДОДАТОК Б
(довідковий)

МОДЕЛІ РУЙНУВАННЯ ПРИ ЗСУВІ ПО ЛІНІЇ АБО ЗОНІ РОЗТАШУВАННЯ
З'ЄДНУВАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ НАГЕЛЬНОГО ТИПУ "СТАЛЬ-ДЕРЕВО"

Б.1 Для з'єднань "сталь-дерево", які включають багато елементів кріплення нагельного типу, на які діє складова усиль, паралельна волокну близько до кінця елемента, характеристична несуча здатність проти руйнування вдовж периметра зони розташування елементів кріплення, як показано на рисунку Б.1 (руйнування по лінії блока) та рисунку Б.2 (руйнування всього блока), повинна визначатись за виразом:

$$F_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1,5 A_{net,t} f_{t,0,k} \\ 0,7 A_{net,v} f_{v,k} \end{cases}, \quad (Б.1)$$

де $A_{net,t} = L_{net,t} t_1$, (Б.2)

$$A_{net,v} = \begin{cases} L_{net,v} t_1 & \text{моделі руйнування (e, f, j/l, k, m)} \\ \frac{L_{net,v}}{2} (A_{net,t} + 2 t_{ef}) & \text{всі інші моделі руйнування} \end{cases} \quad (Б.3)$$

i $L_{net,v} = \sum_i l_{v,i}$, (Б.4)

$$L_{net,t} = \sum_i l_{t,i}, \quad (Б.5)$$

– для тонких сталевих пластин (при моделях руйнування, наведених у дужках)

$$t_{ef} = \begin{cases} 0,4 t_1 & (a) \\ 1,4 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (b) \end{cases}, \quad (Б.6)$$

– для товстих пластин (при моделях руйнування, наведених у дужках)

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (d)(h) \\ t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] & (c)(g) \end{cases}, \quad (Б.7)$$

де $F_{bs,Rk}$ – характеристична несуча здатність на зсув блока по лінії або периметру;

$A_{net,t}$ – площа перерізу нетто перпендикулярна до волокна;

$A_{net,v}$ – площа нетто на зсув у паралельному волокну напрямі;

$L_{net,t}$ – ширина нетто перерізу перпендикулярна до волокна;

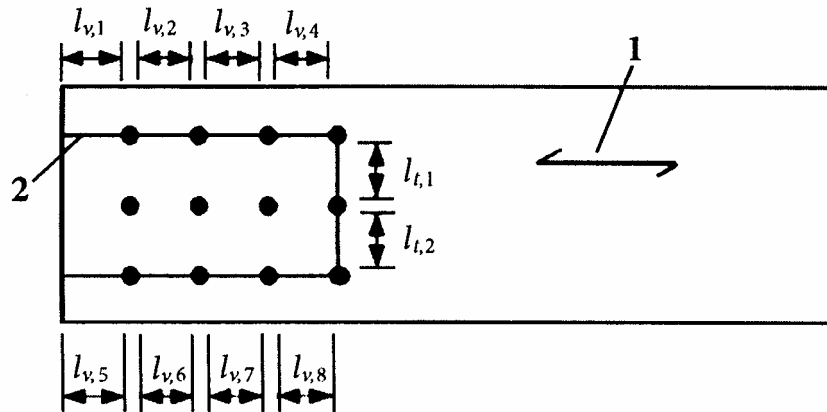
$L_{net,v}$ – загальна довжина нетто зони руйнування від зсуву;

$l_{v,i}$ $l_{t,i}$ – показані на рисунку Б.1

t_{ef} – фактична глибина у залежності від моделі руйнування кріплення (рисунок 13.3);

- t_1 – товщина дерев'яного елемента або глибина проникнення елемента кріплення;
- $M_{y,Rk}$ – характеристичне значення моменту на границі текучості елемента кріплення;
- d – діаметр елемента кріплення;
- $f_{t,0,k}$ – характеристичний опір дерев'яного елемента розтягу;
- $f_{v,k}$ – характеристичний опір дерев'яного елемента на зсув;
- $f_{t,k}$ – характеристичний опір заанкерування дерев'яного елемента.

Примітка. Моделі руйнування, що виражаються (Б.3), (Б.6), (Б.7), показані на рисунку 13.3.



1 – напрям волокон; 2 – лінія руйнування

Рисунок Б.1 – Приклад руйнування блока по лінії

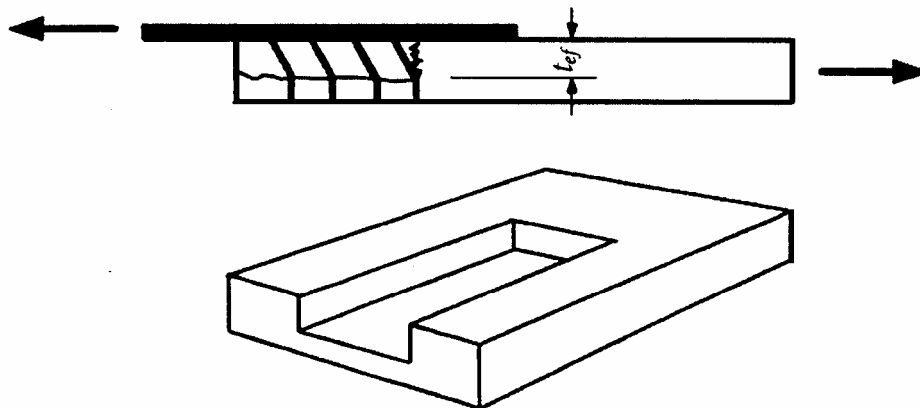


Рисунок Б.2 – Приклад руйнування блока

ДОДАТОК В
(довідковий)

БАЛКИ З МЕХАНІЧНИМ З'ЄДНАННЯМ ЕЛЕМЕНТІВ

В.1 Спрощений розрахунок

В.1.1 Поперечні перерізи

В.1.1.1 У цьому додатку розглядаються поперечні перерізи, показані на рисунку В.1.

В.1.2 Передумови

В.1.2.1 Метод розрахунку базується на теорії лінійної пружності та наступних передумовах:

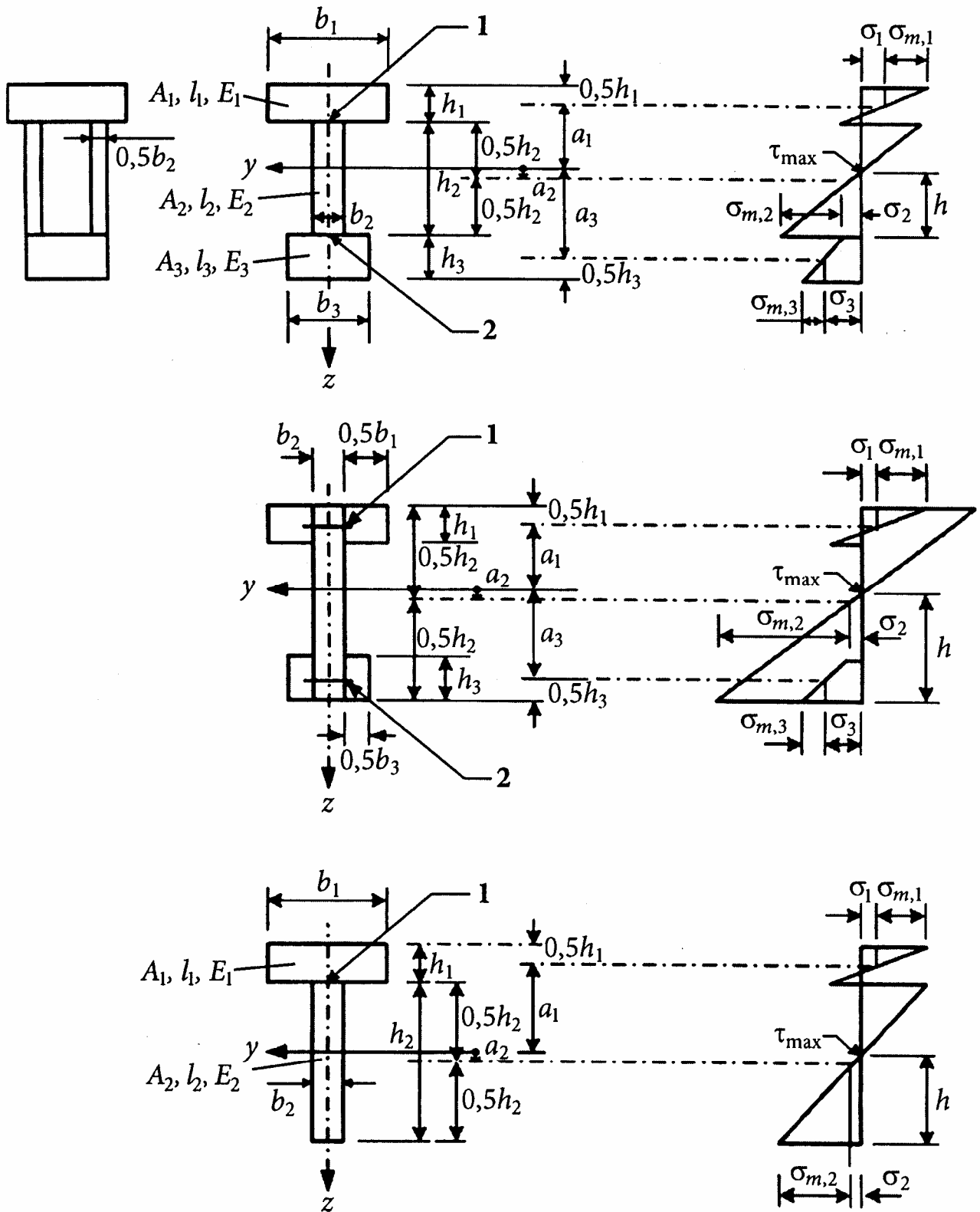
- шарнірно обперті балки мають прогін l . Для нерозрізних балок може застосовуватись величина $0,8 l$ відповідного прольоту, а для консольних балок – подвоєна довжина вильоту консолі l ;
- складові частини (дерев'яних або на основі деревини панелей) виготовлені на повну довжину або зі склеєними з'єднаннями стиків;
- складові частини з'єднуються між собою механічними елементами з модулем ковзання K ;
- крок елементів кріплення s або постійний, або змінюється рівномірно відповідно до величин сил зсуву між значеннями s_{\min} і s_{\max} при $s_{\max} \leq 4s_{\min}$;
- навантаження діє у напрямку осі Z та викликає момент $M = M(x)$, що змінюється синусоїдально або за параболою, та зусилля зсуву $V = V(x)$.

В.1.3 Крок кріплення

В.1.3.1 Якщо полиці складаються з двох частин, з'єднаних зі стінкою, або якщо стінка складається з двох частин (як у балках коробчастого перерізу), крок s_i визначається сумарною кількістю елементів кріплення на одиницю довжини двох з'єднаних панелей.

В.1.4 Прогини, спричинені згинальними моментами

В.1.4.1 Прогини визначаються через застосування фактичної жорсткості на згин EI_{ef} , яка визначається згідно з В.2.



1 – крок s_1 , модуль ковзання K_1 , навантаження F_1 ; 2 – крок s_3 , модуль ковзання K_3 , навантаження F_3

Рисунок В.1 – Поперечний переріз (зліва) і розподіл згинальних напружень (справа).

Всі розмірності додатні за винятком a_2 , додатній напрям якої показано

В.2 Фактична згинальна жорсткість

В.2.1 Фактична згинальна жорсткість повинна визначатись за виразом:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (\text{В.1})$$

при середньому значенні E і при:

$$A_i = b_i h_i, \quad (\text{В.2})$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12}, \quad (\text{В.3})$$

$$\gamma_2 = 1, \quad (\text{В.4})$$

$$\gamma_i = \left[1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i l^2) \right]^{-1} \quad \text{для } i = 1 \text{ та } i = 3, \quad (\text{В.5})$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}, \quad (\text{В.6})$$

де значення символів визначено на рисунку В.1

$K_i = K_{ser,i}$ – для визначення граничного стану за придатністю для експлуатації;

$K_i = K_{u,i}$ – для визначення граничного стану за міцністю і стійкістю.

Для таврових балок $h_3 = 0$.

В.3 Нормальні напруження

В.3.1 Нормальні напруження повинні визначатись за виразами:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}}, \quad (\text{В.7})$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}}. \quad (\text{В.8})$$

В.4 Максимальні напруження зсуву

В.4.1 Дотичні напруження досягають максимальних значень при рівності нулю нормальних напружень. Максимальні напруження зсуву в елементах стінки (частина 2 рисунка В.1) повинні визначатись за формулою:

$$\tau_{2,max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} V. \quad (\text{В.9})$$

В.5 Навантаження на елемент кріплення

В.5.1 Навантаження на елемент кріплення повинно визначатись за формулою:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{ef}} V, \quad (\text{В.10})$$

де $i = 1$ і 3 відповідно;

$s_i = s_i(x)$ – крок елементів кріплення відповідно до В.1.3.1.

ДОДАТОК Г
(довідковий)

ЗБІРНІ КОЛОНИ

Г.1 Загальні положення

Г.1.1 Передумови

Г.1.1.1 Застосовуються наступні передумови:

- колони шарнірно обпираються при довжині l ;
- складові частини застосовуються на всю довжину;
- навантаженням є осьове зусилля F_c , що діє у геометричному центрі тяжіння (Г.2.3).

Г.1.2 Несуча здатність

Г.1.2.1 Несуча здатність колон у напрямі осі Y (рисунки Г.1 і Г.3) повинна визначатись як сума несучої здатності окремих елементів.

Г.1.2.2 Для забезпечення стійкості в напрямі осі Z (рисунки Г.1 і Г.3) необхідно перевіряти умову:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d}, \quad (\text{Г.1})$$

$$\text{де } \sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{tot}}, \quad (\text{Г.2})$$

A_{tot} – загальна площа перерізу ;

k_c – визначається відповідно до 11.3.2, але при фактичній гнучкості λ_{ef} , визначеній згідно з пунктами Г.2...Г.4.

Г.2 Колони з механічно з'єднаними елементами

Г.2.1 Фактична гнучкість

Г.2.1.1 Фактична гнучкість повинна визначатись за формулою:

$$\lambda_{ef} = l \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{ef}}} \quad (\text{Г.3})$$

при

$$I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E_{mean}}, \quad (\text{Г.4})$$

де $(EI)_{ef}$ – згідно з додатком В.

Г.2.2 Навантаження на елементи кріплення

Г.2.2.1 Навантаження на елементи кріплення повинно визначатись згідно з додатком В.

$$V_d = \begin{cases} \frac{E_{c,d}}{120k_c} & \text{при } \lambda_{ef} < 30, \\ \frac{E_{c,d} \lambda_{ef}}{3600k_c} & \text{при } 30 \leq \lambda_{ef} < 60, \\ \frac{E_{c,d}}{60k_c} & \text{при } 60 \leq \lambda_{ef}. \end{cases} \quad (\text{Г.5})$$

Г.2.3 Складне навантаження

Г.2.3.1 Якщо, крім осового навантаження, діють незначні моменти (наприклад, від власної ваги), застосовується положення 11.3.2.3.

Г.3 Просторові колони із вставками або накладками

Г.3.1 Передумови

Г.3.1.1 Показані на рисунку Г.1 колони розглядаються, як утворені стрижнями, розкріпленими у просторі вставками або накладками. З'єднання можуть виконуватись на цвяхах, клеї або болтах із відповідними елементами кріплення.

Г.3.1.2 Застосовуються наступні передумови:

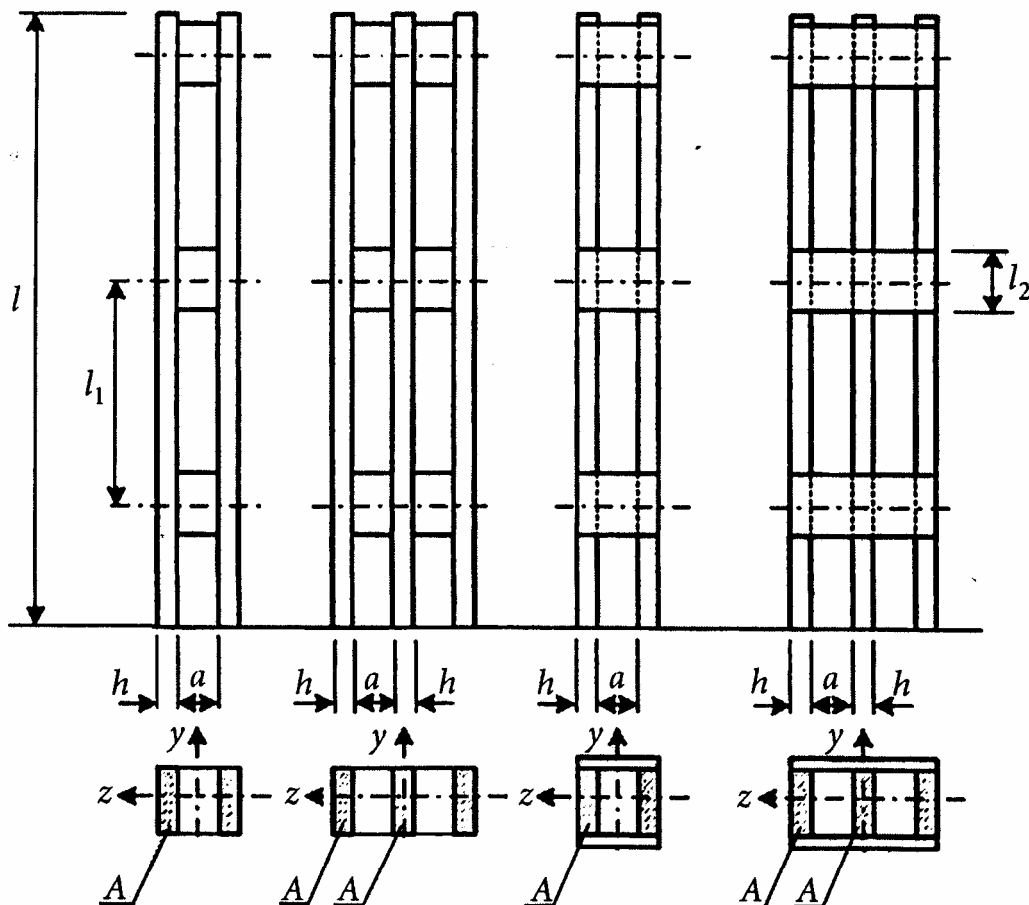


Рисунок Г.1 – Просторові колони

- поперечний переріз формується двома, трьома або чотирма однаковими стрижнями;
- поперечний переріз симетричний відносно обох осей;
- існує щонайменше три незаземлених прольоти, наприклад, стрижні з'єднуються на кінцях і в трьох точках;
- відстань у чистоті між стрижнями не більша ніж потрійна товщина перерізу стрижня h для колон із вставками, і не більше ніж bh для колон із накладками;
- з'єднання, вставки і накладки розраховуються згідно з Г.2.2;
- довжина вставки l_2 задовольняє умову $l_2/a \geq 1,5$;
- у кожній площині зсуву є щонайменше чотири цвяхи або два болти з кріпленням. Для з'єднань на цвяхах є щонайменше чотири цвяхи у ряді на кожному кінці в поздовжньому напрямі колони;
- накладки задовольняють умову $l_2/a \geq 2$;
- на колони діють зосереджені навантаження.

Г.3.1.3 Для двострижневих колон A_{tot} і I_{tot} повинні визначатись за виразами:

$$A_{tot} = 2A, \quad (\text{Г.6})$$

$$I_{tot} = \frac{b \left[(2h + a)^3 - a^3 \right]}{12}. \quad (\text{Г.7})$$

Г.3.1.4 Для колон із трьох стрижнів A_{tot} і I_{tot} повинні визначатись за виразами:

$$A_{tot} = 3A, \quad (\text{Г.8})$$

$$I_{tot} = \frac{b \left[(3h + 2a)^3 - (h + 2a)^3 + h^3 \right]}{12}. \quad (\text{Г.9})$$

Г.3.2 Несуча здатність при осьовому навантаженні

Г.3.2.1 Несуча здатність колон у напрямі осі Y (рисунок Г.3) повинна визначатись як сума несучої здатності окремих елементів.

Г.3.2.2 Несуча здатність колон у напрямі осі Z визначається за Г.1.2 при

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{h}{2} \lambda_1^2}, \quad (\text{Г.10})$$

де λ – гнучкість для цільних колон однакової довжини, площі перерізу A_{tot} і моменту інерції I_{tot} , наприклад,

$$\lambda = l \sqrt{A_{tot} / I_{tot}}, \quad (\text{Г.11})$$

де λ_1 – гнучкість стрижнів, яка повинна підставлятись у вираз (Г.10) з мінімальним значенням щонайменше 30, наприклад,

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{l_1}{h}, \quad (\text{Г.12})$$

де n – кількість стрижнів колони;

η – коефіцієнт приймається за таблицею Г.1

Таблиця Г.1 – Коефіцієнт η

	Вставки			Накладки	
	на клеї	на цвяхах	на болтах ^{а)}	на клеї	на цвяхах
Постійне/довготривале навантаження	1	4	3,5	3	6
Середньо/короткотривале навантаження	1	3	2,5	2	4,5

^{а)} з елементом кріплення

Г.3.3 Навантаження на елементи кріплення, вставки або накладки

Г.3.3.1 Навантаження на елементи кріплення і вставки або накладки діє, як показано на рисунку Г.2 при V_d , визначеному відповідно до розділу Г.2.2.

Г.3.3.2 Зусилля зсуву у вставках або накладках (рисунок Г.2) повинні визначатись за формулою:

$$T_d = \frac{V_d l_1}{a_1} \quad (\text{Г.13})$$

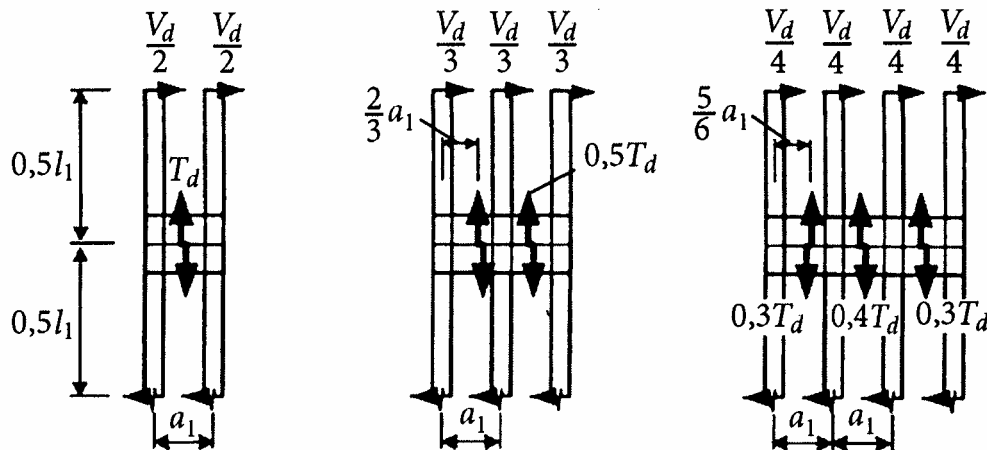


Рисунок Г.2 – Розподіл перерізуючих сил навантажень на накладки або вставки

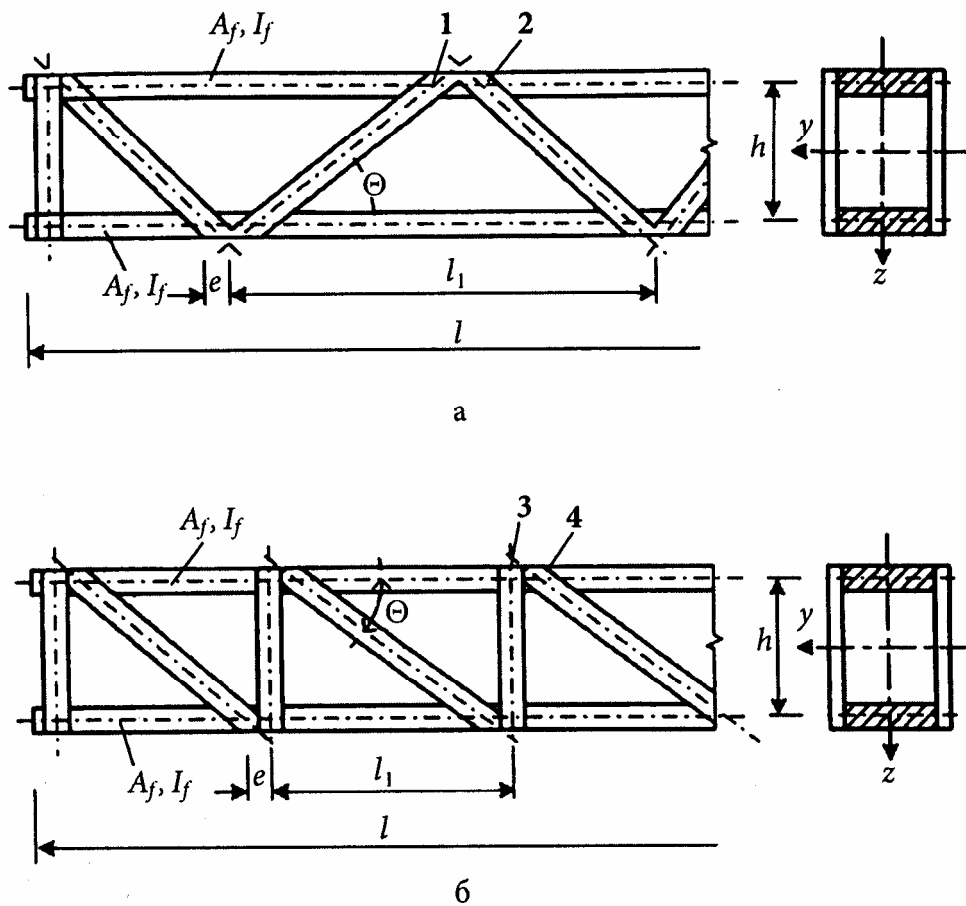
Г.4 Решіткові колони із з'єднаннями на клею або цвяхах

Г.4.1 Передумови

Г.4.1.1 У цьому розділі розглядаються решіткові колони з N- або V-подібною конфігурацією решітки та з'єднаннями на клеї або цвяхах (рисунок Г.3).

Г.4.1.2 Прийняті наступні передумови:

- конструкція симетрична відносно осей перерізу. Решітка з двох сторін може розміщуватись у шаховому порядку (уступами) на довжині $l_1/2$, де l_1 – відстань між вузлами;
- існує щонайменше три прольоти;
- у кожній площині зсуву є щонайменше чотири цвяхи на кожній діагоналі у вузловій точці.
- кожний кінець розкріплений;
- гнучкість кожного окремого поясу на відстані між вузлами l_1 не більша ніж 60;
- виключається можливість місцевої втрати стійкості поясу на довжині колони l_1 ;
- кількість цвяхів по вертикалі (для N-подібної решітки) більша ніж $n \sin \theta$, де n – кількість цвяхів у діагональних елементах, а θ – кут нахилу діагоналей.



а – V-подібні розкоси; б – N-подібні розкоси;

1, 2 – кількість цвяхів n ; 3 – кількість цвяхів $\geq n \sin \theta$; 4 – кількість цвяхів n

Рисунок Г.3 – Решіткова колона

Г.4.2 Несуча здатність

Г.4.2.1 Несуча здатність колон у напрямі осі Y (рисунок Г.2) повинна визначатись як сума несучої здатності окремих поясів.

Г.4.2.2 Несуча здатність колон у напрямі осі Z визначається за Г.1.2 при

$$\lambda_{ef} = \max \left\{ \lambda_{tot} \sqrt{1 + \mu}, 1,05 \lambda_{tot} \right\}, \quad (\text{Г.14})$$

де λ_{tot} – гнучкість для цільних колон однакової довжини, площі перерізу A_{tot} і моменту інерції I_{tot} , наприклад,

$$\lambda_{tot} \approx \frac{2l}{h}, \quad (\text{Г.15})$$

μ – набуває значень, наведених у Г.4.2.3 ... Г.4.2.6.

Г.4.2.3 Для клеєних N-подібних решіток:

$$\mu = 4 \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2, \quad (\text{Г.16})$$

де (рисунок Г.3)

e – ексцентриситет з'єднання;

A_f – площа перерізу поясу;

I_f – момент інерції поясу;

l – проліт;

h – відстань між поясами.

Г.4.2.4 Для клеєних N-подібних розкосів:

$$\mu = \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2. \quad (\text{Г.17})$$

Г.4.2.5 Для V-подібних розкосів на цвяхах:

$$\mu = 25 \frac{h E_{mean} A_f}{l^2 n K_u \sin 2\theta}, \quad (\text{Г.18})$$

де n – кількість цвяхів у діагональному елементі. Якщо діагональ складається з двох або більше частин, – сума цвяхів (але не кількість цвяхів на площину зсуву);

E_{mean} – середнє значення модуля пружності;

K_u – модуль ковзання одного цвяха при досягненні граничного стану.

Г.4.2.6 Для N-подібних розкосів на цвяхах:

$$\mu = 50 \frac{h E_{mean} A_f}{l^2 n K_u \sin 2\theta}, \quad ((\text{Г.19}))$$

де n – кількість цвяхів у діагональному елементі. Якщо діагональ складається з двох або більше частин, – сума цвяхів (але не кількість цвяхів на площину зсуву);

K_u – модуль ковзання одного цвяха при досягненні граничного стану.

Г.4.3 Зусилля зсуву

Г.4.3.1 Застосовується Г.2.2.

Код УКНД 91.010.30; 91.080.20

Ключеві слова: дерев'яні конструкції, цільна деревина, клеена деревина, клас міцності, характеристичний опір, розрахунковий опір, модуль пружності, модуль зсуву, розрахунок перерізів, елементи кріплення, з'єднання, клеєні з'єднання, розрахунок з'єднань, довговічність, згинальна жорсткість, просторова жорсткість, ферми, колони.

Редактор – А.О. Луковська

Коектор – А.І. Луценко

Комп'ютерна верстка – В.Б. Чукашкіна

Формат 60x84¹/₈. Папір офсетний. Гарнітура "Mirion Pro"

Друк офсетний.

Державне підприємство "Укрархбудінформ".

вул. М. Кривоноса, 2А, корп. 3, м. Київ-37, 03037, Україна.

Тел. 249-36-62

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного реєстру видавців
ДК № 690 від 27.11.2001 р.