

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Михайловський Денис Віталійович

**РОЗРАХУНОК ПАНЕЛЬНИХ БУДИНКІВ З
ПОПЕРЕЧНО-КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ**

Монографія

УДК 624.011

Київ 2022

УДК 624.011

M69

*Затверджено на засіданні Вченої ради
Київського національного університету
будівництва і архітектури,
протокол № 51 від 27.06.2022 року*

Видається в авторській редакції.

Рецензенти: д.т.н., проф. Немчинов Ю.І.

д.т.н., проф. Барабаш М.С.

д.т.н., проф. Юрченко В.В.

M69 Розрахунок панельних будинків з поперечно-клеєної деревини:
Монографія Уклад.: Д.В. Михайловський – К: КНУБА, 2022 – 220 с.

Розглянута методологія розрахунку панелей з поперечно-клеєної деревини за двома групами граничних станів та наведено рекомендації щодо розрахунку панельних будинків з поперечно-клеєної деревини як системи «грунтова основа – фундамент – надземні конструкції». Наведені всі необхідні для виконання розрахунків довідкові матеріали.

Призначено для архітекторів, інженерів при створенні проектів будинків і споруд з панелей із поперечно-клеєної деревини, а також студентів напряму підготовки 19 - «Архітектура та будівництво» для практичного використання при виконанні дипломного проектування, курсового проектування та вирішення задач на практичних заняттях.

©Михайловський Д.В., 2022

ЗМІСТ

ЗМІСТ	3
Умовні позначки.....	6
Терміни та визначення понять	13
ВСТУП.....	17
РОЗДІЛ 1	
ПОПЕРЕЧНО-КЛЕЄНА ДЕРЕВИНА - СУЧАСНИЙ КОНСТРУКЦІЙНИЙ МАТЕРІАЛ.....	19
1.1 Історія виникнення поперечно-клеєної деревини.....	19
1.2 Використання поперечно-клеєної деревини	23
1.3 Еволюція зведення панельних будинків з поперечно-клеєної деревини	28
1.4 Світовий досвід застосування панелей із поперечно-клеєної деревини при зведенні висотних будівель.....	30
РОЗДІЛ 2	
ТЕХНОЛОГІЯ ВИГОТОВЛЕННЯ ТА МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНО-КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ.....	36
2.1 Технологія виготовлення панелей з поперечно-клеєної деревини	36
2.2 Особливості геометрії поперечних перерізів панелей з поперечно-клеєної деревини	42
2.3 Дослідження механічних властивостей поперечно-клеєної деревини	46
2.4 Класи міцності поперечно-клеєної деревини.....	55
2.5 Контроль якості та допуски згідно з стандарту EN16351.....	58
Висновки за розділом 2.....	63

РОЗДІЛ 3

ОГЛЯД ІСНУЮЧИХ АНАЛІТИЧНИХ МЕТОДИК РОЗРАХУНКУ ПАНЕЛІЙ З ПОПЕРЕЧНО-КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ.....	64
3.1 Розрахунок панелей з поперечно-клеєної деревини за першим граничним станом	64
3.2 Розрахунок панелей з поперечно-клеєної деревини за другим граничним станом (експлуатаційною придатністю).....	80
3.3 Чисельний аналіз аналітичних методик розрахунку панелей з поперечно-клеєної деревини	89
3.4 Обґрунтування можливості застосування МСЕ для дослідження напружено-деформованого стану панелей з поперечно-клеєної деревини	95
3.5 Порівняльний аналіз аналітичних методик розрахунку з результатами комп'ютерного моделювання	105
Висновки по розділу 3	119

РОЗДІЛ 4

РОЗРАХУНОК ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ З ПАНЕЛІЙ ІЗ ПОПЕРЕЧНО-КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ.....	120
4.1 Удосконалення аналітичної методики розрахунку панелей з поперечно-клеєної деревини	120
4.2 Визначення приведених геометричних характеристик перерізу панелей з поперечно-клеєної деревини.....	125
4.3 Визначення приведених модулів пружності панелей з поперечно-клеєної деревини для розрахунку панелей з поперечно-клеєної деревини методом скінченних елементів за допомогою плоских скінченних елементів	136

4.4 Чисельні дослідження напружено-деформованого стану панелей з поперечно-клеєної деревини при моделюванні об'ємними та плоскими скінченими елементами з приведеними жорсткісними характеристиками.....	144
4.5 Моделювання та розрахунок висотних будівель з панелей з поперечно-клеєної деревини	154
Висновки до розділу 4	170
РОЗДІЛ 5	
ВУЗЛОВІ З'ЄДНАННЯ ПАНЕЛЕЙ З ПОПЕРЕЧНО-КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ....	171
5.1 Види вузлових з'єднань панелей з поперечної клеєної деревини	171
5.2 З'єднання на сталевих нагелях	173
5.3 З'єднання на болтах та шпильках	193
5.4 Розрахунок з'єднань на гвинтах	196
Висновки до розділу 5	210
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	211

Умовні позначки

Умовні позначки та символи наведено у відповідності до вимог ISO 3898:2013 «Bases for design of structures - Names and symbols of physical quantities and generic quantities» та Єврокод 5. «Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT)».

A	площа поперечного перерізу
A_{ef}	розрахункова площа загальної поверхні контакту
A_f	площа поперечного перерізу полиці
$A_{net,t}$	площа нетто поперечного перерізу, поперек волокон
$A_{net,v}$	площа сколювання нетто вздовж волокон
$E_{0,05}$	5% квантиль модуля пружності
E_d	розрахункове значення модуля пружності
E_{mean}	середнє значення модуля пружності
F	сила
$F_{A,Ed}$	розрахункова сила, яка діє на металеву зубчасту пластину у центрі ваги робочої площі
$F_{A,min,d}$	мінімальна розрахункова сила, яка діє на металеву зубчасту пластину у центрі ваги робочої площі
$F_{ax,Ed}$	розрахункова осьова сила на з'єднувальний елемент
$F_{ax,Rd}$	розрахункове значення осьової несучої здатності з'єднувального елемента на висмикування
$F_{ax,Rk}$	характеристичне значення осьової несучої здатності з'єднувального елемента на висмикування
F_c	сила стиску
F_d	розрахункова сила

$F_{d,ser}$	розрахункова сила при граничному стані за придатністю до експлуатації
F_t	розтягувальна сила
$F_{v,0,Rk}$	характеристична несуча здатність з'єднання вздовж волокон
$F_{v,Rd}$	розрахункова несуча здатність з'єднувального елемента на площині сколювання; розрахункова несуча здатність на розтяг поперек волокон
$F_{v,Rk}$	характеристична несуча здатність з'єднувального елемента на площині сколювання
$G_{0,05}$	5 % квантиль значення модуля зсуву
G_d	розрахункове значення модуля зсуву
G_{mean}	середнє значення модуля зсуву
H	габаритний розмір
I_f	момент інерції площі перерізу полиці
I_{tor}	момент інерції перерізу при крученні
I_z, I_x, I_y	момент інерції площі перерізу відносно осей z, x, y
K_{ser}	модуль жорсткості з'єднання
$K_{ser,fin}$	кінцевий модуль жорсткості з'єднання
K_u	миттєвий модуль жорсткості з'єднання для граничних станів за несучою здатністю
$L_{net,t}$	ширина нетто поперечного перерізу, поперек волокон
$M_{A,Ed}$	розрахунковий момент, який діє на металеву зубчасту пластину
$M_{ap,d}$	розрахунковий момент у зоні гребеня
M_d	розрахунковий момент
N	осьова сила

$R_{90,d}$	розрахункове значення несучої здатності поперек волокон
$R_{90,k}$	характеристичне значення несучої здатності поперек волокон
$R_{ax,d}$	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 волокон
R_d	розрахункове значення несучої здатності
$R_{ef,k}$	фактична характеристична несуча здатність з'єднання
R_k	характеристичне значення несучої здатності
V	зусилля зрізу; об'єм
W_y	момент опору перерізу відносно осі y
X_d	розрахункове значення властивості матеріалу
X_k	характеристичне значення властивості матеріалу
a	відстань
b	ширина
b_w	ширина стінки балки
d	діаметр
d_{ef}	фактичний діаметр
$f_{c,0,d}$	розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон
$f_{c,90,k}$	характеристичне значення міцності при стиску поперек волокон
$f_{m,k}$	характеристичне значення міцності при згині
$f_{m,y,d}$	розрахункове значення міцності при згині відносно головної осі y
$f_{m,z,d}$	розрахункове значення міцності при згині відносно головної осі z

$f_{m,\alpha,d}$	розрахункове значення міцності при згині під кутом α до волокна
$f_{t,0,d}$	розрахункове значення міцності при розтягу вздовж волокон
$f_{t,0,k}$	характеристичне значення міцності при розтягу вздовж волокон
$f_{t,90,d}$	розрахункове значення міцності при розтягу поперек волокон
$f_{v,d}$	розрахункове значення міцності при сколюванні
h	висота перерізу
h_{ap}	більша висота перерізу елемента
h_{ef}	розрахункова висота; висота ослаблення підрізкою
$h_{f,c}$	висота стиснутої зони полиці елемента
$h_{f,t}$	висота розтягнутої зони полиці елемента
h_w	висота стінки елемента
i	нахил
$k_{c,y}$ або $k_{c,z}$	коефіцієнт поздовжнього згину
k_{crit}	коефіцієнт втрати стійкості
k_{def}	коефіцієнт деформативності
k_{dis}	коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у зоні максимальної висоти перерізу
k_h	коефіцієнт масштабності, що залежить від висоти поперечного перерізу
k_m	коефіцієнт перерозподілу згинальних напружень у поперечному перерізі
k_{mod}	коефіцієнт міцності, що враховує тривалість дії навантаження та температурно-вологісні умови експлуатації
$k_{R,red}$	понижуючий коефіцієнт для несучої здатності

k_{shape}	коефіцієнт впливу форми поперечного перерізу
k_{sys}	коефіцієнт міцності системи
k_v	перехідний коефіцієнт для балок з врубками
k_{vol}	коефіцієнт об'єму
l	прольот; довжина контакту
l_{ef}	розрахункова довжина; розрахункова довжина підрізки
m	маса на одиницю площі
P_d	розподілене навантаження
q_i	еквівалентне рівномірно розподілене навантаження
r	радіус кривизни
s	крок
r_{in}	внутрішній радіус
t	товщина
t_{pen}	глибина проникнення
u_{creep}	деформація повзучості
u_{fin}	повна деформація
u_{inst}	миттєва деформація
w_c	початковий прогин
w_{crep}	прогин від повзучості
w_{fin}	повний прогин
w_{inst}	миттєвий прогин
$w_{net,fin}$	чистий кінцевий прогин
α	кут між напрямом осі X і силою для металевих зубчатих пластин; кут

між силою і напрямом волокна; кут між напрямом навантаження і навантаженою гранню

β кут між напрямом волокна і силою

β_c коефіцієнт прямолінійності

γ кут між напрямом осі X і лінією з'єднання деревини для металевих зубчатих пластин

γ_M коефіцієнт властивостей матеріалів і виробів

λ_y гнучкість при поздовжньому згині відносно осі y

λ_z гнучкість при поздовжньому згині відносно осі z

$\lambda_{rel,y}$ приведена гнучкість при поздовжньому згині відносно осі y

$\lambda_{rel,z}$ приведена гнучкість при поздовжньому згині відносно осі z

ρ_k характеристичне значення щільності

ρ_m середнє значення щільності

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

$\sigma_{c,\alpha,d}$ розрахункове напруження стиску під кутом α до волокна

$\sigma_{m,crit}$ критичне напруження при згині для перевірки плоскої форми деформування

$\sigma_{m,y,d}$ 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 стиску вздовж волокон

$\sigma_{t,90,d}$ розрахункове напруження розтягу поперек волокон

τ_d	розрахункове напруження сколювання
$\tau_{tor,d}$	розрахункове напруження сколювання від закручування
ψ_0	коефіцієнт комбінації для змінної дії
ψ_2	коефіцієнт умовно постійної величини змінної дії

В монографії використані такі скорочення:

SLS (англ. Serviceability Limit State) – граничний стан несучої здатності;

ULS (англ. Ultimate Limit State) – граничний стан експлуатаційної придатності;

CLT (англ. Cross-Laminated Timber) – поперечно-клеєна деревина;

LVL (англ. Laminated Veneer Lumber) – брус із клеєного шпону;

OSB (англ. Oriented Strand Board) – орієнтовано-стружкова плита.

Терміни та визначення понять

Нижче подано терміни, вжиті в монографії, та визначення позначених ними понять, які відповідають ДБН В 1.2-14 та ДБН В.2.6-161.

Геометрична нелінійність

нелінійна або кусково-лінійна залежність між деформаціями і переміщеннями

Гнучкість пластинки (стінки, пояса)

відношення довжини пластинки (висоти стінки, ширини пояса, звису пояса) до товщини

Деформована схема

розрахункова схема, в рівняннях рівноваги якої враховуються переміщення від початкового навантаженого стану та зміна розташування цих навантажень внаслідок деформації системи

Довговічність

властивість об'єкта тривалий час зберігати працездатний стан при встановленій системі технічного обслуговування і прийнятному порядку проведення ремонтів – ДБН В.1.2-2

Конструктивна нелінійність

зміна розрахункової схеми конструкції у процесі навантаження

Надійність

властивість об'єкта виконувати задані функції протягом потрібного проміжку часу

Початкові недосконалості

сукупність несприятливих факторів (відхилень форми або розмірів від номінальних, відступів від розрахункової схеми, власні початкові напруження тощо), які можуть виникати при виготовленні, транспортуванні та зведенні і знижувати несучу здатність конструкцій

Несуча здатність

здатність конструкції або її елементів чинити опір певному виду і рівню навантажень і впливів

Граничний стан

стан, за якого конструкція, основа, будівля або споруда в цілому або її частина перестають задовольняти задані вимоги

Граничний стан несучої здатності

стан об'єкта, за яким його подальша експлуатація неприпустима чи недоцільна, або відновлення його працездатного стану неможливе чи недоцільне. Перехід об'єкта в граничний стан тягне за собою тимчасове або остаточне припинення експлуатації об'єкту

Граничний стан експлуатаційної придатності

механічний стан об'єкта, що характеризується певними значеннями напружень та деформацій, за якого подальша зміна навантаження та (чи) інших чинників призводить до руйнування, втрати несучої здатності чи стійкості, розвитку надмірних деформацій, появи чи розкриття тріщин.

Приведена гнучкість наскрізного стержня

гнучкість ідеально прямого пружного стержня з абсолютно жорсткими з'єднувальними елементами, значення критичної сили якого є таким самим, як і для заданого наскрізного стержня з піддатливими з'єднувальними елементами

Розрахункова довжина елемента

вільна довжина елемента між точками розкріплення, яку визначено з урахуванням форми втрати стійкості

Складний напружений стан

напружений стан, за якого в розглядуваних точках поперечного перерізу виникають не менше двох компонент напружень

Фізична нелінійність

нелінійна або кусково-лінійна залежність між деформаціями і напруженнями, обумовлена фізичними властивостями застосовуваних у конструкції матеріалів

Крихке руйнування

руйнування (як правило, раптове), що супроводжується утворенням малих деформацій, яке виникає, зазвичай, за наявності концентраторів напружень (характерне для сколювання та розтягу)

Вологість деревини

відсотковий вміст гігроскопічної вологи по відношенню до ваги сухої ($10 \pm 2\%$) деревини

Рівноважна вологість деревини

відсотковий вміст вологи, при якому деревина не всмоктує і не віддає вологу до оточуючого середовища

Точка насичення волокон деревини (границя гігроскопічності деревини)

відсотковий вміст вологи, коли вологою насичені тільки стінки клітин деревини

Характеристичне значення міцності деревини

п'ятивідсотковий квантиль статичного розподілу границі міцності матеріалу

Розрахункове значення міцності (несуча здатність) деревини

розрахункове значення міцності деревини, отримане шляхом ділення характеристичного значення міцності на коефіцієнт властивості матеріалу (γ_M) і множенням на базисний коефіцієнт модифікації (k_{mod})

Граничний стан за експлуатаційною здатністю

це стан, при якому ускладнюється нормальна експлуатація конструкції. Характеризується граничним прогином в долях прольоту конструкції.

Розрахункове напруження

напруження, яке було отримано в результаті розрахунку елемента чи з'єднання і яке діє в напрямку однієї з головних геометричних осей елемента чи з'єднання

Умова міцності при простому напруженому стані

максимальні напруження в розрахунковому перерізі не повинні перевищувати відповідних розрахункових опорів матеріалу

Розрахункові геометричні характеристики поперечного перерізу елемента

геометричні характеристики (A , W , I , S), які визначаються конкретно в кожному випадку з урахуванням ослаблень в перерізі, або без їх урахування.

Розрахункове зусилля в елементі

зусилля, величину якого отримано в результаті статичного розрахунку конструкції

Жорсткі зв'язки

конструкційні деталі між з'єднаними елементами, які повністю перешкоджають переміщенню елементів відносно один одного

Податливі зв'язки

конструкційні деталі між з'єднаними елементами, які дозволяють часткове переміщення елементів відносно один одного

ВСТУП

Будівельні конструкції з деревини, зокрема з клеєної деревини, набувають все більшого розповсюдження. Світовий досвід проектування та експлуатації дерев'яних конструкцій різноманітного призначення [1-17] підтверджує доцільність їх використання. Широкого розповсюдження набувають і конструкції з поперечно-клеєної деревини (ПКД) в якості панелей, з яких зводяться багатоповерхові будинки [18, 19]. Цьому сприяє той факт, що поперечно-клеєна деревина ефективно акумулює в собі позитивні властивості деревини як конструкційного матеріалу, насамперед відносно високу міцність, і дозволяє в значній мірі нівелювати недоліки цільної деревини. Поперечно-клеєна деревина - це конструкційний матеріал, одержаний в результаті склеювання під тиском розташованих взаємно перпендикулярно дощок з вологістю 6-10%. Панелі з поперечно-клеєної деревини, як правило, складаються з трьох, п'яти або семи шарів (рис. 1), кількість яких залежить від напружено-деформованого стану (НДС) панелей в будинку. Зазвичай зовнішні шари панелей з ПКД виготовляються з більш міцних класів міцності деревини і розташовуються в напрямку вздовж елементу в панелях перекриття і по висоті - в стінових панелях - для сприйняття максимальних нормальних напружень від згину.

Важливим і актуальним питанням є розрахунок багатоповерхових панельних будинків з ПКД. За останнє десятиріччя такі будинки набувають все більшого розповсюдження не тільки в Європі, але й у Канаді, США, Австралії, Японії тощо. Через стрімкий розвиток панельного будівництва з ПКД, існує потреба в постійному розвитку та удосконаленні методики розрахунку та розробці алгоритму створення розрахункових моделей та розрахунку будинків з ПКД в сучасних програмних комплексах із застосуванням методу скінченних елементів.

Існуючі стандарти з виробництва панелей з ПКД, серед яких EN16351 [20], містять технічні рекомендації та вимоги щодо виробництва панелей з ПКД.

Введення у національні норми України з проектування дерев'яних конструкцій ДБН В.2.6-161 [21] методик розрахунку панелей з ПКД є важливим та необхідним кроком для подальшого розвитку дерев'яного будівництва в Україні.

Значний внесок у методику проектування та розрахунку панелей з ПКД внесли відомі Європейські вчені: Blass H.J. [22], Hofstetter K. [23], Schickhofer G. [24], Reinhard B. [25].

Панелі з ПКД використовують у якості несучих стін та плит перекриття і покриття в мало- та багатоповерхових будинках різноманітного призначення [26, 27, 28].

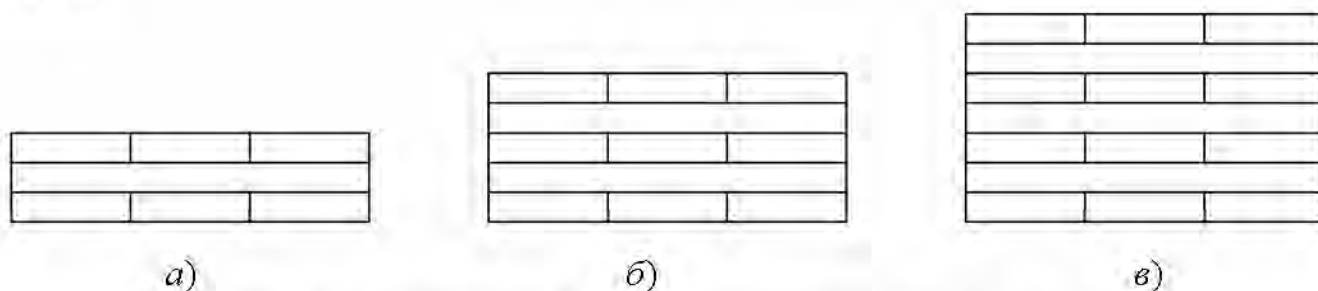


Рис. 1.1 Схема складу панелі з поперечно-клеєної деревини

а) – 3-х шарові; б) – 5-ти шарові; в) – 7-ми шарові.

На сьогодні НДС панелі з ПКД залишається маловивченим як в Україні, так і в усьому світі. Однак, враховуючи поширення застосування панелі з ПКД в будівельній практиці всього світу, існують усталені методики розрахунку, які описані нижче.

РОЗДІЛ 1.

ПОПЕРЕЧНО-КЛЕЄНА ДЕРЕВИНА - СУЧАСНИЙ КОНСТРУКЦІЙНИЙ МАТЕРІАЛ

1.1 Історія виникнення поперечно-клеєної деревини

Деревина як будівельний матеріал має багатовікову історію, яка доводить її надійність, довговічність та безпечність. Як правило, конструкції старих дерев'яних споруд виконані з цільної деревини. Розвиток різноманітних клеїв та технології обробки деревини дозволили склеювати дерев'яні дошки, що призвело до появи нового конструкційного матеріалу - клеєної деревини (КД). Клеєна деревина дозволяє виконувати будь-які несучі конструкції: балки, арки, рами, ферми, куполи тощо. Прольоти конструкцій з клеєної деревини можуть сягати 100 м. Розвиток конструкцій з клеєної деревини дав поштовх для зведення великої кількості об'єктів, серед яких громадські будівлі, промислові склади з підвищеним рівнем хімічної агресивності, тваринницькі комплекси, електрофізичні радіопрозорі системи й інші споруди, в яких використання деревини має значну перевагу над іншими конструкційними матеріалами.

Поява поперечно-клеєної деревини на будівельному ринку викликала нову експансію в будівництві панельних будівель різноманітного призначення.

ПКД виробляється шляхом склеювання непарної кількості шарів дощок із взаємно перпендикулярним розташуванням волокон деревини в суміжних шарах, як показано на рис. 1.2. Розмір панелей з ПКД має такі геометричні параметри: товщина 57-400 мм, ширина до 3,5 м, довжина до 18 м. Довжина панелей обмежена виробничими потужностями і засобами транспортування. Такі панелі є несучими елементами каркасів будівель у вигляді стінових панелей і панелей перекриття.

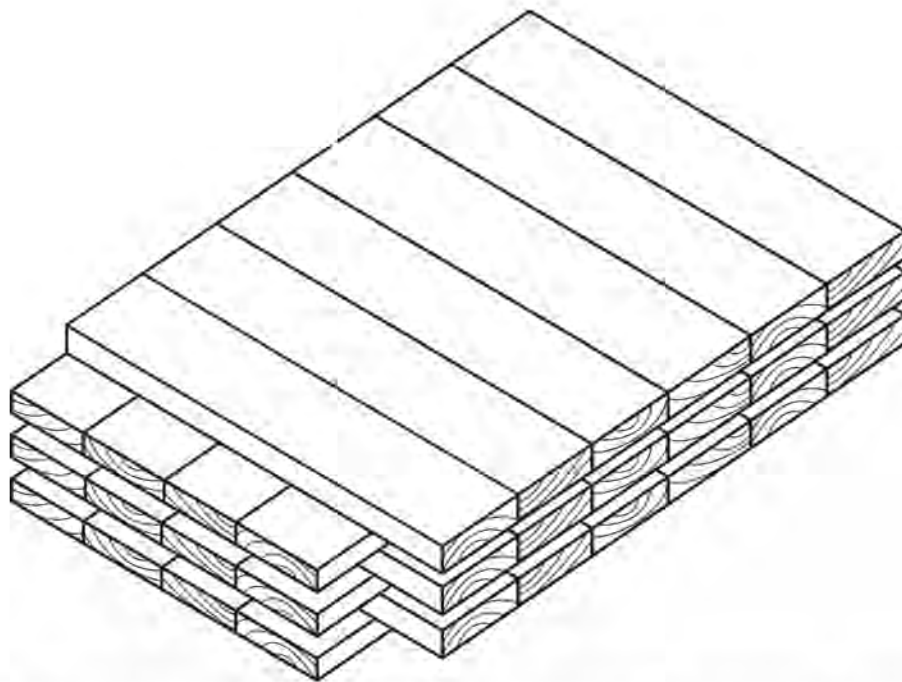


Рис. 1.2 Схема розміщення дощок при виготовленні поперечно-клеєної деревини

Панелі можуть виготовлятися з отворами в місцях установки вікон і дверей та під інженерні комунікації. Товщини дощок поздовжніх і поперечних шарів можуть бути як однаковими, так і відрізнятись і варіюватися у межах, як правило, від 12 до 45 мм, згідно з Європейського стандарту EN 16351 “Timber structures – Cross laminated timber – Requirements” [20], який визначає правила виробництва і методи випробувань. У деяких технічних заключеннях на виробництво панелей з ПКД допускаються товщини дощок від 4 до 80 мм. Зовнішні шари дощок можуть мати односпрямоване розташування, див. рис. 1.3 а). Конструкція панелі з ПКД допускає застосування в якості одного з шарів дощок листових матеріалів на основі деревини (рис. 1.3 б), таких як брус з клеєного шпону (LVL), орієнтовано-стружкові плити (OSB) та фанера.

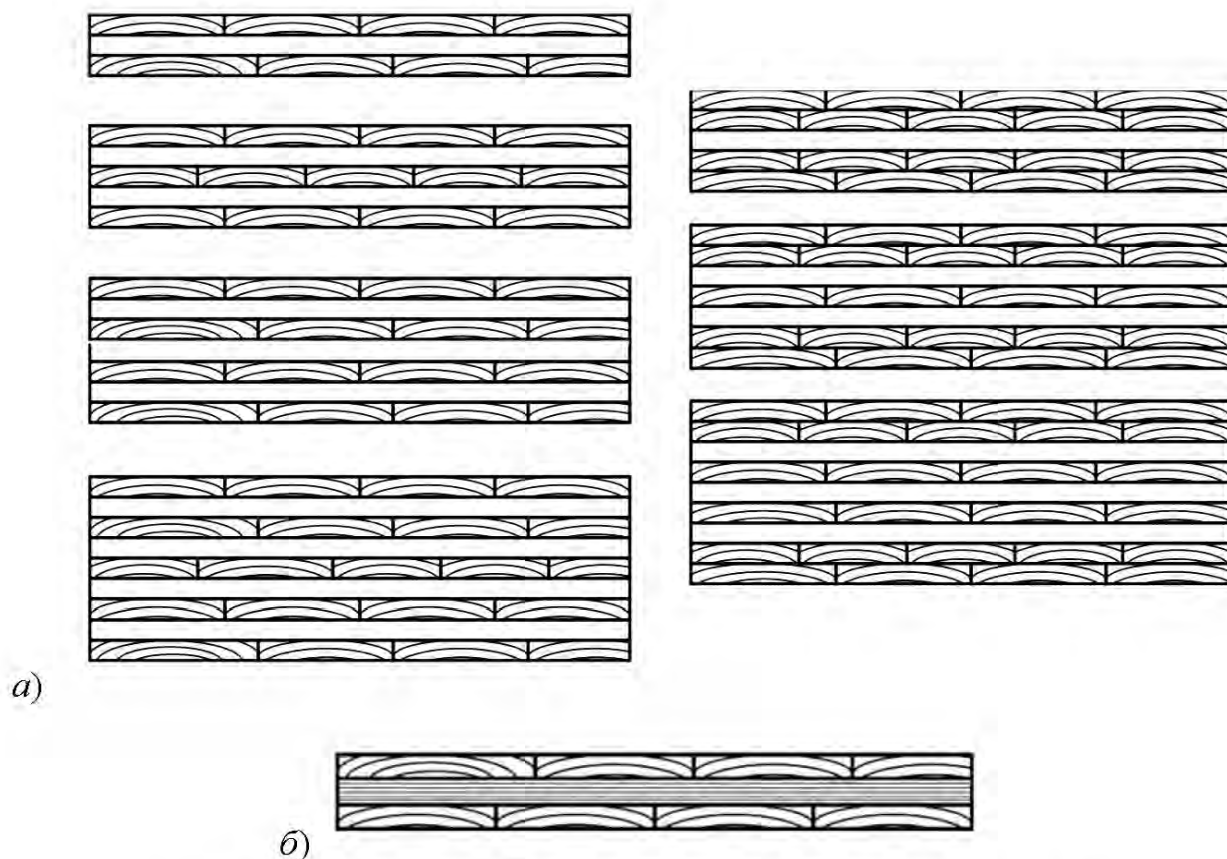


Рис. 1.3 Структура панелей з поперечно-клеєної деревини:

а – поперечний переріз панелей з ПКД з різною кількістю шарів дощок; *б* – панель з шаром бруса із клеєного шпону (LVL).

В англomовній літературі поперечно-клеєну деревину називають «Cross laminated timber» (CLT), в німеччині ПКД отримали назву «Brettspertholz» (BSP), також відома назва X-Lam, оскільки спочатку передбачалося розташування суміжних шарів дощок не тільки ортогонально, але і під різними кутами одна до одної.

Початок розвитку панелей з ПКД починається з 1974 року, де в роботах Е. Cziesielski [29] вперше запропонована конструкція покриття у вигляді багат шарової плити з дощок.

На сьогоднішній день виробництво панелей з ПКД передбачає в якості сировини використовувати деревину таких хвойних порід, як сосна, ялина, кедр, ялиця тощо. За останні 5 років зроблені значні кроки в західноєвропейських

країнах для виробництва панелей з ПКД з деревини листяних порід, через значні запаси листяної деревини в західно-північному регіоні Європи. Додатковою перевагою використання листяних порід деревини є, перш за все, високі показники міцності, завдяки яким можливо істотно знизити товщину поперечного перерізу панелей.

Вітчизняний досвід застосування панелей з ПКД в житловому будівництві практично відсутній. В останніх редакціях нормативних документів пострадянських країн, в першу чергу ДБН В.2.6-161:2017 [21], СП 64.13330:2017 [30] і ТКП 45-5.05-146-2009 [31], немає вказівок щодо проектування та розрахунку конструкцій з використанням панелей з ПКД. Ситуація, що склалася, дещо ускладнює можливість застосування панелей з ПКД при проектуванні житлових, адміністративних і офісних будівель будь-якої поверховості. Таким чином, очевидна необхідність інтеграції основних положень проектування панелей з ПКД за усталеною практикою Європейських країн, з урахуванням особливостей національних традицій проектування, кліматичних особливостей регіону, сировинної бази деревини, традицій конструювання вузлових з'єднань.

Вузлові з'єднання стінових панелей та панелей перекриттів з ПКД найчастіше виконуються з використанням гвинтів різних типів, які значно спрощують та прискорюють монтаж будівель. Оскільки спирання панелей перекриття виконується зверху на стінові панелі, то гвинти та деякі металеві кріпильні елементи у вигляді кутиків лише фіксують панелі у заданому положенні, а безпосередня передача зусиль відбувається прямим контактом. Також гвинти найчастіше використовуються для підсилення ослаблених частин панелей, наприклад стиск чи розтяг поперек волокон. Виходячи з геометрії поперечного перерізу панелей, для кожного виробника ПКД слід розробляти власні рекомендації щодо проектування та розрахунку нагельних з'єднань, що додатково підкреслює специфіку матеріалу через особливості виготовлення, технології пресування а також клеї, які використовуються.

Також активно впроваджується застосування контактних з'єднань аналогічних врубкам, лобовим упорам та шпонковим пластинчатим з'єднанням через сучасні виробничі можливості виготовляти кожну відправочну марку з точністю до 0,1 мм, використовуючи роботизовані лінії обробки панелей з ПКД.

1.2 Використання поперечно-класної деревини

Основна область застосування панелей з ПКД у несучих каркасах будівель - у вигляді стінових панелей, панелей покриття і перекриття. Також панелі з ПКД можуть бути частиною інших дерев'яних конструкцій: наприклад, виконувати роль верхньої плити в ребристих панелях (рис. 1.4 а), ребристих панелях коробчастого типу (рис. 1.4 б) тощо. Можливе застосування панелей з ПКД в композитних дерево-бетонних перекриттях (рис. 1.4 в), у будинках з підвищеними вимогами до пожежної безпеки та коливань.

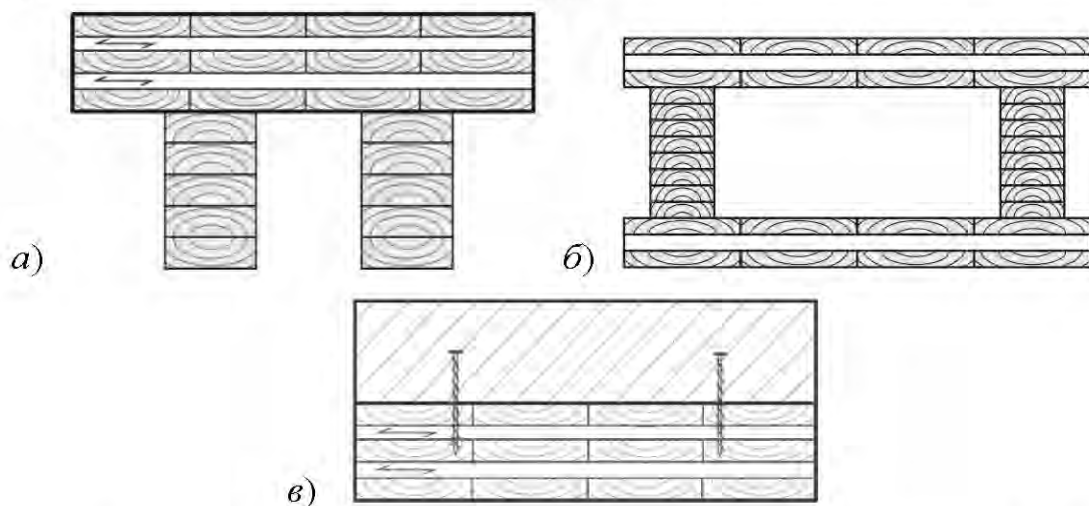


Рис. 1.4 Комбіновані системи з використанням панелей з ПКД

а) ребристі панелі; б) коробчасті панелі; в) дерево-бетонні перекриття.

Обсяг виробництва панелей з ПКД зростає з кожним роком, при цьому розширюється кількість країн, що виробляють, і країн, що використовують панелі з ПКД в будівництві. До числа таких країн належать, перш за все, Швейцарія, Німеччина, Австрія та інші Європейські країни. Серед країн Азії велика кількість панелей з ПКД використовується у будівництві в Японії завдяки надійності

дерев'яних конструкцій в умовах сейсмічних впливів: так як і суцільна деревина, ПКД добре сприймає малоциклові впливи, при яких відсутнє руйнування через втому матеріалу, як це спостерігається в металевих конструкціях. Уже при природному зростанні стовбур дерева сприймає такий тип різнознакових навантажень від вітру. У ДБН В.2.6-161:2017 [21] та EN 1995-1-1 [32] (або Єврокод-5), прийнятий в Україні як ДСТУ EN 1995-1-1:2010 [33], на стадії визначення розрахункового значення міцності деревини передбачені умови дії навантаження «миттєве» – тривалістю менше 1 хвилини. Для оцінки надійності панельних будівель з ПКД у 2006 році були виконані натурні випробування семиповерхового будинку на сейсмічній платформі у спеціалізованій лабораторії в Японії (див. рис. 1.5), висота будинку 23 м, з розмірами у плані 13,5 на 7,5 м.



Рис. 1.5 Натурні випробування панельного будинку з поперечно-клеєної деревини на сейсмічні навантаження

Вага будівлі становила 270 тон, при цьому стінові панелі мали велику товщину на нижніх поверхах, яка зменшувалася на кожному поверсі вгору. Особлива увага при цих випробуваннях приділялась міцності, деформативності та характеру руйнування встановлених на гвинтах з'єднань стінових панелей та

перекрыттів за допомогою металевих кріпильних елементів. Похило встановлені гвинти працюють більш ефективно через зміну характеру роботи більше на висмикування, а не на умовний зріз або зсув, який супроводжується зминанням деревини навколо отвору нагеля з боку контактної поверхні елементів панелі з ПКД.

На рис. 1.6 показана схема застосування панелей з ПКД у якості різних конструктивних елементів будівель з різними схемами спирання на сусідні або нижче розташовані конструктивні елементи.

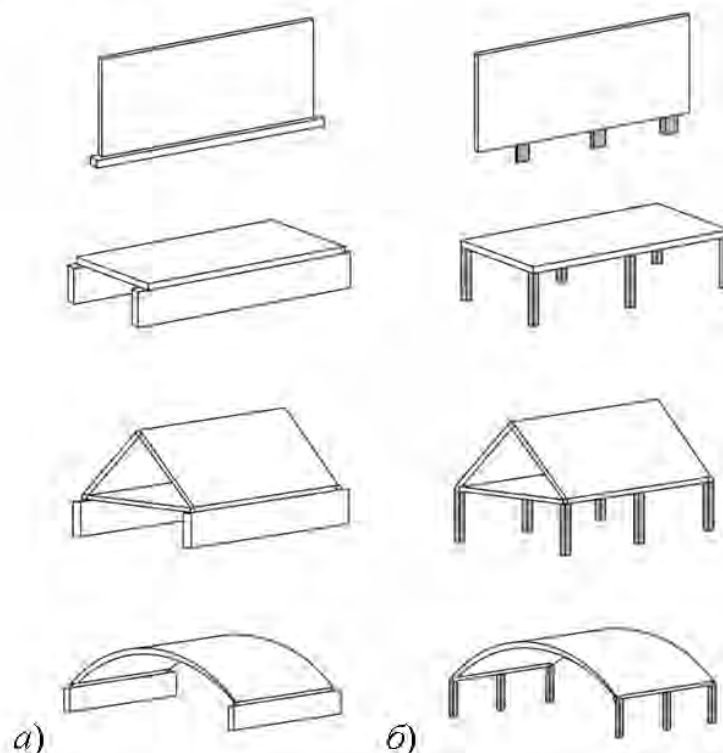


Рис. 1.6 Можливі варіації використання панелей з ПКД

а) конструкції з ПКД спираються на несучі стіни; *б)* конструкції з ПКД спираються на колони.

Поперечна клесна деревина як будівельний матеріал передбачає наявність підрізок на опорах, перфорацій, консольних виступів та зігнутих панелей, які можуть мати локальні гвинтові підсилення для підвищення міцності за заданим видом напруженого стану.

Переваги матеріалів з ортогональним розташуванням дощок у суміжних шарах детально розглянуті в роботах [34-38], де показаний не тільки аналіз міцності, але й структурні переваги, що впливають через урахування ортотропії деревини. Значна перевага панелей з ПКД полягає у великих розмірах цих панелей, завдяки чому збільшується ступінь заводської готовності панелі, компактне транспортування і, як результат, швидкий монтаж, який для одноповерхового сімейного будинку становить 1-2 дні. Також великий розмір панелей забезпечує високу жорсткість каркасу будівлі і дозволяє ефективно використовувати гвинти різних типів для виконання з'єднань панелей з ПКД. Мала вага панелей і простота їх монтажу сприяє активному використанню при реконструкції будівель старого житлового фонду, де слід уникати суттєвого збільшення навантаження на стіни і фундаменти. Тривалий опір пожежі панелей з ПКД, завдяки повільному обугленню верхнього шару дощок без істотного збільшення деформацій і зниження міцності панелі, без пошкодження середніх шарів, показує їх високу вогнестійкість. Лінійне температурне розширення деревини та відповідно панелей з ПКД має дуже мале значення, через що в таких будівлях відсутні температурні шви. Висока теплопровідність панелей з ПКД як несучих конструкцій і високі акустичні властивості дозволяють виконувати будівництво будівель культурно-розважального призначення без оздоблення додатковими матеріалами. Високі показники міцності і жорсткості панелей з ПКД дають можливість застосовувати їх при зведенні дерев'яних пішохідних і навіть автомобільних мостів.

Система поперечних шарів дощок у стінових панелях з ПКД дозволяє виконувати вирізи, що виходять на грань для подальшого монтажу вікон і дверей. Також, перехресна структура дощок робить ефективним застосування ПКД в якості балок, де передбачено виконання технологічних отворів і підрізків балки на опорах. Панелі з ПКД можуть зрощуватися, не порушуючи монолітність структури панелей з ПКД, завдяки зрощуванню панелей на зубчастий стик (рис. 1.7) і збільшувати розміри панелей або виконувати зрощування невеликих

фрагментів, що дозволяє не тільки виконувати жорстке з'єднання панелей, але і знизити кількість відходів при виробництві. Розміри зубчастого з'єднання дещо більші, ніж рекомендовані для клеєної деревини, і перевірені випробуваннями, виконаними в лабораторії університету КІТ (Карлсруе, Німеччина), результати яких опубліковані в роботі [39].

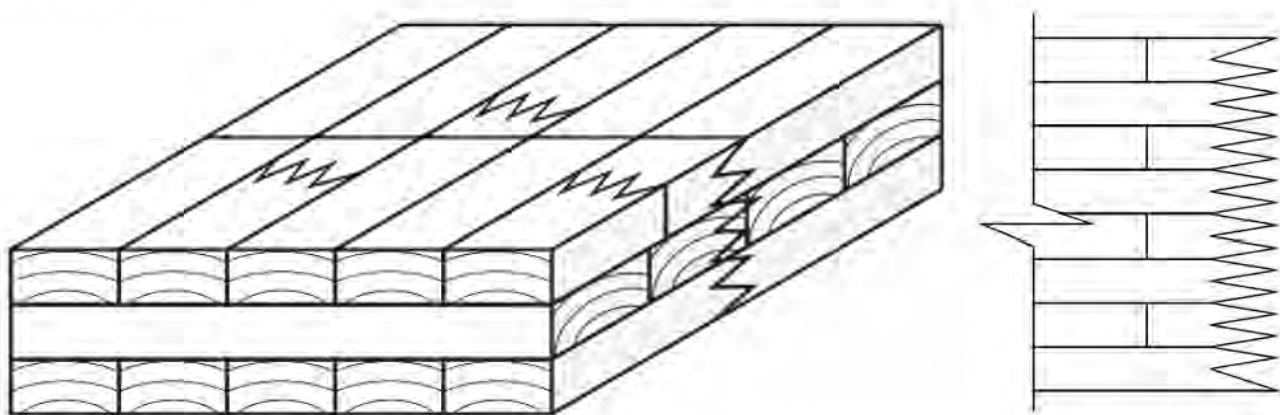


Рис. 1.7 Зубчастий стик зрощування панелей з поперечно-клеєної деревини

Панелі з ПКД завдяки ортогональній структурі дощок мають незначні рівномірні деформації при зволоженні та усушці. Також двомірний ефект несучої здатності призводить до зменшення напружень у дошках, навантажених вздовж волокон, або робочих шарах панелей з ПКД.

Важливо відмітити, що структура та міцність панелей дозволяє виконувати їх спирання не тільки панель-на-панель, але й точкове спирання на стійки і виконувати консольні вильоти. Саме такі особливості панелей з ПКД сприяють реалізації проектів будівель різних об'ємно-просторових рішень та широкому впровадженню їх у житлове будівництво.

До числа основних недоліків панелей з ПКД слід віднести заборону їх застосування у 3 класі експлуатації або в умовах експлуатації на відкритому повітрі, коли відбувається атмосферне зволоження деревини та постійний вплив ультрафіолетового випромінювання, які негативно впливають на довготривалу експлуатацію деревини. Також до недоліків панелей з ПКД слід віднести обмеження параметрів поперечного перерізу дощок внутрішніх шарів панелі

через сколювання при роликовому зсуві або сколюванні, яке було виявлено при випробуваннях панелей на згин. У зв'язку з цим сформульовано низку технічних вимог, які регламентують необхідність виконання поздовжніх пропилих у дошках в залежності від їхньої ширини і товщини, а також до склеювання бокових граней дощок у кожному шарі.

Важливим недоліком для активного застосування панелей з ПКД є те, що у нормативних документах усіх країн, окрім Австрії і Німеччини, відсутні вказівки щодо розрахунку і конструювання з використанням цього матеріалу, включаючи Єврокод-5 або EN 1995-1-1 [32], до якого ці матеріали мають увійти у 2022 році.

1.3 Еволюція зведення панельних будинків з поперечно-клеєної деревини

Основним критерієм ефективності нового деревного матеріалу є його область застосування в будівництві та обсяги виробництва, що визначають попит. За останні 10 років панелі з ПКД отримали значну популярність у проектах багатоповерхових житлових будинків (від 7 поверхів і вище), при цьому обсяги зведення висотних будинків стрімко зростають разом зі збільшенням поверховості (рис. 1.8), і в 2017 році загальний обсяг вироблених панелей з ПКД в Європі сягнув 1 млн. м³, а у 2020 році вже становив 1,344 млн. м³, (рис. 1.9). Згідно з виданням Forest Products Annual Market Review за 2020 рік, світова виробнича потужність ПКД в 2020 році оцінюється в 2,8 мільйона кубічних метрів (м³), з яких 48% припадає на Європу, 43% на Північну Америку, 6% на Океанію та 3% припадає на Азію.

Західноєвропейські країни, такі як Німеччина, Швейцарія та Австрія, не ведуть будівництво будівель понад 5 поверхів. Важливою перевагою панелей з ПКД є їх відносна легкість, що призводить до значного скорочення термінів виконання будівельно-монтажних робіт. Так, наприклад, зведення 17-поверхового будинку в Канаді було виконано всього за 2 місяці. Також легкість панелей з ПКД

і можливість компактного перевезення великих обсягів будівельних конструкцій знижує вартість таких будівель.



Рис. 1.8 Розвиток висотного будівництва із застосуванням поперечно-клеєної деревини

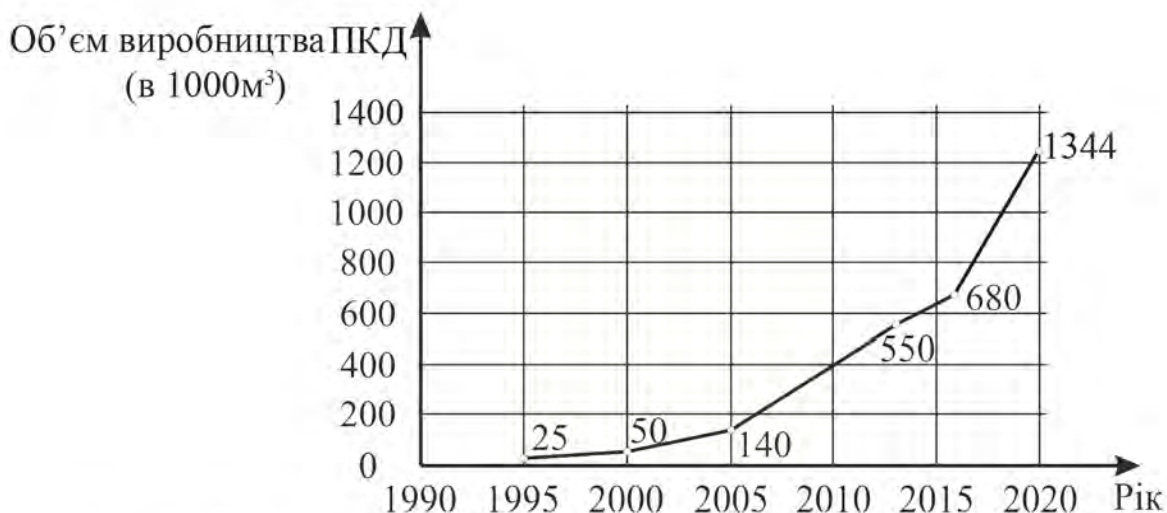


Рис. 1.9 Графік щорічного зростання об'ємів виробництва поперечно-клеєної деревини в Європі.

Вузлові з'єднання панелей постійно змінюються й інтенсивно розробляються нові типи з'єднань, що забезпечують точність, високу швидкість монтажу і зниження вартості будівництва в цілому. Як правило, це гвинтові з'єднання або

спеціальні коннектори, які встановлюються за допомогою гвинтів. Важливим новим напрямком розвитку з'єднань є шпонки з деревини листяних порід у стиках плит покриттів і перекриттів.

Зараз розробляються нові проекти житлових і офісних будівель з поверховістю 20-30 поверхів, що, перш за все, обумовлено попитом на будівництво панельних будівель з ПКД у великих містах через високу щільність населення, особливо в сейсмічно активних регіонах.

1.4 Світовий досвід застосування панелей із поперечно-клеєної деревини при зведенні висотних будівель

Будівництво дерев'яних багатоповерхових будинків обходиться на 5-20% дешевше за аналогічні будинки з застосуванням металу чи залізобетону, в тому числі зі збірних залізобетонних панелей. Це тому що використовуються більш прості інструменти, а самі панелі мають меншу вагу, що впливає на більш економічну конструкцію фундаментів та зменшує витрати при монтажі та транспортуванні. Збірні дерев'яні багатоповерхові будинки рекомендують будувати в сейсмонезбезпечних районах. Вони поведуть себе при сейсмічних навантаженнях набагато краще аналогічних залізобетонних чи навіть будинків з металевим каркасом.

В 2008 році в Хакні, північно-східному районі Лондона (рис. 1.10), зведено дев'ятиповерховий будинок, який отримав назву – Stadthaus. Проект будинку розроблений британським архітектурним бюро Waugh Thistleton. У будинку не тільки несучі стіни і перекриття, але й ядра жорсткості – ліфтові та сходишкові шахти – виготовлені з панелей із ПКД. В тому ж 2008 році в Мельбурні, Австралія завершено будівництво десятиповерхового будинку з назвою Forte Building (рис. 1.11).



Рис. 1.10 Stadthaus - дев'ятиповерховий будинок в Лондоні



Рис. 1.11 10-поверховий будинок Forte Building в Мельбурні

У тому ж 2008 році в районі Пренцлауер-Берг в Берліні було зведено семиповерховий дерев'яний будинок «Е3» (рис. 1.12).

Зведення будинку «Е3» зайняло лише 10 тижнів. В середньому будівництво кожного поверху займало менше 10 днів.

«При будівництві „Е3“ було витрачено на 30 % менше енергії, ніж при зведенні аналогічних будинків з традиційними бетонними та металевими конструкціями», - відзначив архітектор Том Каден.



Рис. 1.12 Семиповерховий будинок «Е3» в Берліні

На початку 2014 року в районі Гельсінкі Ахтісаарі (Jätkäsaari) розпочато будівництво кварталу дерев'яних багатоповерхових будинків світового класу Wood City (рис. 1.13).



Рис. 1.13 Дерев'яні багатоповерхові будинки в Гельсінкі

В 2015 році побудовані перші житлові будинки та паркувальний комплекс, а в 2016 році - офісні будівлі і готелі.

Квартал став наймасштабнішим кварталом дерев'яних багатоповерхівок у Фінляндії. Дерев'яне будівництво недешеве, але, в той же час, високо екологічне. Крім цього, при будівництві нових будівель особливу увагу було приділено підвищенню їх енергоефективності.

Архітектор проекту Арне Ульссон каже: «Серйозним завданням виявилася боротьба з різними застарілими міфами, які люди приймають за "правду про дерев'яні будинки". Довелося пояснювати людям, що пожежні вимоги до будинків однакові як для будинку з деревини, так і з бетону. В будинках з деревини необхідної межі пожежостійкості легше досягти — при проектуванні даний параметр враховується при спеціальному розрахунку».

Звичайно, певні металеві деталі при будівництві будинку використовувалися. Однак маса такої несучої конструкції з деревини в три рази менша, ніж аналогічна, виконана із сталі або залізобетону, що суттєво впливає на розміри і конструкцію фундаментів, а також на будівельно-монтажні роботи.

Серед переваг дерев'яного домобудування фахівці також відзначають, що воно передбачає високий відсоток заводського виготовлення, а це дозволяє замістити витрати на оплату праці робітників на будівельних майданчиках. До того ж, зведення дерев'яних будинків займає набагато менше часу, ніж будівництво залізобетонних будівель, а це дозволяє також значно зменшити витрати.

Канадський архітектор Майкл Грін розробив проект дерев'яного 30-поверхового будинку під назвою Tall Wood, в якому врахував всі недоліки попередніх дерев'яних висоток. Tall Wood - частина групи дерев'яних хмарочосів, які архітектор планує побудувати по всьому світу, починаючи з Норвегії та Австрії і закінчуючи Австралією. Основну конструкцію хмарочоса збираються робити зі звичайної класної деревини. Пан Грін вважає, що 30 поверхів - не межа: можна будувати і більш високі будівлі. В одному зі своїх інтерв'ю архітектор

відзначив, що побудувати висотні будинки з дерева зовсім не складно - значно складніше змінити ставлення людей до подібних будинків.

Також запропоновано проект шведських архітекторів з компанії CF Moller Architects. Вони пропонують до 2023 року побудувати в Стокгольмі хмарочос з дерева в 34 поверхи. Причому за розрахунками архітектурної компанії, будівництво хмарочоса має бути дешевшим, ніж будівля аналогічної висоти, побудована з бетону чи сталі.

Як показує європейська практика, сьогодні дерев'яне будівництво навіть висотних будинків - реальність. Тепер навіть житло, яке відповідає найбільш високим стандартам, можна побудувати з дерева. Найбільша перевага дерев'яних будинків у тому, що вони є здоровим житлом. І це поступово ставатиме нормою в багатьох країнах як Європи, так і всього світу.

Розвитку дерев'яного житлового будівництва в Україні дуже заважає застаріле законодавство та будівельна нормативна база. Обмеження по висотності дерев'яних будинків існують і в Європі: у Фінляндії, наприклад, дерев'яні будинки не можна будувати вище трьох поверхів, в Австрії - вище п'яти, у Канаді - вище шести поверхів.

Слід відмітити слова професора Сибірського державного технологічного університету (м. Красноярськ) Володимира Єрмоліна, який вважає, що за показником споживання продукції з деревини на душу населення можна судити про рівень цивілізованості країни. В Україні цей показник в три-чотири рази нижче, ніж у країнах Центральної Європи та Північної Америки. Там споживається 0,2 м³ деревини на одну людину на рік, а в багатій лісом Україні - всього 0,05 м³.

Таким чином впровадження в Україні будівництва висотних будівель з застосуванням ПКД є актуальною і важливою задачею.

Висновки за розділом 1

1. Досвід застосування панелей з ПКД при будівництві житлових і громадських будівель в усьому світі показує нові можливості використання деревини для будівництва багатоповерхових будинків висотністю більше 20-ти поверхів.

2. З урахуванням сучасних тенденцій у житловому будівництві, включно з екологічністю, можливістю утилізації та енергоефективністю, панелі з ПКД необхідно впроваджувати у будівництво будинків на території України з урахуванням національних особливостей проектування дерев'яних конструкцій.

3. Використання комбінованої поперечно-клеєної деревини, в якій дошки вищих класів міцності розміщуються у зовнішніх шарах панелі, а середні шари виготовляються з менш якісної деревини, аналогічно поперечному перерізу клеєної деревини комбінованих класів міцності, є очевидним наступним кроком розвитку виробництва ПКД.

РОЗДІЛ 2

ТЕХНОЛОГІЯ ВИГОТОВЛЕННЯ ТА МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНО-КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ

2.1 Технологія виготовлення панелей з поперечно-клеєної деревини

Панелі з ПКД, як і фанеру, прийнято виготовляти з непарної кількості шарів дощок, найчастіше з трьох, п'яти і семи шарів, дуже рідко з дев'яти та навіть одинадцяти шарів. Скріплення дощок в єдиний матеріал виконується шляхом склеювання по пласті та по гранях дощок, розташованих в одному шарі. По довжині дошки зрощуються на зубчастий стик і розташовуються в масиві панелі з заданим мінімальним кроком між дошками одного шару, як показано на рис. 2.1. Розмір зубчастого стику дощок виконується відповідно до вимог стандарту EN14080:2013 [40]. Формування панелі до пресування можливе як повним набором заданої кількості шарів дощок, так і набором вже одношарових панелей, де дошки склеєні між собою по грані. Перед набором в пакет і склеюванням дошки проходять цілий ряд технологічних операцій, які виконуються і при виробництві клеєної деревини. Перш за все це сушка дощок, їх сортування за класами міцності, видалення недопустимих вад деревини, зрощування на зубчастий стик дощок по довжині, торцювання, острожка дощок до і після зрощування. При цьому контроль одержуваної проміжної продукції виконується на кожній стадії.

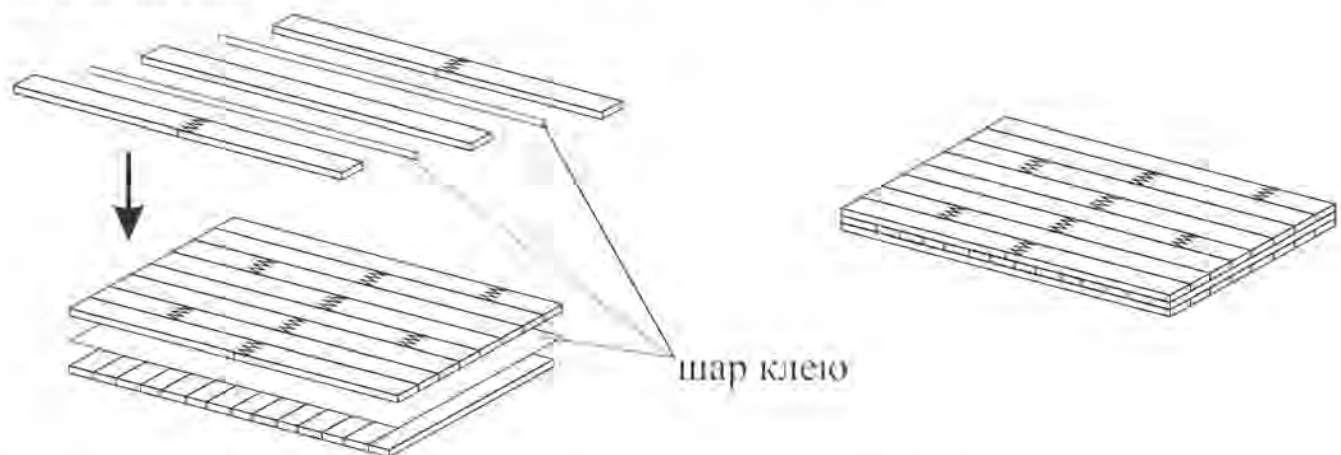


Рис. 2.1 – Схема розкладки дощок, з'єднаних на зубчастий, шип при виробництві панелей з поперечно-клеєної деревини

Найбільш прийнято застосовувати для виробництва ПКД наступні товщини дощок - 20, 30, 40 мм. Однак слід зазначити, що це обмеження суто технологічне і при виробництві ПКД можна застосовувати дошки товщиною від 4 до 80 мм. Оптимізація співвідношення товщини шарів виконується відповідно до призначення панелі в конструкції будівлі: стінова панель, панель покриття або перекриття. Немає обмежень щодо товщин суміжних шарів дощок, але існують вимоги про співвідношення товщини до ширини дощок середніх шарів через роликкове сколювання. Мінімальна ширина повинна становити $w_B \geq 4 \cdot t_B$. У випадку, коли це співвідношення порушено, слід виконувати компенсаційні поздовжні пропили (рис. 2.6 б) з кроком не рідше ніж $4 \cdot t_B$. Ширина пропилу не повинна перевищувати 4 мм, а глибина пропилу не повинна перевищувати 90% товщини дошки. Ширина дощок для виробництва ПКД може прийматися від 40 до 300 мм.

Вологість дощок при склеюванні панелей з ПКД, як і дощок при виготовленні клеєної деревини, повинна бути не більше за $u=12\pm 2\%$, хоча іноді допускається трохи ширший діапазон вологості $u=(8-12\%)\pm 2\%$, що залежить в першу чергу від типу клею, який застосовуються при виробництві.

Якість клеєної деревини і поперечно-клеєної деревини дуже сильно залежить від багатьох технологічних операцій, і в першу чергу від методу пресування для отримання матеріалу з заданими характеристиками міцності і пружними характеристиками. Величина тиску пресування при виробництві ПКД, як правило, знаходиться в межах від 0,8 до 1,5 МПа. Величина тиску напряму залежить від товщини панелі та класу міцності деревини. На сьогоднішній день відомі три види виготовлення ПКД - це гідравлічне пресування, вакуумне пресування і механічне пресування. Суть механічного пресування полягає у встановленні механічних кріпильних елементів (цвяхи, шурупи, самонарізаючі гвинти, гвинти). Схеми гідравлічного і вакуумного пресування показані на рис. 2.2, більш детально за них написано в [41].

Гідравлічне пресування ПКД забезпечує рівномірне навантаження поверхні покладених дощок за допомогою системи гідравлічних домкратів. При даному виді виробництва ПКД також використовується горизонтальна підпресовка, яка перешкоджає збільшенню щілин між дошками через ефект горизонтального зміщення при вертикальному пресуванні, що неможливо при вакуумному пресуванні. Ще однією перевагою гідравлічного методу є можливість вирівнювання нерівностей та нівелювання різниці товщин дощок. Крім того, гідравлічна установка дозволяє застосовувати конвесрний метод виробництва, наведений на рис. 2.3, завдяки спрощеній системі завантаження та розвантаження панелей у пресі [42].

Залежно від обсягу виробництва і розмірів панелей виконується розподіл пресового гідравлічного обладнання. Швидкість виробництва панелей залежить від ступеня автоматизації виробництва, виду клею і температурного режиму пресування. Цикл пресування однієї панелі може займати близько 40 хвилин. Обсяги виробництва панелей з використанням гідравлічних пресів - 25 000 м³ на рік і навіть більше. Також розподіл гідравлічних пресів виконується залежно від наявності горизонтального підпресовування, склеювання граней дощок, необхідності влаштування отворів для вікон, дверей та інших технологічних отворів.

Вакуумне пресове обладнання дозволяє виконувати склеювання ПКД при рівні тиску 0,05-0,1 МПа, при цьому необхідно жорстке дотримання чітких правил щодо допуску товщин дощок і якості їхнього стругання. Процес пресування напівмеханічний через ручний виклад шарів дощок і установки синтетичного покриття. Обсяги виробництва панелей з використанням вакуумних пресів 2000-5000 м³ на рік і може бути дещо більшим.

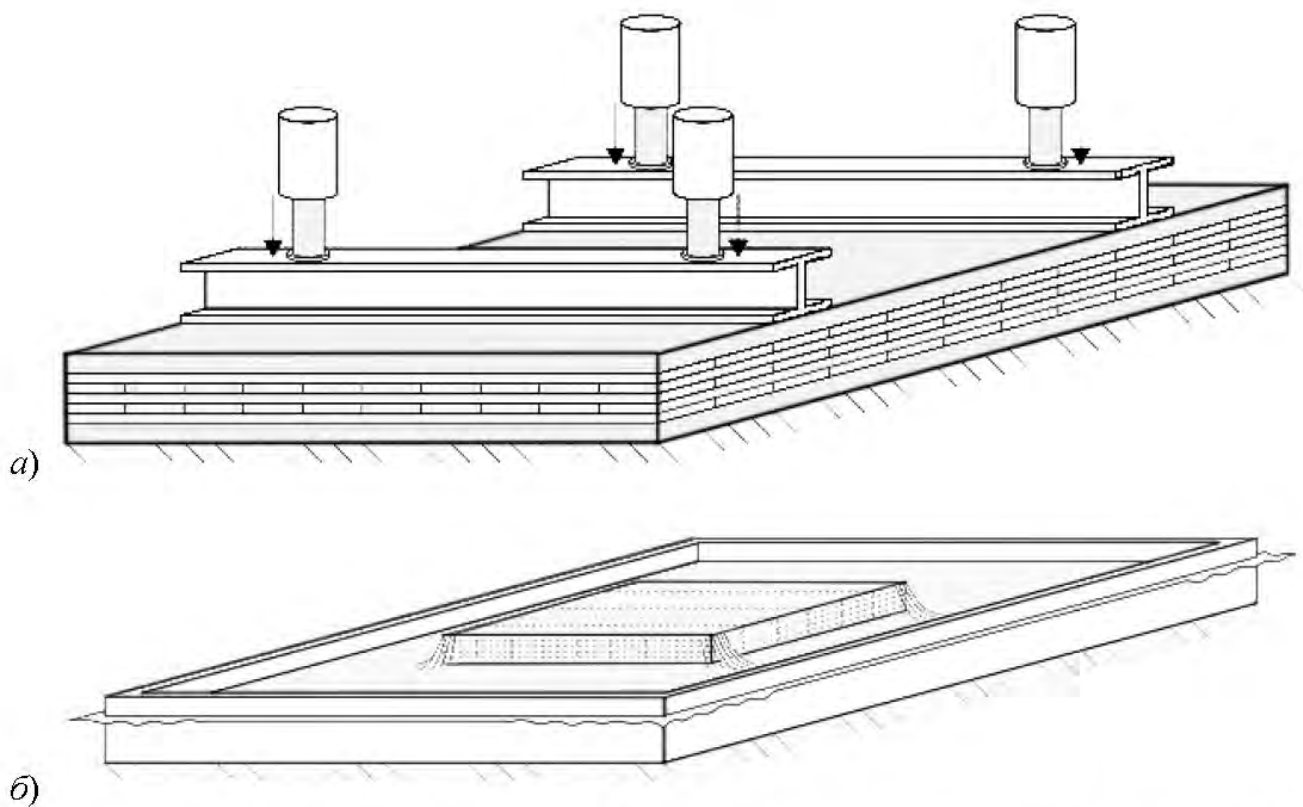


Рис. 2.2 Методи пресування панелей з поперечно-клеєної деревини: а) гідравлічне
б) вакуумне

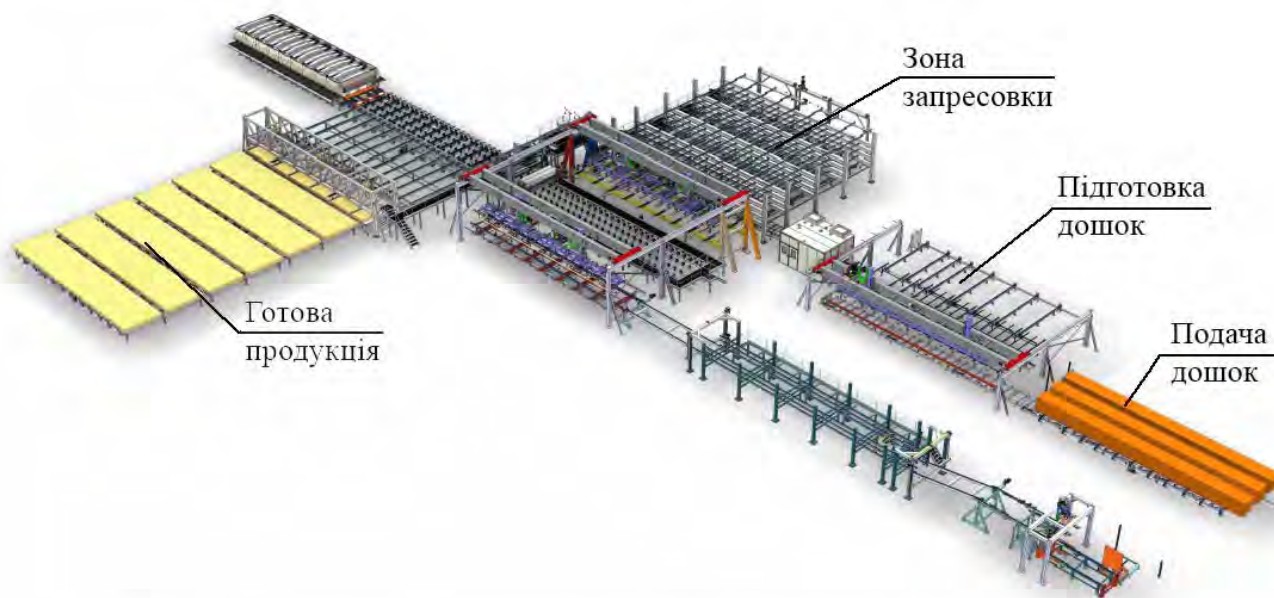


Рис. 2.3 Технологічна схема виробництва панелей з поперечно-клеєної
деревини

Альтернативним видом виготовлення ПКД є механічне пресування, при якому забезпечується тиск 0,01-0,2 МПа, що наближено можна порівняти з тиском, який утворюється при вакуумному способі виробництва. Перевагою даного методу пресування є його дешевизна і доступність. Товщини дощок при механічному пресуванні не повинні перевищувати 50 мм.

При виробництві ПКД можуть використовуватись однокомпонентні поліуретанові клеї (1K-PUR) згідно з європейського стандарту EN15425 (Adhesives – One component polyurethane adhesives for load bearing timber structures – Classification and performance requirements) [43] або амінопласти згідно з EN301 (Adhesives, phenolic and aminoplastic, for load-bearing timber structures – Classification and performance requirements) [44], серед них клеї типу 1, до яких відносяться меламін-формальдегідні клеї і меламіно-карбомідні формальдегідні клеї. Вибір клею значною мірою залежить від ряду факторів, серед яких вологість дощок, час пресування, тиск пресування, а отже технологія виготовлення тощо. У порівнянні з виробництвом клеєної деревини, при виробництві ПКД досягається зниження витрати клею завдяки суттєвому зменшенню витікань на бічні грані, що спостерігається при виробництві клеєної деревини. Нанесення клею, як правило, виконується механічно і без контакту, з безперервною подачею клею на шар дощок, встановлених в пресовому лотку.

Виробництво одношарових дошкових щитів як проміжний етап при отриманні панелі з ПКД ділиться на 3 методи: а) одношаровий дошковий щит з бічним склеюванням дощок; б) одношарові панелі згідно з EN13986 [45]; в) панелі, одержані шляхом осьового зрощування клеєної деревини.

При склеюванні одношарових дошкових щитів дошки повинні бути відсортовані за класом міцності згідно з EN14081-1 Timber structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section - Part 1: General requirements [46] або DIN 4074-1 Strength grading of wood – Part 1: Coniferous sawn timber [46]. В одному шарі дощок допускається відхилення по міцності тільки для 10% дощок, при цьому їхній клас міцності згідно з EN338 Structural timber – Strength

classes [47] повинен бути вищим, ніж основна кількість дощок, з показником міцності не вищим, ніж на 35%. Острогані по 4 сторонах дошки з зубчастим зрощенням по довжині або без нього повинні чітко відповідати заданим геометричним параметрам поперечного перерізу. Вимоги до якості бічної склейки дощок вказані у EN16351 і контролюються шляхом сколювання склеєних блоків. Необхідно виконувати тестування як мінімум одного дощкового щита і отримувати результати сколювання як мінімум по двох швах згідно з EN392 Glued laminated timber – Shear test of glue lines [48] за одну робочу зміну чи на партію. Мінімальне значення міцності на зсув при випробуваннях регламентуються по типу руйнування по деревині або по її волокнах біля лінії клейового шва і наведені в табл. 2.1. Для збільшення міцності шару дощок при роликовому зсуві необхідно, щоб ширина дощок b задовольняла вимоги $b \geq 4 \cdot t$, де t - товщина дошки. Якщо дана вимога не виконується, то необхідне виконання поздовжніх компенсаційних пропилів, які будуть перешкоджати росту тріщин при зволоженні й усушці дощок ПКД.

Таблиця 2.1

Вимоги до міцності бокового клейового з'єднання на сколювання [49, 50]

	Середнє значення			Одиничне значення		
Сколювання по деревині f_v , МПа	6	8	≥ 11	4-6	6	≥ 10
Сколювання по волокнах деревини біля клейового шва, %	≥ 90	≥ 72	≥ 45	100	≥ 74	≥ 20

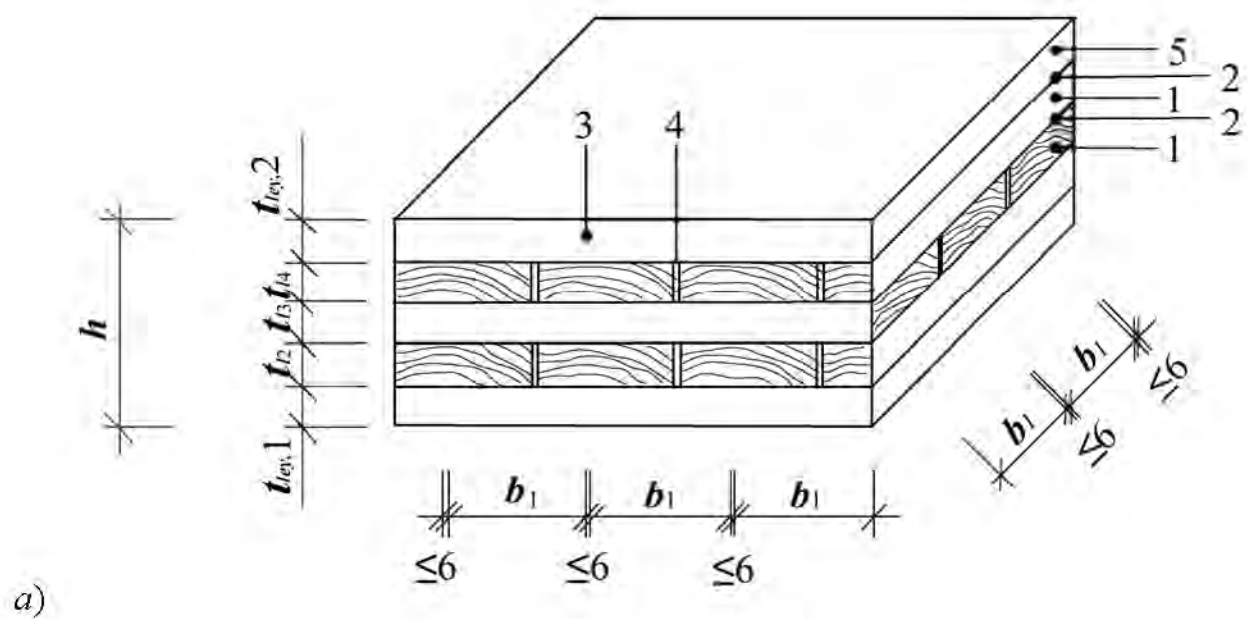
Одношарові панелі, вироблені згідно з вимогами стандарту EN13986 [45], повинні відповідати ряду механічних показників, як для класів міцності, але випробувані, як пластини-смуги. Придатність таких панелей для виробництва ПКД має визначатися результатами внутрішнього і зовнішнього контролю якості. Також такий тип панелей відповідає заданим вимогам якості бічної склейки дощок на зсув і прив'язаний до класу експлуатації дерев'яних конструкцій.

Третій метод виробництва одношарових елементів ПКД виходить при розпилюванні клеєної деревини стрічковими пилками. При цьому клеєна деревина повинна бути однорідною, де всі дошки відносяться до одного класу міцності.

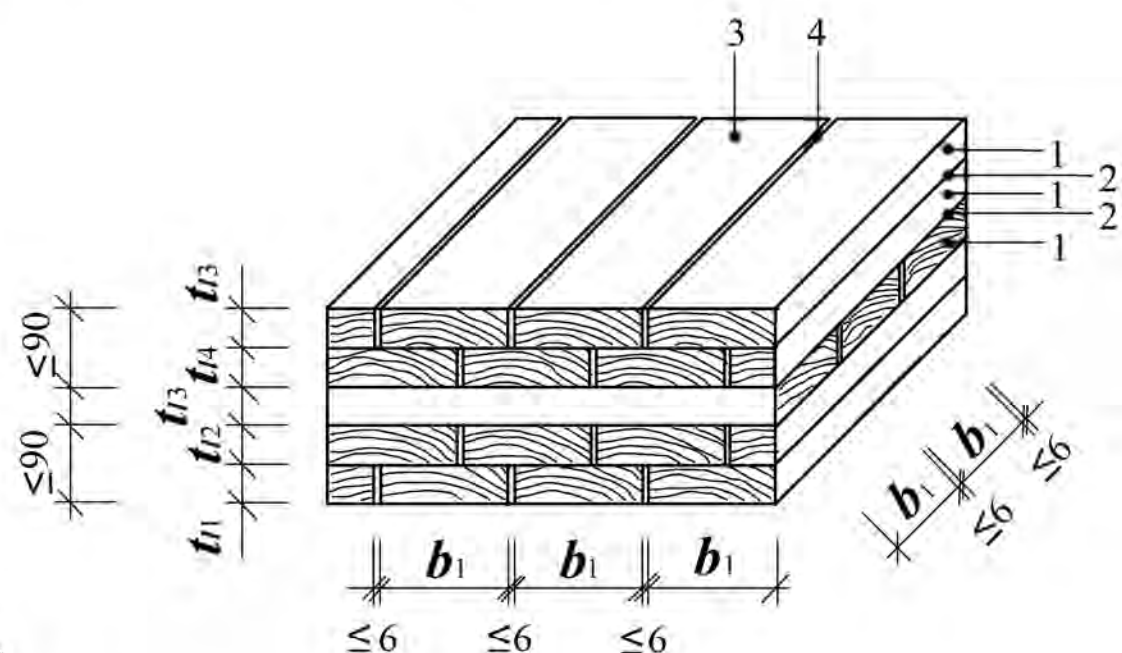
Після склеювання одношарові щити вимагають виконання такої додаткової технологічної операції, як острожка щита по пласті, чого немає необхідності робити при пресуванні повного пакету дощок панелі з ПКД. Для забезпечення рівномірного розподілу навантаження пресування одношарових щитів, зміна товщини дощок щодо середньої товщини не повинна перевищувати $\pm 0,15$ мм.

2.2 Особливості геометрії поперечних перерізів панелей з поперечно-клеєної деревини

Товщина та ширина дощок, з яких виготовляється ПКД, як і їх пошарове розташування, суттєво впливають на величини міцності та жорсткості готових панелей. Важливим фактором при виробництві ПКД є технологічні особливості виробництва, а саме наявність щілин між дошками у кожному шарі та необхідність влаштування компенсаційних пропилів. Оскільки максимально допустимі зазори між дошками не повинні перевищувати 6 мм, і дуже часто не перевищують навіть 3 мм, то вплив їх на механічні властивості ПКД зменшується. Товщини дощок можна закладати у відповідності до специфіки роботи панелі з ПКД в конструкції. Раціональним є збільшення зовнішніх шарів дощок для панелей перекриттів і покриттів, оскільки при згині в них виникають максимальні напруження. Часто виготовляються панелі з двома шарами дощок зовнішніх шарів, спрямованих в одному напрямку, з незначним зміщенням дощок в них, але сумарна товщина таких шарів не повинна перевищувати товщину 90 мм згідно з EN16351 [50], див. рис. 2.4 б). Два ряди дощок у зовнішніх шарах стінових панелей також позитивно впливають на їхню роботу, оскільки частіше всього стінові панелі працюють на стиск зі згином, при якому максимальні напруження спостерігаються також в крайніх шарах панелі.



a)



б)

Рис. 2.4 Схема склеювання дощок при виробництві панелей з поперечно-класної деревини: а) класична схема розташування дощок у панелі; б) панелі з двома рядами зовнішніх дощок

Від товщин зовнішніх дощок залежить і пожежостійкість панелей з ПКД. Можливість виконання подвійних односпрямованих зовнішніх шарів дощок та

відсутність щілин між ними дозволяє значно підвищувати пожежостійкість панелей з ПКД.

Для випробувальних зразків на згин прийнято використовувати 5-ти шарові панелі з шириною дощок 150 мм і товщиною 30 мм, рис. 2.5.

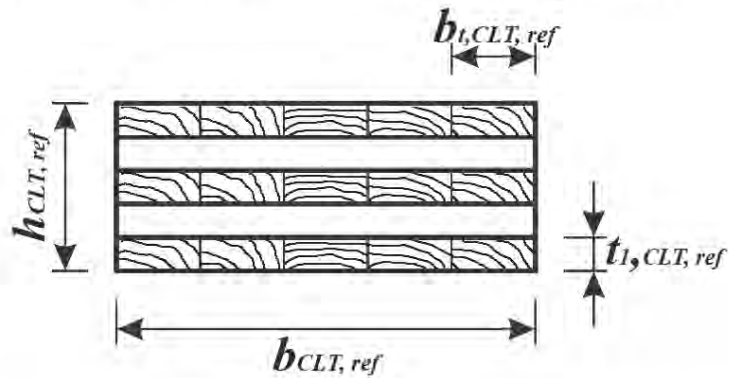


Рис. 2.5 Параметри панелей з поперечно-клеєної деревини при випробуванні на згин

Зведення до мінімуму щілин між дошками при виготовленні панелей з ПКД реалізується шляхом виконання горизонтальної підпресовки, оскільки під час притискання шарів під дією вертикального навантаження спостерігається певне зміщення дощок через ковзання по клейовому шару, який поступово витікає до бокових граней панелі. На рис 2.6 показано поперечний переріз панелі з ПКД з компенсаційними пропилами та щілинами між дошками.

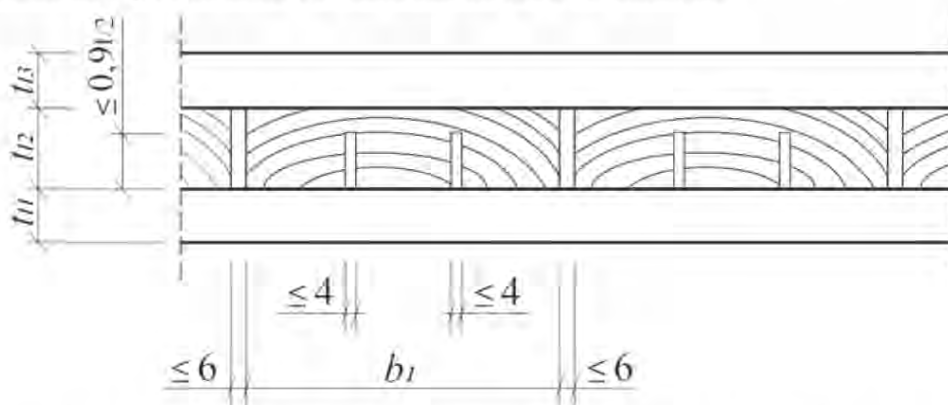


Рис. 2.6 Розташування компенсаційних пропилів та щілин між дошками в поперечному перерізі панелі з поперечно-клеєної деревини

Вимоги щодо допустимих величин діагоналей кутів поперечних перерізів дощок при виготовленні ПКД регламентуються залежно від площі поперечного

перерізу дошки (рис. 2.7) і повинні обов'язково враховуватись при відборі матеріалу. Максимальна величина діагоналі канту дощок має становити $a_{w,max}=A^{0,5}/5$.

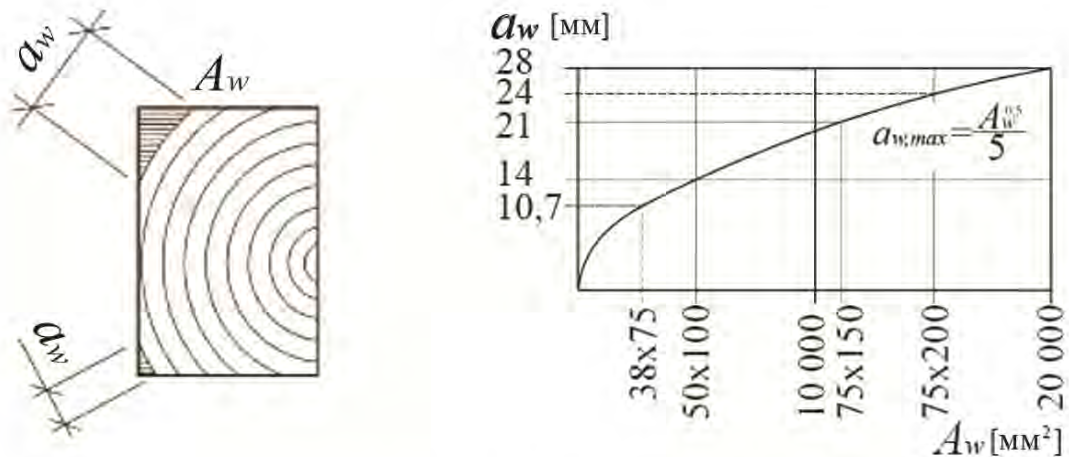


Рис. 2.7 Максимальна величина діагоналі канту дощок для виготовлення поперечно-клеєної деревини

З ПКД, як і з інших матеріалів на основі деревини, виготовляють різні модифікації панелей. Наприклад, панелі, в яких замість клейового з'єднання використовується механічне на дерев'яних циліндричних нагелях або гвинтах. Також відомі конструктивні рішення панелей з ПКД, коли дошки одного шару склеюються на значній відстані одна від одної (рис. 2.8 б). Для плит з ПКД, в яких між дошками кожного шару залишаються досить великі відстані, в пустоти вставляються смуги утеплювача - такі плити стали відомими як система Lignotrend.

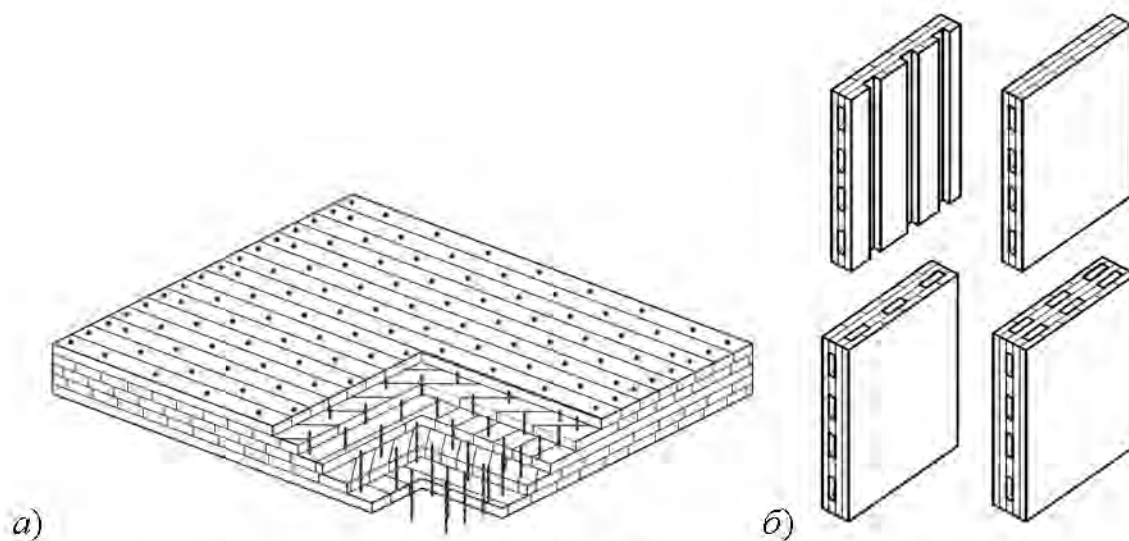


Рис. 2.8 Модифікації панелей з поперечно-клеєної деревини

а) панелі з механічним кріпленням дощок; б) панелі системи Lignotrend

Сама ідея виготовлення масивної дерев'яної панелі набула багато варіантів: на сьогодні існує багато різних видів масивних панелей, в яких зустрічається не тільки комбінація цільної деревини з деревними матеріалами (ОСП, фанера, ДСП), а й різні види з'єднань дощок як з використанням клею, так і за допомогою механічних з'єднань у вигляді дерев'яних нагелів та металевих гвинтів. Пошук нових видів масивних панелей з деревини відбувається і зараз, про що свідчить багато нових різновидів панелей (рис. 2.9).

2.3 Дослідження механічних властивостей поперечно-клеєної деревини

Дослідження поперечно-клеєної деревини мають цілу низку особливостей, які будуть суттєво впливати на одержані механічні величини за результатами експериментальних досліджень. Так, дуже важливими факторами є: спосіб закріплення зразка, розмір зразка, схема завантаження або точки прикладання навантаження, швидкість прикладання навантаження, розміщення вимірювальної апаратури, мінімальна кількість зразків та методи статистичної обробки отриманих даних для визначення характеристичних значень величин міцності та жорсткості. Як правило, більшість випробувань є натурними зі значними

розмірами зразків, що є досить витратним процесом, але вони демонструють дійсну роботу конструктивного елементу та найбільш точно відображають його механічні властивості через суттєвий вплив на результати випробувань масштабного фактору, тобто міцність маленьких зразків буде суттєво перевищувати міцність великих.

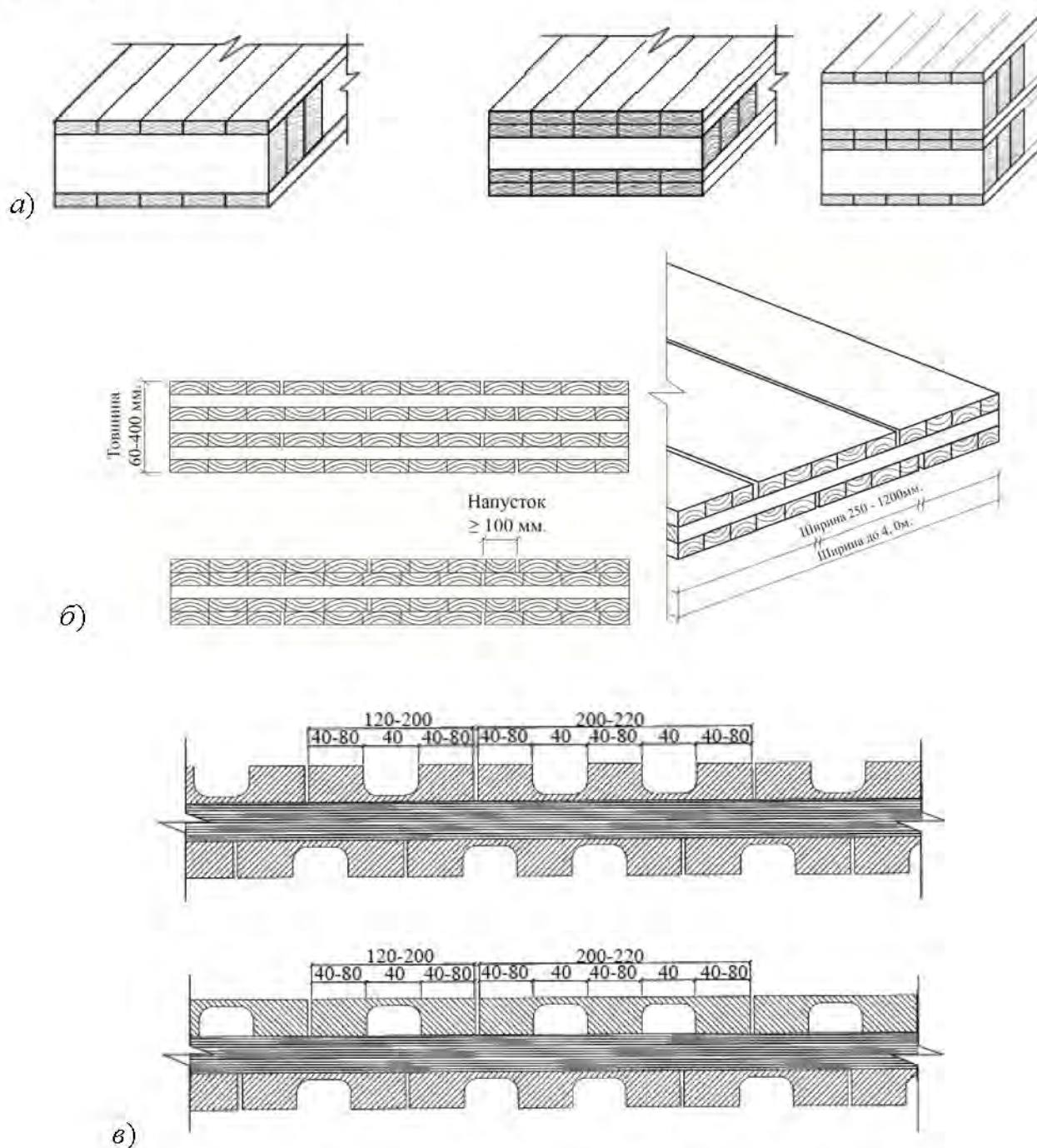


Рис. 2.9 Різновиди масивних панелей з деревини

а) ETA-12/0079 [45]; б) ETA-08/0242 [45]; в) Z-9.1-501 [45]

Оскільки найбільшого розповсюдження ПКД набули в Австрії, Німеччині, Великобританії, США та Канаді, то і найбільша кількість нормативних документів щодо методів випробувань розроблена саме в цих країнах. Основним базовим документом з вказівками щодо вимог з виробництва, випробування та контролю якості панелей з ПКД є європейський стандарт EN16351 [50]. Країни східної Європи, в тому числі Україна, на сьогодні не мають жодних рекомендацій відносно випробувань та проектування будівель з ПКД. Основними європейськими стандартами щодо експериментального визначення механічних властивостей ПКД є: EN 16351 [50], EN 789 [51], EN 14080 [40], EN 408 [52] та EN14358 [53]. Враховуючи впровадження практики проектування за єврокодами і в Україні, всі ці стандарти потребують адаптації та прийняття найближчим часом. Також методи експериментального дослідження панелей з ПКД для визначення їх механічних властивостей передбачені в нормативних документах CUAP (Common Understanding of Assessment Procedure Solid wood slab element to be used as a structural element in buildings) та EAD (Timber structures – Test methods – Determination of mechanical properties of wood based panels).

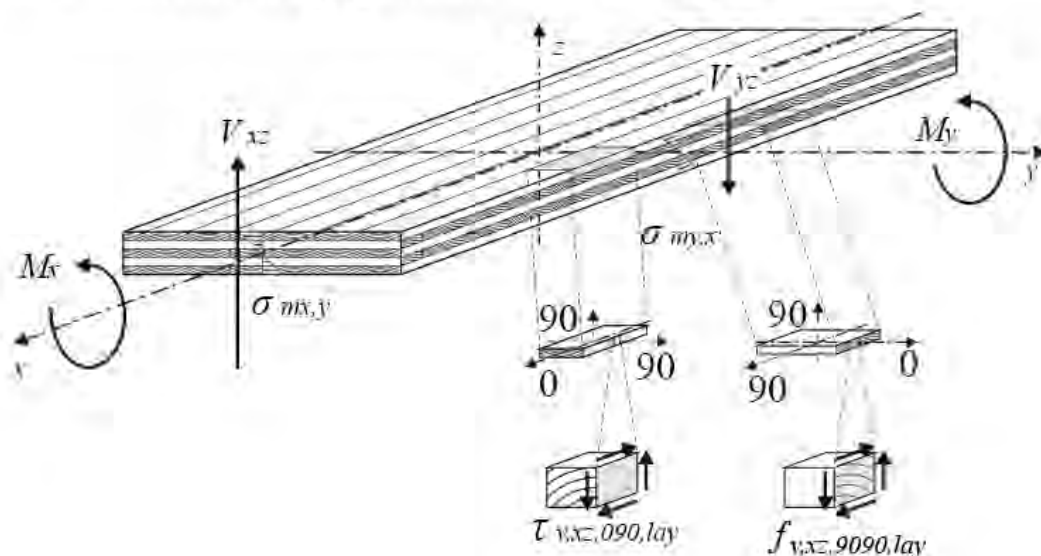


Рис. 2.10 Складові напруженого стану панелей з поперечно-клеєної деревини при навантаженні по пласті або із площини панелі

На рис. 2.10 показано детальне схематичне зображення складових панелі з ПКД та складових напруженого стану при навантаженні із площини панелі, а на рис. 2.11 такі ж складові при навантаженні у площині панелі.

Від дії згинальних моментів M_x та M_y необхідно виконувати перевірку міцності дощок $f_{m_{y,x,0,lay}}$ та відповідно $f_{m_{x,y,0,lay}}$. При дії поперечних сил $V_{z,x}$ та $V_{z,y}$ перевіряється міцність дощок на зсув $f_{v,090}$ (для дощок паралельних осі X) і $f_{v,9090}$ (для дощок, паралельних осі Y). Міцність при стиску поперек волокон панелі $f_{c,90}$ слід перевіряти від діючої сили $F_{c,z}$.

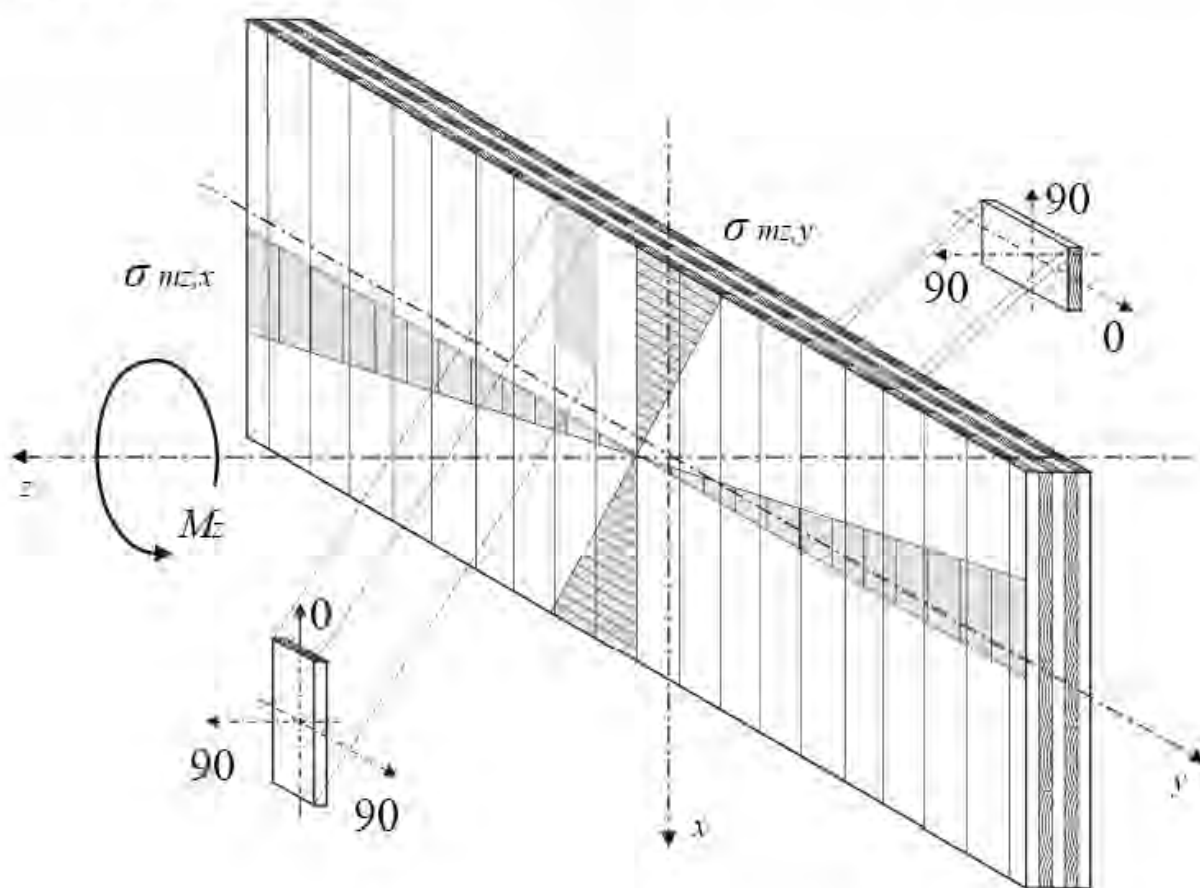


Рис. 2.11 Складові напруженого стану панелей з поперечно-клеєної деревини при навантаженні по грані або у площині панелі

Розміри зразків суттєво впливають на результати експериментального визначення механічних властивостей, тому цей фактор необхідно враховувати при

аналізі експериментальних даних або при виконанні сертифікації продукції згідно з діючими європейськими стандартами. Методи випробувань панелей з ПКД за різних напружених станів базуються на випробуваннях для листових матеріалів на основі деревини, таких як фанера, ОСБ, ДВП, клеєний шпон, при аналізі міцності із площини згідно з стандарту EN 789 [51]. Також використовуються методи випробувань для клеєної деревини EN 408 [52] при визначенні міцності у площині панелі з ПКД, див. табл. 2.2.

Таблиця 2.2

Порівняння розмірів зразків при випробуваннях за різних напружених станів

	L_{span} [М]	B_{specimen} [М]	h [ММ]	$b_{\text{lam}}/t_{\text{lam}}$ [-]	t_{lam} [ММ]	n_{layers} [-]
EN16351:2015	$24 \times h - 30 \times h$	300 або $\geq 2 \times b_{\text{lam}}$	≤ 500	≥ 4	6-45	відповідно до виробництва
EN16351:2018	$24 \times h - 30 \times h$	600 або $\geq 4 \times b_{\text{lam}}$	150	≥ 4	30	5
По Грац EN16351	$21 \times h$	600 або $\geq 4 \times b_{\text{lam}}$	150	≥ 4	30	5
EN408	$15 \times h - 21 \times h$	-	-	-	-	-
EN789	$32 \times h$ + середина прольоту	300	≥ 9	-	-	-
CUAP	$15 \times h - 21 \times h$	-	-	-	-	-
EAD II	5,5	1500	≤ 350	-	-	≥ 3
EAD I_	2,3	800	≤ 350	-	-	≥ 3

Розміри випробувальних зразків панелей з ПКД при згині мають довжину, кратну висоті або товщині панелі h . Залежно від схеми навантаження, а саме чотири або три точки прикладання навантаження на згин, та в залежності від

випробувань у площині чи з площини панелі, їхні розміри відрізняються. Ширина зразків повинна бути не менше 300 мм або бути рівною ширині двох дощок. Стандартна товщина дощок при виконанні різного виду випробування панелей по EN 16351 [49] повинна становити 150 мм. Випробування панелей з ПКД на згин по пласті слід виконувати за схемою, що подібна до схеми випробування балок з клеєної деревини і, у відповідності до вимог EN 16351 [49], зображена на рис. 2.12.

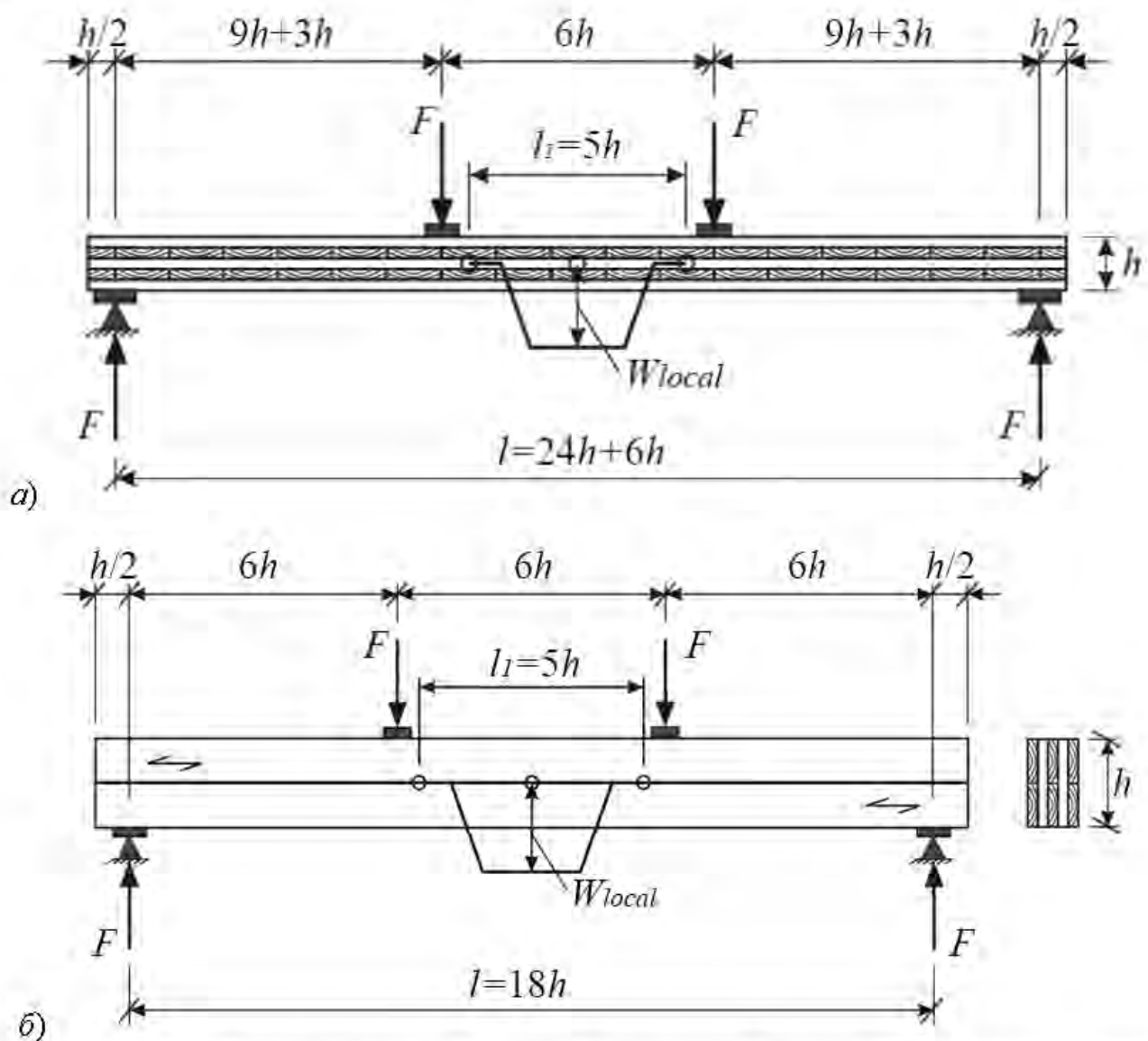


Рис. 2.12 Схеми випробування панелей з поперечно-клеєної деревини при згині при чотирьох зосереджених силах: а) для визначення міцності при згині із площини (по пласті); б) для визначення міцності при згині у площині панелі (по грані)

Величина міцності дощок панелі з ПКД при роликовому зсуві визначається за двома схемами, аналогічними випробуванням на згин, але на зразках вдвічі менших розмірів, див. рис. 2.13. Важливо відзначити, що в вище наведених схемах випробування панелей з ПКД пропонується схема чотирьох точок прикладання навантаження для згину, але зі змінними параметрами довжини панелей.

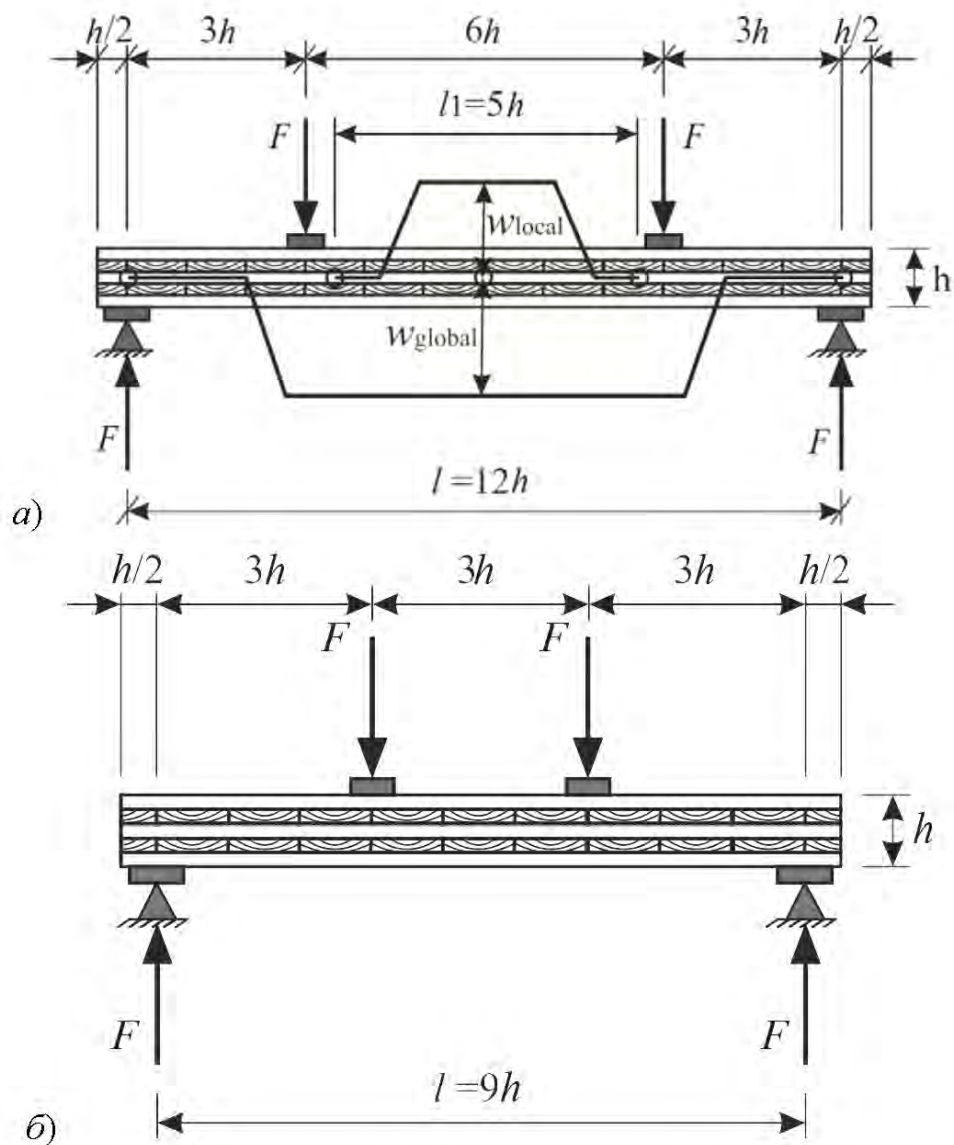


Рис. 2.13 Схеми випробування панелей з поперечно-клеєної деревини для визначення міцності та модуля зсуву при роликовому зсуві: а) для визначення жорсткості та міцності при роликовому зсуві; б) для визначення міцності при роликовому зсуві

Для випробування панелей із ПКД на сколювання згідно з EN 16351 [49] вказується схема випробувань (див. рис. 2.14), яка має певну схожість зі схемою випробування цільної деревини на сколювання. Для панелей з ПКД також визначається сколювання поперек волокон або сколювання внутрішнього поперечного шару дощок, як правило, тришарових панелей, яке називається сколювання поперечного перерізу нетто, див. рис. 2.15. Третім видом випробувань на сколювання панелей з ПКД є випробування на сколювання при крученні, коли два поперечно склеєних зразка з дощок навантажуються крутним моментом.



Рис. 2.14 Схема випробування панелей на сколювання

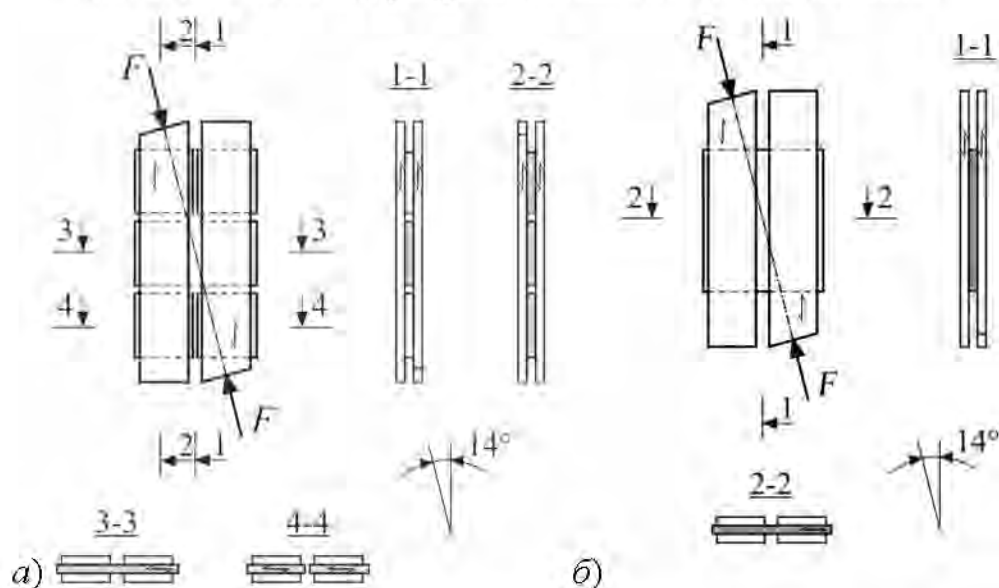


Рис. 2.15 Схема випробування панелей з поперечно-клеєної деревини на сколювання поперечного перерізу нетто (поперечне сколювання)

Також дуже важливим є експериментальне дослідження з'єднання на зубчастий шип частин панелей з ПКД, міцність якого визначається при натурних випробуваннях за схемами, наведеними на рис. 2.15. Оцінка міцності з'єднання виконується у дії навантаження у площині панелі та з площини.

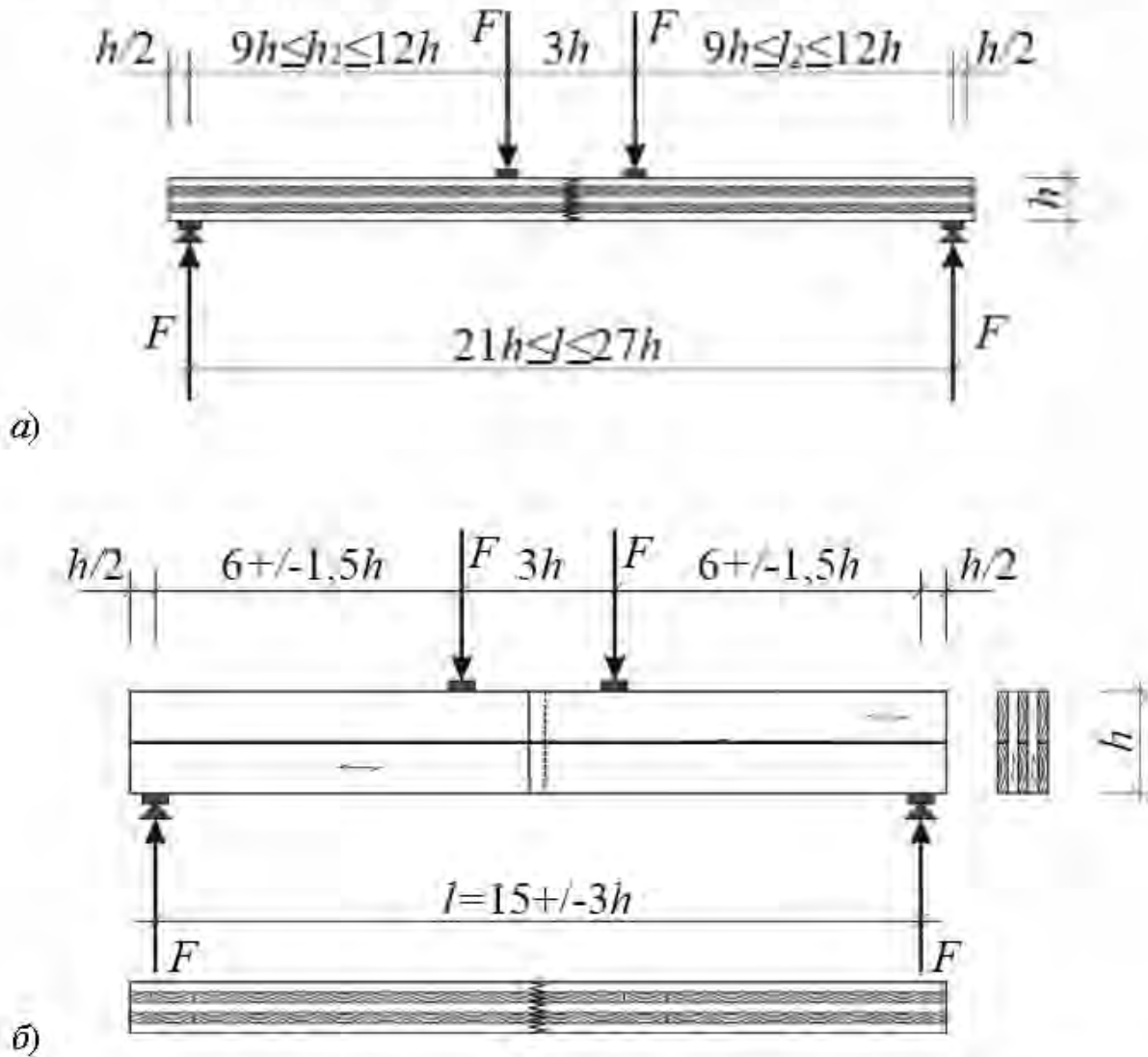


Рис. 2.16 Методи випробування панелей з поперечно-клеєної деревини із з'єднанням на зубчастий шип: а) згин із площини (або по пласті); б) згин у площині (або по грані)

Слід відзначити, що випробування такого типу клейового з'єднання виконується на зразках великих розмірів. Оцінка міцності на зсув не виконується.

2.4 Класи міцності поперечно-класної деревини

Сьогодні найбільше налагоджено виробництво панелей з ПКД з дощок деревини хвойних порід одного або близьких класів міцності цільної деревини, наприклад, С24, С18 і С16 згідно з класифікацією EN 338 [47]. В роботі проф. Шікхоффера [54] запропоновано два класи міцності панелей з ПКД CL24h і CL28h, які мають індекс «h», що вказує на використання тільки одного класу міцності цільної деревини (дощок) або класу міцності при розтягу «Т», що показано в таблиці 2.3 для ПКД як панелі, що працює із площини, і в таблиці 2.4 для ПКД як конструкційного елемента, складеного з дощок класу міцності Т14. Коефіцієнт варіації для двох класів міцності (20-40%) прийнятий досить високим. Виробництво панелей з ПКД комбінованих класів міцності, які передбачають використання двох класів міцності цільної деревини, поки ще не впроваджено.

Таблиця 2.3

Характеристичні значення міцності із площини панелі для класів міцності поперечно-клеєної деревини CL24h та CL28h, МПа [54]

Матеріал класу міцності T14		COV $[f_{t,0,l}]=25\pm5\%$	COV $[f_{t,0,l}]=35\pm5\%$
Властивість	Позначення	CL24h	CL28h
Міцність при згині	$f_{m,CLT,k}$	24	28
Міцність при розтягу поперек волокон	$f_{t,90,CLT,k}$	0,5	
Міцність при стиску поперек волокон	$f_{c,90,CLT,k}$	3	
Міцність при сколюванні або зсуві	$f_{v,CLT,k}$	3,5	
Міцність при роликовому зсуві	$f_{r,CLT,k}$ $f_{r,lay,k}$	1,4 для $w_l/t_l \geq 4$ 0,8 для $w_l/t_l < 4$	
Модуль пружності вздовж волокон	$E_{0,CLT,mean}$ $E_{0,lay,mean}$	11600	
Модуль пружності поперек волокон	$E_{90,CLT,mean}$ $E_{90,lay,mean}$	300	
Модуль пружності при стиску поперек волокон	$E_{c,90,CLT,mean}$	450	
Модуль зсуву	$G_{0,lay,mean}$	650	
Модуль роликового зсуву	$G_{r,lay,mean}$	100 для $w_l/t_l \geq 4$ 65 для $w_l/t_l < 4$	
5%-й квантиль пружних характеристик	$E_{CLT,05}$ $E_{lay,05}$ $G_{CLT,05}$ $G_{lay,05}$	$E_{05}=5/6 \cdot E_{mean}$ $G_{05}=5/6 \cdot G_{mean}$	

Таблиця 2.4

Характеристичні значення міцності у площині панелі для класів міцності
поперечно-клеєної деревини CL24h та CL28h, МПа [54]

Матеріал класу міцності T14			
Коефіцієнт варіації		COV $[f_{t,0,l}]=25\pm5\%$	COV $[f_{t,0,l}]=35\pm5\%$
Властивість	Позначення	CL24h	CL28h
Міцність при згині	$f_{m,CLT,k}$	24	28
Міцність при розтягу вздовж волокон	$f_{t,0,CLT,k}$	16	18
Міцність при розтягу поперек волокон	$f_{t,90,CLT,k}$	0,5	
Міцність при стиску вздовж волокон	$f_{c,0,CLT,k}$	24	28
Міцність при стиску поперек волокон	$f_{c,90,CLT,k}$	2,85	
Міцність при сколюванні або зсуві у площині (зсув та кручення)	$f_{v,CLT,IP,k}$	5	
	$f_{T,node,k}$	2,5	
Міцність при зсуві із площини	$f_{v,CLT,OP,k}$	3	
	$f_{r,CLT,k}$	1,25 для $w_l/t_l \geq 4:1$	
	$f_{r,CLT,k}$	0,7 для $w_l/t_l < 4:1$	
Модуль пружності вздовж волокон	$E_{0,CLT,mean}$	11000	
	$E_{0,CLT,05}$	9167	
	$E_{90,CLT,mean}$	300	
	$E_{90,CLT,05}$	250	
	$E_{c,90,CLT,mean}$	450	
	$E_{c,90,CLT,05}$	375	
Модуль зсуву	$G_{CLT,mean}$	650	
	$G_{CLT,05}$	540	
Модуль роликового зсуву	$G_{r,CLT,mean}$	65	
	$G_{r,CLT,05}$	54	
Щільність	$\rho_{CLT,k}$	350	
	$\rho_{CLT,mean}$	385	

Окремо, слід відмітити потребу в визначенні класів міцності комбінованої поперечно-клеєної деревини, яка утворюється шляхом склеювання пошарово дощок різних класів міцності, де дошки високих класів міцності розташовуються

у крайніх шарах поперечного перерізу, а низьких класів міцності в середніх шарах перерізу панелі (рис. 2.17).

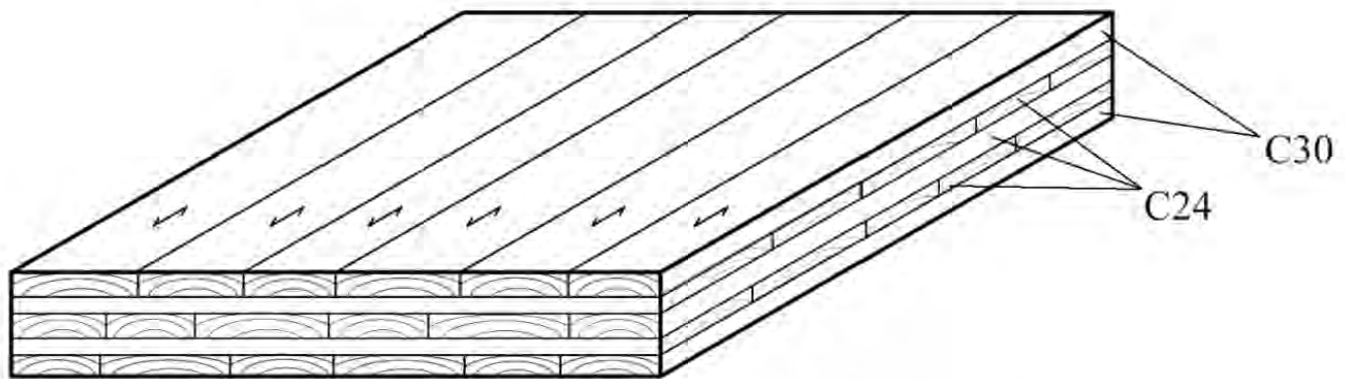


Рис. 2.17 Схема розташування дощок різних класів міцності у поперечному перерізі поперечно - клеєної деревини

Застосування дощок високих класів міцності у зовнішніх шарах ПКД позитивно відображається і на роботі гвинтових та нагельних з'єднань, оскільки підвищується не тільки несуча здатність з'єднання, але і його деформативність.

2.5 Контроль якості та допуски згідно з стандарту EN16351

Контроль якості ПКД виконується як внутрішньозаводськими випробуваннями зразків конструкцій, так і шляхом моніторингу виробничого процесу на кожному етапі виготовлення, який регламентується стандартом EN 16351 [49]. Додатково зовнішній контроль якості виконується незалежними сертифікованими інститутами і організаціями два рази на рік. Контролюючі організації є відповідальними за відповідність продукції стандартам і технічним висновкам (за наявності). Також контроль якості включає в себе оцінку температурно-вологісних умов виробництва ПКД, які мають значний вплив на якість клейового з'єднання дощок, і включають в себе контроль вологості і температури дощок деревини та навколишнього середовища в приміщенні, де відбувається процес склеювання. В стандарті EN 16351 [49] наведено наступні рекомендації: склеювання слід виконувати при температурі $T \geq 15^{\circ}\text{C}$, з вологістю

повітря в межах 40-75%; витримка склесних виробів має виконуватись при температурі $T \geq 18^{\circ}\text{C}$ з відносною вологістю повітря $\geq 30\%$; вологість дощок, що склеюються, має бути в межах $w = 6-15\%$; максимальна різниця вологості двох поряд розташованих дощок не повинна перевищувати $\Delta w \leq 5\%$.

Дуже важливим фактором при виготовленні поперечно-клеєної деревини є контроль клейових з'єднань. Тому контроль якості клею проводиться на трьох етапах: при зрощуванні дощок по довжині на зубчастий шип, при бічному склеюванні дощок (за наявності) і при склеюванні дощок або одношарових щитів по пласті.

Оцінка міцності зубчастого стику дощок і всієї панелі виконується відповідно до вимог EN 15497 [55] і EN 14080 [40] мінімум на трьох зразках. Випробування можуть проводитися шляхом розтягування зразка або чотирьохточкового згину, як це передбачає стандарт EN 408 [52]. При випробуваннях на згин руйнування зразка повинно наступати в інтервалі часу 60 ± 15 секунд і проліт може бути знижений до 15 товщин зразка. Для зразків при розтягу відстань між зажимами зразка може також бути знижена до 3-х ширин, при цьому кількість зразків має бути не менше п'яти. Мінімальна міцність зубчастого стику дощок пов'язана з міцністю стику на згин згідно з німецькими нормами проектування дерев'яних конструкцій DIN1052 і має задовольняти умові:

$$f_{t,0,FJ,k} \geq 0,7 \cdot f_{m,FJ,k} . \quad (2.1)$$

При випробуванні малої кількості зразків вводиться поправочний коефіцієнт, що враховує дисперсію результатів міцності (коефіцієнт варіації більше 10%) і розміри зразків, передбачається логнормальний розподіл міцності.

Для зубчастого з'єднання ПКД необхідно виконувати контроль товщини клейового шва. При використанні клеїв фенопластів і амінопластів максимальна товщина шва не має перевищувати 0,6 мм і 0,3 мм відповідно, а при використанні однокомпонентного поліуретанового клею максимальна товщина шва має бути меншою за 0,3 мм. Величина зазору l_t до довжини зубчастого стику l_{FJ} (див. рис. 2.18) повинна знаходитися у діапазоні від 0,02 до 0,1 мм. Характеристичний 5%-й

квантиль міцності зубчастого стику панелі визначається шляхом 4-точкового випробування на згин великорозмірного зразка панелі. У німецьких технічних висновках часто посилаються на допуск по товщині клейового шва не більше 5 мм при величині зазору $l_t=1-6$ мм.

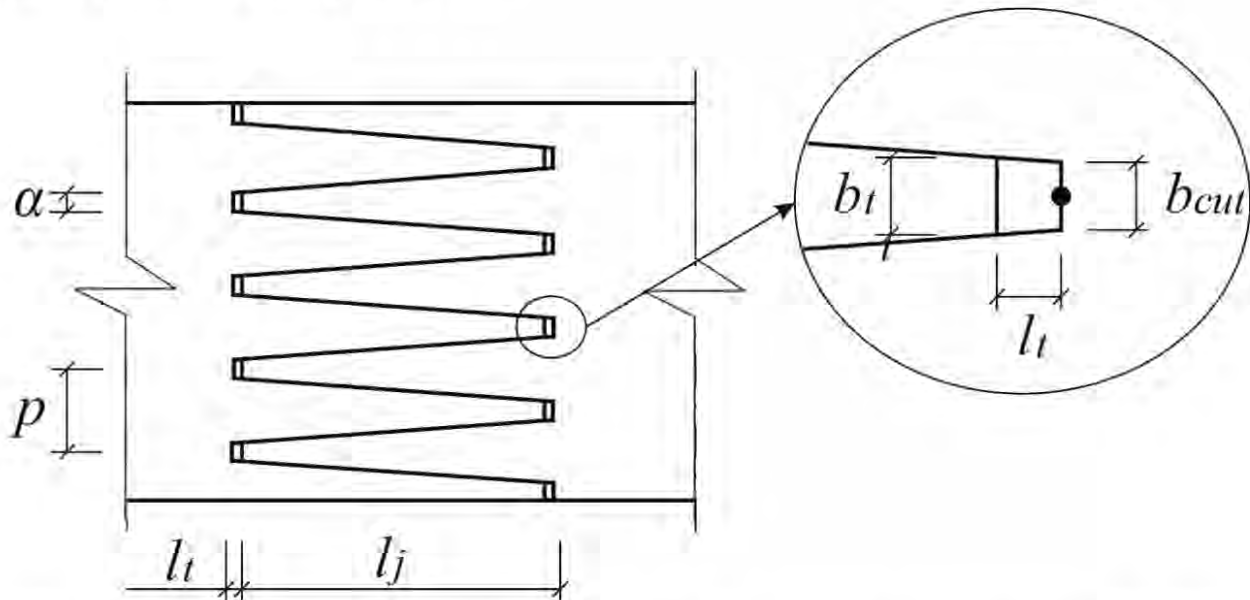


Рис. 2.18 Геометричні параметри зубчастого з'єднання (приведено з EN 16351 [49])

Мінімальна міцність зубчастого з'єднання панелі пов'язана з міцністю стику на згин у вигляді виразу (2.2):

$$f_{m,LFJ,k} \geq 0,75 \cdot f_{m,B,k} \quad (2.2)$$

Якість клейового шва по торцях дощок перевіряється шляхом статичних випробувань на сколювання згідно з EN 14080 [40], при цьому значення міцності зразків не повинні бути нижче значень, зазначених у табл. 2.1. Як результат, приймаються зразки, у яких руйнування пішло по деревині або по деревині поруч з клейовим швом, що іноді має вид тонкого шару деревних волокон на клейовому шві.

При виконанні склеювання бічних торців дощок в панелі з ПКД при експлуатації можуть виникати тріщини від усихання в зовнішніх шарах дощок (рис. 2.19 а), чого не спостерігається в панелях без склеювання дощок по торцях,

як показано на рис. 2.19 б). Зазори між дошками в панелях без склеювання по бічних торцях дощок в панелі з ПКД виконують роль компенсаційних пропилів, що сприяє перерозподілу вологи в зовнішніх дошках панелі при набуханні і висиханні.

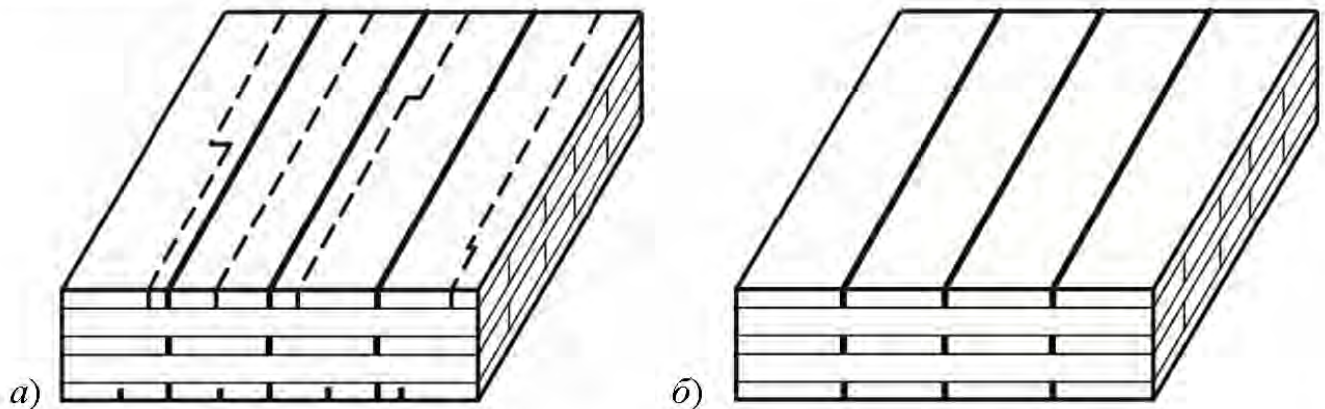


Рис. 2.19 Варіанти утворення тріщин в поперечно-клеєній деревині з дошками склеєними по торцях: а) склеювання по грані; б) без склеювання бокових граней

Процеси набухання і усушки клеєних матеріалів на основі деревини, особливо для ПКД через її відносно велику товщину, викликають розшарування або руйнування по клейовому шву. Для перевірки міцності клейового шва, крім статичних випробувань на сколювання, виконують випробування повнорозмірних зразків ПКД з товщиною рівною товщині панелі, шириною 75 ± 5 мм і довжиною такої величини, щоб площа поверхні була більше ніж 10000 мм^2 . Також можливе випилювання циліндричних зразків діаметром 95 ± 5 мм. Один зразок береться для кожних 20 м^3 обсягу виробництва. При стабільних позитивних результатах випробувань зразки можуть братися в два рази рідше, тобто один зразок на кожні 40 м^3 обсягу виробництва. Після зважування і обмірів зразки підлягають наступним діям: повне занурення в воду температурою $10-20^\circ\text{C}$, після чого зразки переміщуються у вакуумну установку $(70-85) \text{ кПа}$ (абсолютне пресування $15-30 \text{ кПа}$) на 30 хвилин; сушка в камері при температурі $65-75^\circ\text{C}$, з відносною вологістю 8-10%, зі швидкістю руху повітря 2-3 м/с до сталої зміни 100-110% від маси до випробування; випробування мають проводитись протягом 10-15 годин. Спостережуване найбільше розшарування по клейовому шву заміряється

вимірювальними приладами та обчислюється за такими формулами: максимальне розшарування (2.3) і сума довжин розшарувань для кожного зразка (2.4):

$$Delam_{\max} = 100 \cdot \frac{l_{\max, delam}}{l_{glue\ line}} [\%] \quad (2.3)$$

$$Delam_{tot} = 100 \cdot \frac{l_{tot, delam}}{l_{tot, glue\ line}} [\%] \quad (2.4)$$

Допустимий рівень розшарування по одному шару $Delam_{\max} \leq 40\%$ і загальна довжина розшарувань в зразку $Delam_{tot} \leq 10\%$. При перевищенні хоча б одного з наведених вище допусків додатково заміряють площу деревних волокон, з'єднаних з клеєм в зоні розшарування. Для кожного клейового шва мінімальна площа, не піддана розшаруванню, повинна становити 50%, і для всього зразка мінімальна площа повинна складати 70%.

Згідно з німецькими технічними висновками, для ПКД необхідно виконувати випробування однієї панелі при чотирьохточковому згині для перевірки міцності при роликовому сколюванні дощок середніх шарів. Випробування необхідно виконувати кожного робочого дня з найменшим прольотом панелі, який повинен мати розмір 15 товщин панелі.

Висновки за розділом 2

1. Розглянуті технології пресування ПКД при виготовленні передбачають зниження величини пресування від 1,5 до 0,8 МПа, якщо приймаються тонкі дошки при гідравлічному пресуванні. При вакуумному пресуванні тиск пресування панелей складає 0,05-0,1 МПа, а при механічному пресуванні величина тиску від 0,01 до 0,2 МПа.

2. При виробництві ПКД можуть застосовуватись однокомпонентні поліуретанові клеї або 1K-PUR згідно з EN15425, а також амінопласти згідно з EN301, до яких відносяться меламін-формальдегідні клеї і меламіно-карбомідні формальдегідні клеї. Вибір клею значною мірою залежить від вологості дощок або дерев'яних плит, часу пресування і величини тиску пресування.

Для збільшення міцності шару дощок при роликовому зсуві необхідно, щоб ширина дощок w_p задовольняла вимозі $w_p \geq 4 \cdot t_B$, де t_B товщина дошки, або необхідно виконувати поздовжні компенсаційні пропили, які будуть перешкоджати росту тріщин при зволоженні й усушці дощок.

Компенсаційні поздовжні пропили у дошках слід виконувати з кроком не рідше, ніж $4 \cdot t_B$. Ширина пропилу не повинна перевищувати 4 мм, а глибина пропилу не повинна досягати більше 90% товщини дошки, при допустимій ширині дошки від 40 до 300 мм.

РОЗДІЛ 3

ОГЛЯД ІСНУЮЧИХ АНАЛІТИЧНИХ МЕТОДИК РОЗРАХУНКУ ПАЛЕЙ З ПОПЕРЕЧНО-КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ

3.1 Розрахунок панелей з поперечно-клеєної деревини за першим граничним станом

Для розрахунку панелей з ПКД за першим граничним станом при різних умовах роботи в [56] запропоновано використовувати наведені нижче формули.

Міцність при роботі панелей з ПКД на розтяг вздовж волокон зовнішніх дощок (рис. 3.1):

$$\sigma_{t,x,d} = \frac{F_{t,x,d}}{A_{x,\text{net}}} \leq f_{t,0,xlay,d} = k_{\text{sys}} k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,xlay,k}}{\gamma_M}, \quad (3.1)$$

в якій: $\sigma_{t,x,d}$ – розрахункове напруження розтягу вздовж волокон зовнішніх дощок (осі x); $F_{t,x,d}$ – розрахункове зусилля розтягу вздовж волокон (напрямок волокон співпадає з віссю x); $A_{x,\text{net}}$ – ефективна площа поперечного перерізу нетто вздовж осі x ; $f_{t,0,xlay,d}$ – розрахункове значення міцності на розтяг вздовж волокон зовнішніх дощок (напрямок волокон співпадає з віссю x); $f_{t,0,xlay,k}$ – характеристичне значення міцності на розтяг вздовж волокон зовнішніх дощок (напрямок волокон співпадає з віссю x); k_{sys} – коефіцієнт міцності системи; k_{mod} – коефіцієнт перетворення; γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

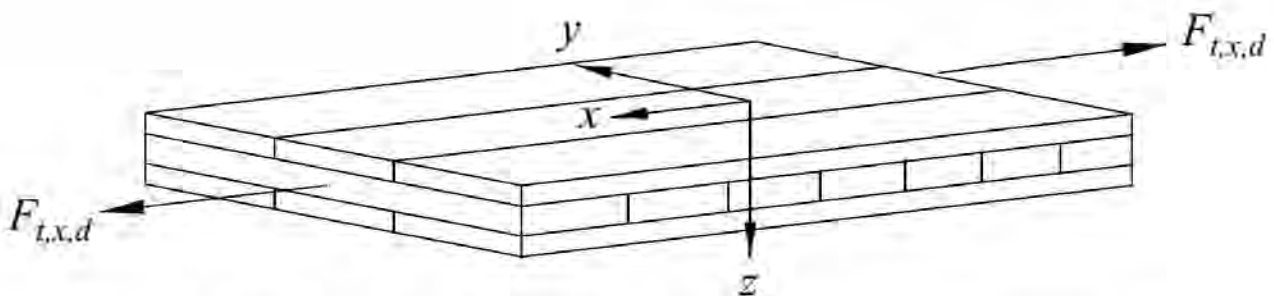


Рис. 3.1 Схема роботи панелі з поперечно-клеєної деревини на розтяг вздовж волокон зовнішніх дощок

Міцність при роботі ПКД на розтяг поперек волокон зовнішніх дощок (рис. 3.2):

$$\sigma_{t,y,d} = \frac{F_{t,y,d}}{A_{y,net}} \leq f_{t,0,y,lay,d} = k_{sys} k_{mod} \frac{f_{t,0,y,lay,k}}{\gamma_M}, \quad (3.2)$$

в якій: $\sigma_{t,y,d}$ – розрахункове напруження розтягу поперек волокон зовнішніх дощок (осі y); $F_{t,y,d}$ – розрахункове зусилля розтягу поперек волокон зовнішніх дощок (осі y); $A_{y,net}$ – ефективна площа поперечного перерізу нетто вздовж осі y ; $f_{t,0,y,lay,d}$ – розрахункове значення міцності на розтяг вздовж волокон внутрішніх дощок (волокна співпадають з віссю y); $f_{t,0,y,lay,k}$ – характеристичне значення міцності на розтяг вздовж волокон внутрішніх дощок (волокна співпадають з віссю y); k_{sys} – коефіцієнт міцності системи; k_{mod} – коефіцієнт перетворення; γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

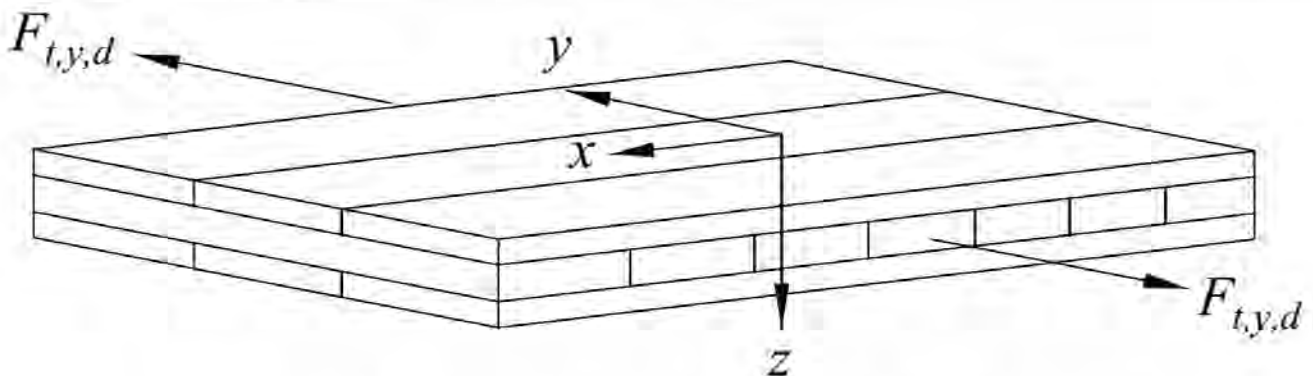


Рис. 3.2 Схема роботи панелі з поперечно-клеєної деревини на розтяг поперек волокон зовнішніх дощок

Міцність при роботі панелі з ПКД на стиск вздовж волокон зовнішніх дощок (рис. 3.3):

$$\sigma_{c,x,d} = \frac{F_{c,x,d}}{A_{x,net}} \leq f_{c,0,x,lay,d} = k_{sys} k_{mod} \frac{f_{c,0,x,lay,k}}{\gamma_M}, \quad (3.3)$$

в якій: $\sigma_{c,x,d}$ – розрахункове напруження стиску вздовж волокон зовнішніх дощок (осі x); $F_{c,x,d}$ – розрахункове зусилля стиску вздовж волокон зовнішніх дощок (напрямок волокон співпадає з віссю x); $A_{x,net}$ – ефективна площа поперечного

перерізу нетто вздовж осі x ; $f_{c,0,xlay,d}$ - розрахункове значення міцності на стиск вздовж волокон зовнішніх дощок (напрямок волокон співпадає з віссю x); $f_{c,0,xlay,k}$ - характеристичне значення міцності на стиск вздовж волокон зовнішніх дощок (напрямок волокон співпадає з віссю x); k_{sys} - коефіцієнт міцності системи; k_{mod} - коефіцієнт перетворення; γ_M - коефіцієнт надійності за матеріалом.

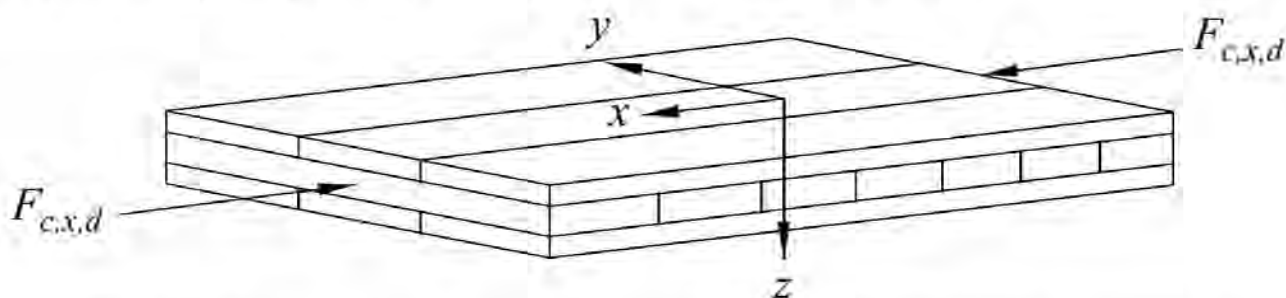


Рис. 3.3 Схема роботи панелі з поперечно-клеєної деревини на стиск вздовж волокон зовнішніх дощок

Міцність при роботі панелі з ПКД на стиск поперек волокон зовнішніх дощок (рис. 3.4):

$$\sigma_{c,y,d} = \frac{F_{c,y,d}}{A_{y,net}} \leq f_{c,0,ylay,d} = k_{sys} k_{mod} \frac{f_{c,0,ylay,k}}{\gamma_M}; \quad (3.4)$$

в якій: $\sigma_{c,y,d}$ - розрахункове напруження стиску поперек волокон зовнішніх дощок (осі y); $F_{c,y,d}$ - розрахункове зусилля стиску поперек волокон зовнішніх дощок (напрямок волокон співпадає з віссю y); $A_{y,net}$ - ефективна площа поперечного перерізу нетто вздовж осі y ; $f_{c,0,ylay,d}$ - розрахункове значення міцності на стиск вздовж волокон внутрішніх дощок (напрямок волокон співпадає з віссю y); $f_{c,0,ylay,k}$ - характеристичне значення міцності на стиск вздовж волокон внутрішніх дощок (напрямок волокон співпадає з віссю y); k_{sys} - коефіцієнт міцності системи; k_{mod} - коефіцієнт перетворення; γ_M - коефіцієнт надійності за матеріалом.

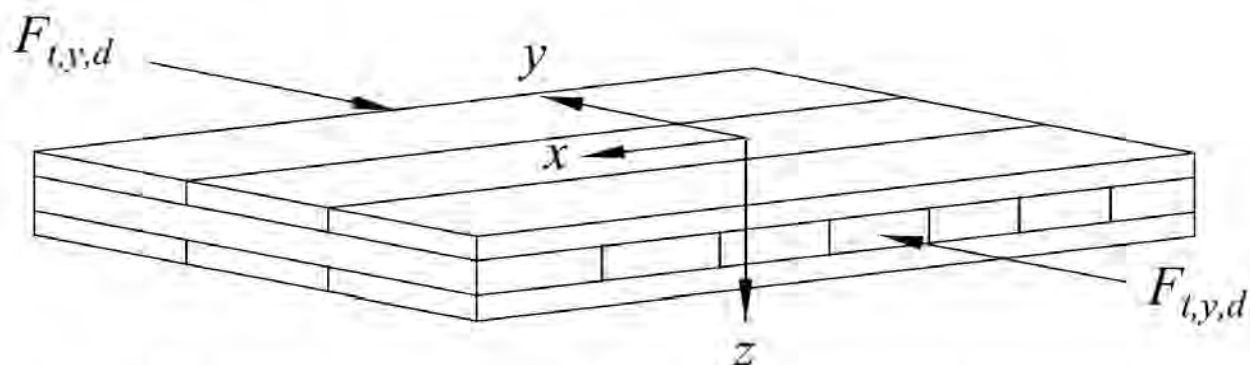


Рис. 3.4 Схема роботи панелі з поперечно-клеєної деревини на стиск поперек волокон зовнішніх дощок

Міцність при роботі панелі з ПКД на локальний стиск поперек волокон зовнішніх дощок (рис. 3.5):

$$\sigma_{c,z,d} = \frac{F_{c,z,d}}{A_{ef}} \leq f_{c,90,xlay,d} = k_{c,90} k_{mod} \frac{f_{c,90,xlay,k}}{\gamma_M}, \quad (3.5)$$

в якій: $\sigma_{c,z,d}$ – розрахункове напруження стиску поперек волокон зовнішніх дощок (осі z); $F_{c,z,d}$ – розрахункове зусилля локального стиску поперек волокон зовнішніх дощок (осі z); A_{ef} – ефективна площа поперечного перерізу поперек волокон вздовж осі z ; $f_{c,90,xlay,d}$ – розрахункове значення локальної міцності на стиск поперек волокон зовнішніх дощок (осі z); $f_{c,90,xlay,k}$ – характеристичне значення локальної міцності на стиск поперек волокон зовнішніх дощок (осі z); $k_{c,90}$ – коефіцієнт, що враховує конфігурацію навантаження, можливість розколювання і ступінь стискаючих деформацій; k_{mod} – коефіцієнт перетворення; γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

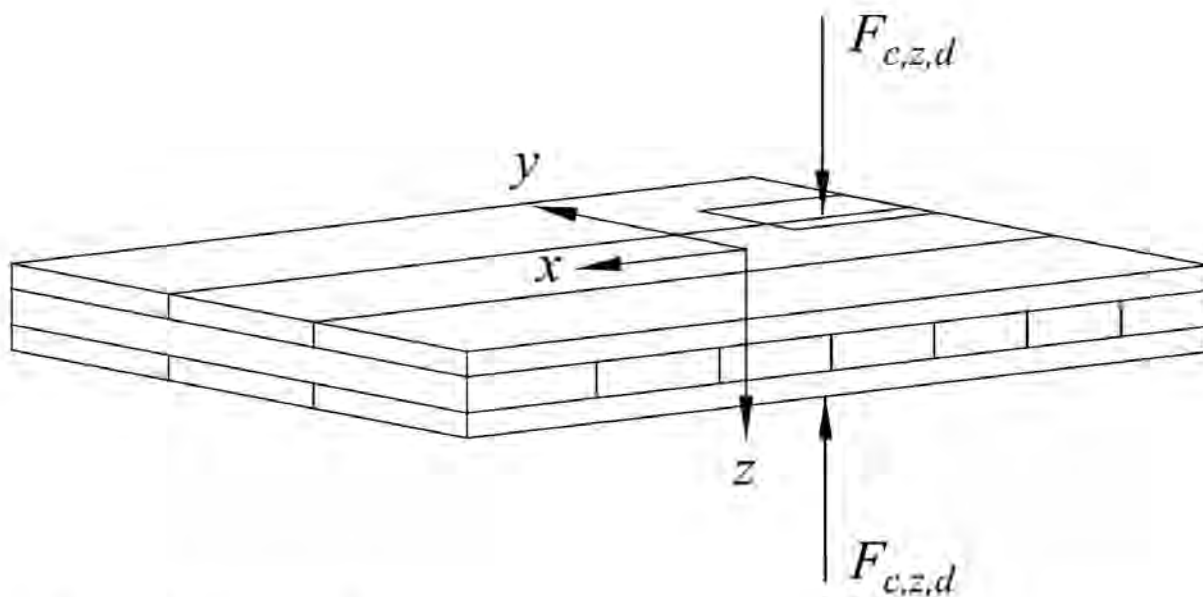


Рис. 3.5 Схема роботи панелі з поперечно-клеєної деревини на локальний стиск поперек волокон зовнішніх дощок

Міцність при роботі панелі з ПКД на згин відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок (рис. 3.6):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{x,\text{net}}} \leq f_{m,xlay,d} = k_{\text{sys}} k_{\text{mod}} \frac{f_{m,xlay,k}}{\gamma_M}; \quad (3.6)$$

в якій: $\sigma_{m,y,d}$ – розрахункове напруження від згину відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок (осі y); $M_{y,d}$ – розрахунковий момент відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок (осі y); $W_{x,\text{net}}$ – момент опору поперечного перерізу нетто; $f_{m,xlay,d}$ – розрахункове значення міцності на згин відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок; $f_{m,xlay,k}$ – характеристичне значення міцності на згин відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок; k_{sys} – коефіцієнт міцності системи; k_{mod} – коефіцієнт перетворення; γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

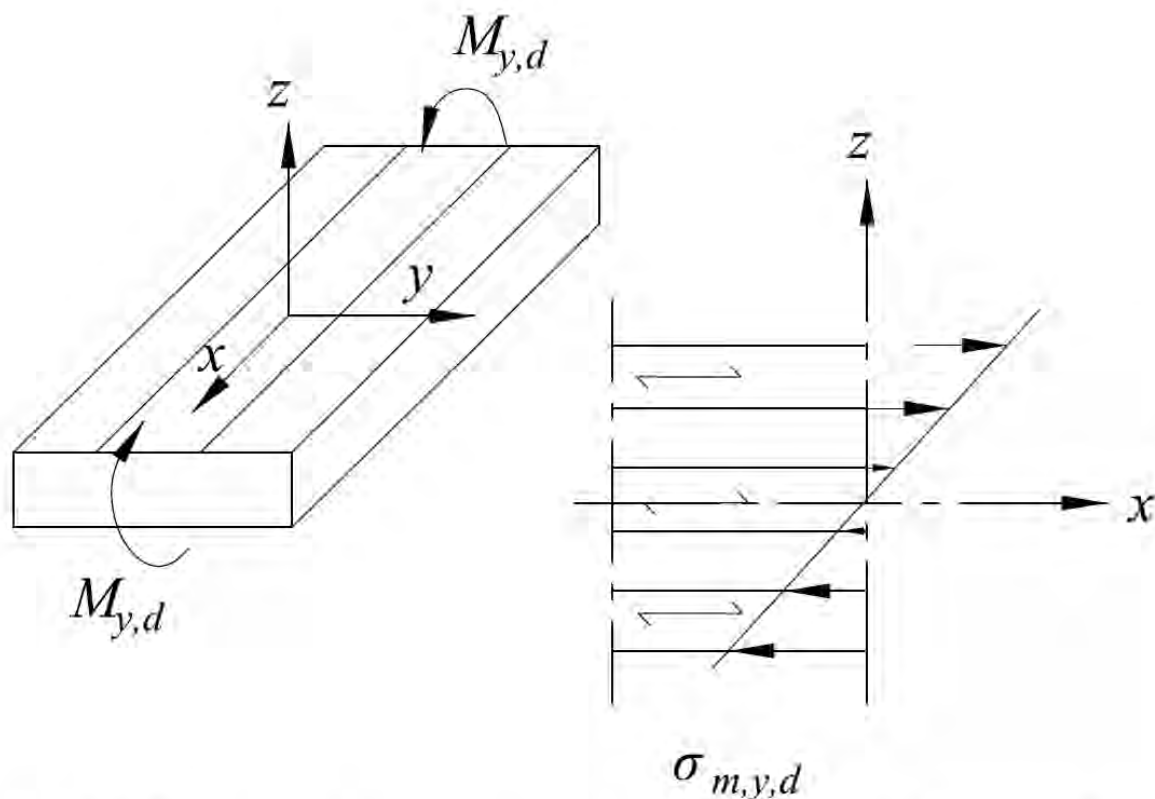


Рис. 3.6 Схема роботи панелі з поперечно-класної деревини на згин відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок

Міцність при роботі панелі з ПКД на згин відносно осі, паралельній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок (рис. 3.7):

$$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_{x,d}}{W_{y,\text{net}}} \leq f_{m,y\text{lay},d} = k_{\text{sys}} k_{\text{mod}} \frac{f_{m,y\text{lay},k}}{\gamma_M}; \quad (3.7)$$

в якій: $\sigma_{m,x,d}$ – розрахункове напруження від згину відносно осі, паралельній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок (осі x); $M_{x,d}$ – розрахунковий момент відносно осі, паралельній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок (осі x); $W_{y,\text{net}}$ – момент опору поперечного перерізу нетто; $f_{m,y\text{lay},d}$ – розрахункове значення міцності на згин відносно осі, паралельній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок; $f_{m,y\text{lay},k}$ – характеристичне значення міцності на згин відносно осі, паралельній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок; k_{sys} – коефіцієнт міцності системи; k_{mod} – коефіцієнт перетворення; γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

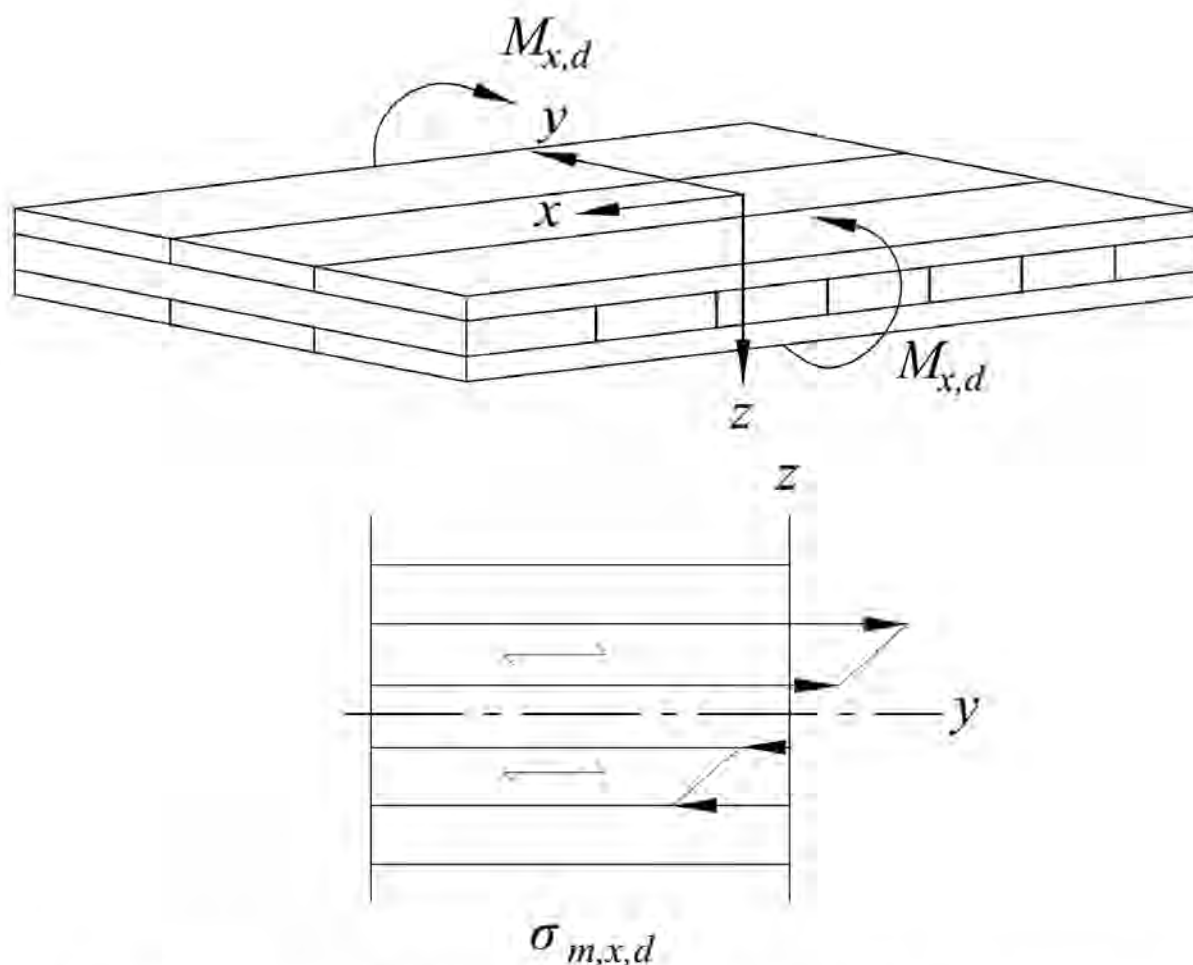


Рис. 3.7 Схема роботи панелі з поперечно-клеєної деревини на згин відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок

Міцність при роботі стінової панелі з ПКД на згин при розташуванні зовнішніх дощок вздовж осі x (рис. 3.8):

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_{z,x,\text{net}}} \leq f_{m,\text{xlay},d} = k_{\text{sys}} k_{\text{mod}} \frac{f_{m,\text{xlay},k}}{\gamma_M}; \quad (3.8)$$

в якій: $\sigma_{m,z,d}$ – розрахункове напруження від згину відносно осі, перпендикулярній площині панелі (осі z); $M_{z,d}$ – розрахунковий момент відносно осі, перпендикулярній площині панелі (осі z); $W_{z,x,\text{net}}$ – момент опору поперечного перерізу нетто; $f_{m,\text{xlay},d}$ – розрахункове значення міцності на згин відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок; $f_{m,\text{xlay},k}$ – характеристичне значення міцності на згин відносно осі, перпендикулярній

напряму вздовж волокон зовнішніх дощок; k_{sys} – коефіцієнт міцності системи; k_{mod} – коефіцієнт перетворення; γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

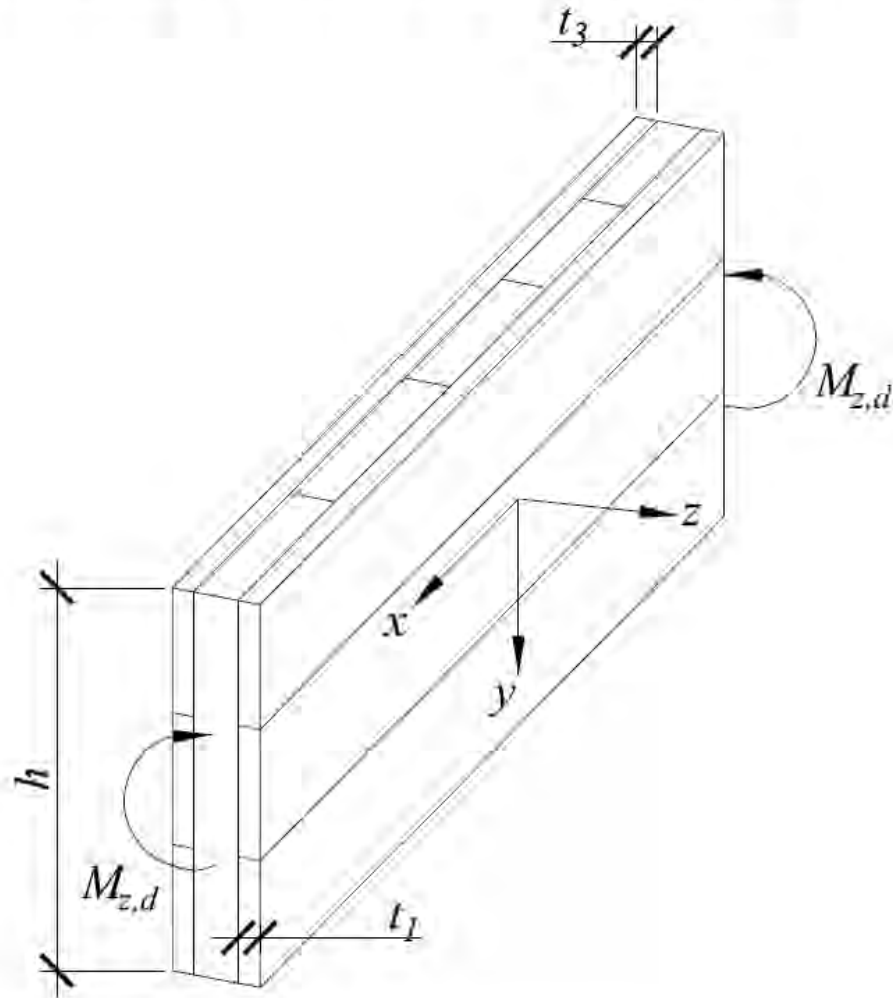


Рис. 3.8 Схема роботи стінової панелі з поперечно-класної деревини на згин при розташуванні зовнішніх дощок вздовж осі x

Момент опору поперечного перерізу нетто в формулі (3.8) слід визначати за формулою:

$$W_{z,x,net} = \frac{\sum t_i \cdot h^2}{6} = \frac{(t_1 + t_3 + \dots) \cdot h^2}{6}; \quad (3.9)$$

в якій: t_i – товщина шару дощок вздовж панелі (осі x); h – висота перерізу панелі.

Міцність при роботі стінової панелі з ПКД на згин при розташуванні зовнішніх дощок вздовж осі y (рис. 3.9):

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_{z,y,\text{net}}} \leq f_{m,y\text{lay},d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,y\text{lay},k}}{\gamma_M}; \quad (3.10)$$

в якій: $\sigma_{m,z,d}$ – розрахункове напруження від згину відносно осі, перпендикулярній площині панелі (осі z); $M_{z,d}$ – розрахунковий момент відносно осі, перпендикулярній площині панелі (осі z); $W_{z,y,\text{net}}$ – момент опору поперечного перерізу нетто; $f_{m,y\text{lay},d}$ – розрахункове значення міцності на згин відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок; $f_{m,y\text{lay},k}$ – характеристичне значення міцності на згин відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок; k_{sys} – коефіцієнт міцності системи; k_{mod} – коефіцієнт перетворення; γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

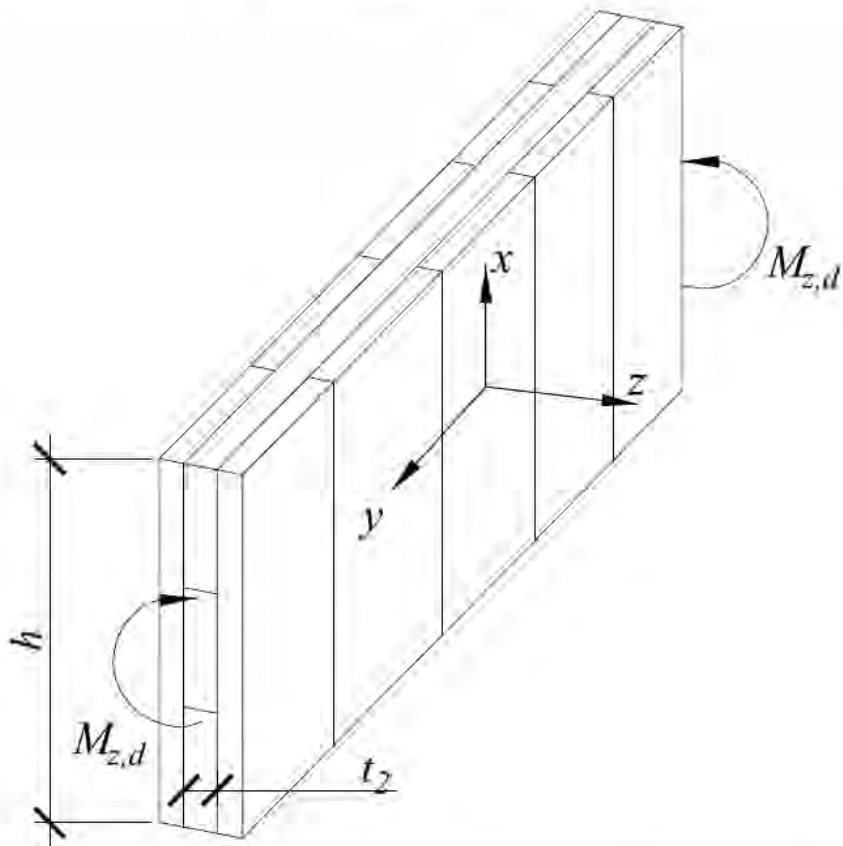


Рис. 3.9 Схема роботи стінової панелі з поперечно-клеєної деревини на згин при розташуванні зовнішніх дощок вздовж осі y

Момент опору поперечного перерізу нетто в формулі (3.10) слід визначати за формулою:

$$W_{z,y,\text{net}} = \frac{\sum t_i \cdot h^2}{6} = \frac{(t_2 + t_4 + \dots) \cdot h^2}{6}; \quad (3.11)$$

в якій: t_i – товщина шару дощок вздовж панелі (осі y); h – висота перерізу панелі.

Міцність при роботі панелі з ПКД на складний згин, відносно осей x та y (рис. 3.10):

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,xlay,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,xlay,d}} \leq 1; \quad (3.12)$$

в якій: $\sigma_{m,y,d}$, $\sigma_{m,z,d}$ – розрахункові напруження від згину відносно осей, перпендикулярних площині панелі (осі y , z); $f_{m,xlay,d}$ – розрахункове значення міцності на згин відносно осі, перпендикулярній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок.

У формулі (3.12) окремі напруження визначаються за формулами:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_{z,x,\text{net}}}, \quad \sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_{z,x,\text{net}}}; \quad (3.13)$$

$M_{z,d}$, $M_{y,d}$ – розрахункові моменти відносно осей z і y ; $W_{z,x,\text{net}}$ – момент опору поперечного перерізу нетто.

Міцність при роботі панелі з ПКД на сколювання вздовж волокон (рис. 3.10):

$$\tau_{v,xz,d} = \frac{S_{x,\text{net}} \cdot V_{xz,d}}{I_{x,\text{net}} \cdot b_x} \leq f_{v,090,ylay,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,090,ylay,k}}{\gamma_M}; \quad (3.14)$$

в якій: $\tau_{v,xz,d}$ – розрахункове напруження від сколювання вздовж волокон в середньому шарі; $V_{xz,d}$ – розрахункова зрізаюча сила (в площині xz); $S_{x,\text{net}}$ – статичний момент опору поперечного перерізу нетто; $I_{x,\text{net}}$ – момент інерції поперечного перерізу нетто; b_x – розрахункова ширина перерізу панелі; $f_{v,090,ylay,d}$ – розрахункове значення міцності на зсув (сколювання) вздовж волокон; $f_{v,090,ylay,k}$ – характеристичне значення міцності на зсув (сколювання) вздовж волокон; k_{mod} – коефіцієнт перетворення; γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

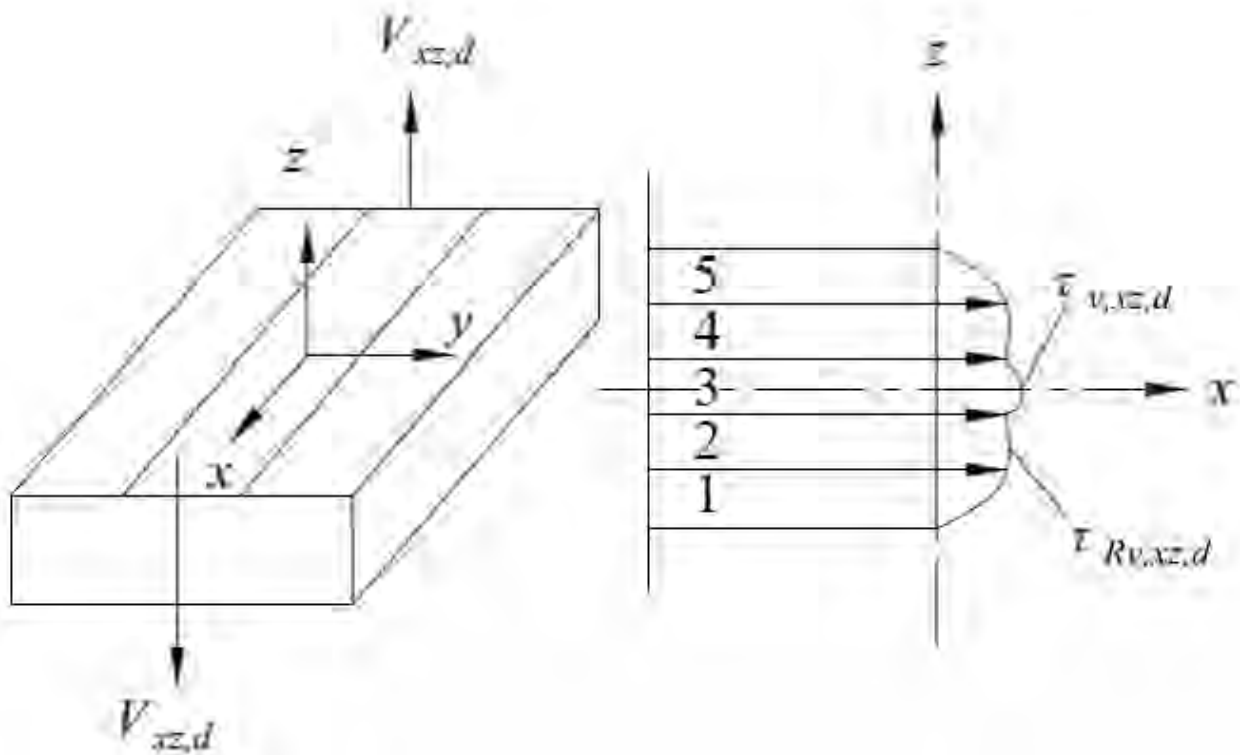


Рис. 3.10 Схема роботи панелі з поперечно-класної деревини на сколювання вздовж волокон

Міцність при роботі панелі з ПКД на сколювання поперек волокон (рис. 3.11):

$$\tau_{RV,yz,d} = \frac{S_{R,y,net} \cdot V_{yz,d}}{I_{y,net} \cdot b_y} \leq f_{v,9090,xlay,d} = k_{mod} \frac{f_{v,9090,xlay,k}}{\gamma_M}; \quad (3.15)$$

в якій: $\tau_{RV,yz,d}$ – розрахункове напруження від сколювання поперек волокон; $V_{yz,d}$ – розрахункова зрізаюча сила (в площині yz); $S_{R,y,net}$ – статичний момент опору поперечного перерізу нетто; $I_{y,net}$ – момент інерції поперечного перерізу нетто; b_y – розрахункова ширина перерізу панелі; $f_{v,9090,xlay,d}$ – розрахункове значення міцності на зсув (сколювання) поперек волокон; $f_{v,9090,xlay,k}$ – характеристичне значення міцності на зсув (сколювання) поперек волокон; k_{mod} – коефіцієнт перетворення; γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

У формулах (3.14) та (3.15) b_y та b_z слід приймати як лінійну ширину перерізу панелі, а при незначних величинах ширини приймати як $b_{ef} = k_{cr} b$. Рекомендується приймати значення коефіцієнту $k_{cr}=0,67$.

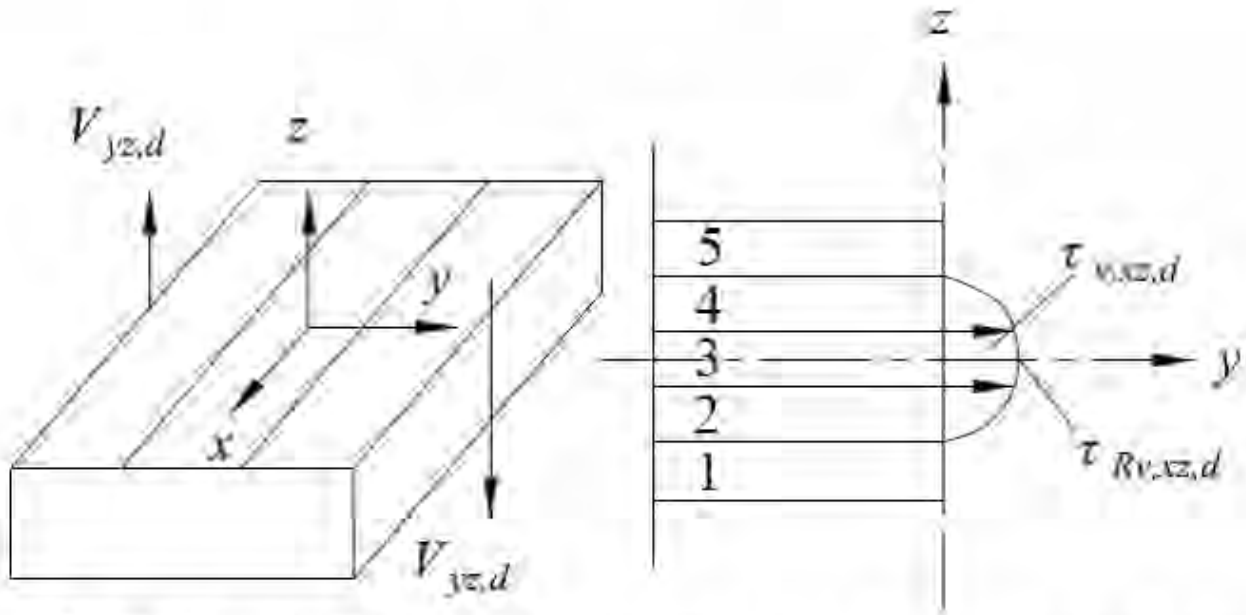


Рис. 3.11 Схема роботи панелі з поперечно-клеєної деревини на сколювання поперек волокон

Міцність при роботі панелі з ПКД на зсув (сколювання) в площині панелі (рис. 3.12):

$$\tau_{v,xy,d} = \frac{V_{xy,d}}{A_{x,net}} \leq f_{v,090,xlay,d} = k_{mod} \frac{f_{v,090,xlay,k}}{\gamma_M}; \quad (3.16)$$

$$\tau_{v,yx,d} = \frac{V_{yx,d}}{A_{y,net}} \leq f_{v,090,ylay,d} = k_{mod} \frac{f_{v,090,ylay,k}}{\gamma_M}; \quad (3.17)$$

в яких: $\tau_{v,xy,d}$, $\tau_{v,yx,d}$ – розрахункові напруження від сколювання в площині панелі; $V_{xy,d}$, $V_{yx,d}$ – розрахункові зрізаюча сила (в площині xy та yx); $A_{x,net}$, $A_{y,net}$ – площа поперечного перерізу нетто; $f_{v,090,xlay,d}$, $f_{v,090,ylay,d}$ – розрахункові значення міцності на зсув (сколювання) в площині панелі; $f_{v,090,xlay,k}$, $f_{v,090,ylay,k}$ – характеристичні значення міцності на зсув (сколювання) в площині панелі; k_{mod} – коефіцієнт перетворення; γ_M – коефіцієнт надійності за матеріалом.

При цьому: $\tau_{xy,d} \cdot h_x = \tau_{yx,d} \cdot h_y$, а $h_x = \sum \frac{E_{x,i}}{E_{ref}} t_i$, $h_y = \sum \frac{E_{y,i}}{E_{ref}} t_i$

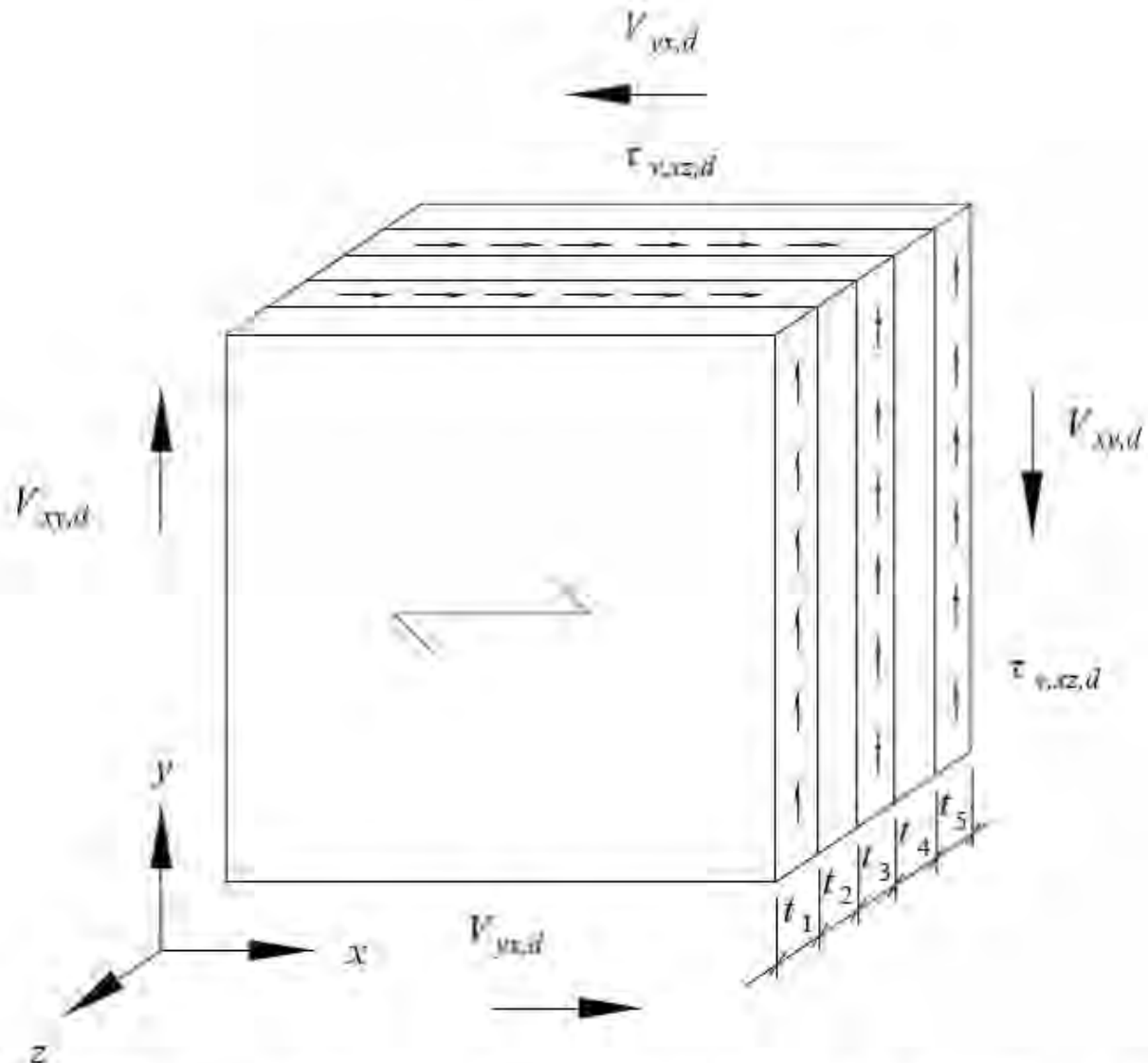


Рис. 3.12 Схема роботи панелі з поперечно-клеєної деревини на зсув (сколювання) в площині панелі

Міцність при роботі панелі з ПКД на зсув (сколювання) від кручення (рис. 3.13):

$$\tau_{mz,d} = \frac{M_{t,d}}{n_t W_p} \leq f_{mz,9090,d} = k_{mod} \frac{f_{mz,9090,k}}{\gamma_M}; \quad (3.18)$$

в якій: $\tau_{mz,d}$ – розрахункове напруження від сколювання від дії кручення; $M_{t,d}$ – розрахунковий момент кручення; W_p – полярний момент опору поперечного

перерізу; n_t – кількість склеєних дощок шару; $f_{mz,9090,xlay,d}$ - розрахункове значення міцності на зсув (сколювання) від дії моменту; $f_{mz,9090,xlay,k}$ – характеристичне значення міцності на зсув (сколювання) від дії моменту; k_{mod} - коефіцієнт перетворення; γ_M - коефіцієнт надійності за матеріалом.

$$M_{t,d} = V_{x,d} \cdot l; \quad (3.19)$$

в якій: $V_{x,d}$ – розрахункова зрізаюча сила; l – відстань від центру поперечного перерізу, де перевіряються напруження до точки прикладання сили.

Полярний момент опору поперечного перерізу визначається за формулою:

$$W_p = \frac{2 \cdot I_p}{\sqrt{b_{1,x} b_{1,y}}}; \quad (3.20)$$

де:

$$I_p = I_1 + I_2 = \frac{b_{1,x} b_{1,y}^3}{12} + \frac{b_{1,x}^3 b_{1,y}}{12}; \quad (3.21)$$

де $b_{1,x}$ та $b_{1,y}$ – ширина дощок різних напрямків (в напрямку осі x та y відповідно).

$$I_p = \frac{b_1^4}{12}; \quad (3.22)$$

Формула (3.22) дійсна при однаковій ширині шарів або для попереднього аналізу, коли ширина шарів дощок невідома. Рекомендується приймати $b_1 = 80$ мм.

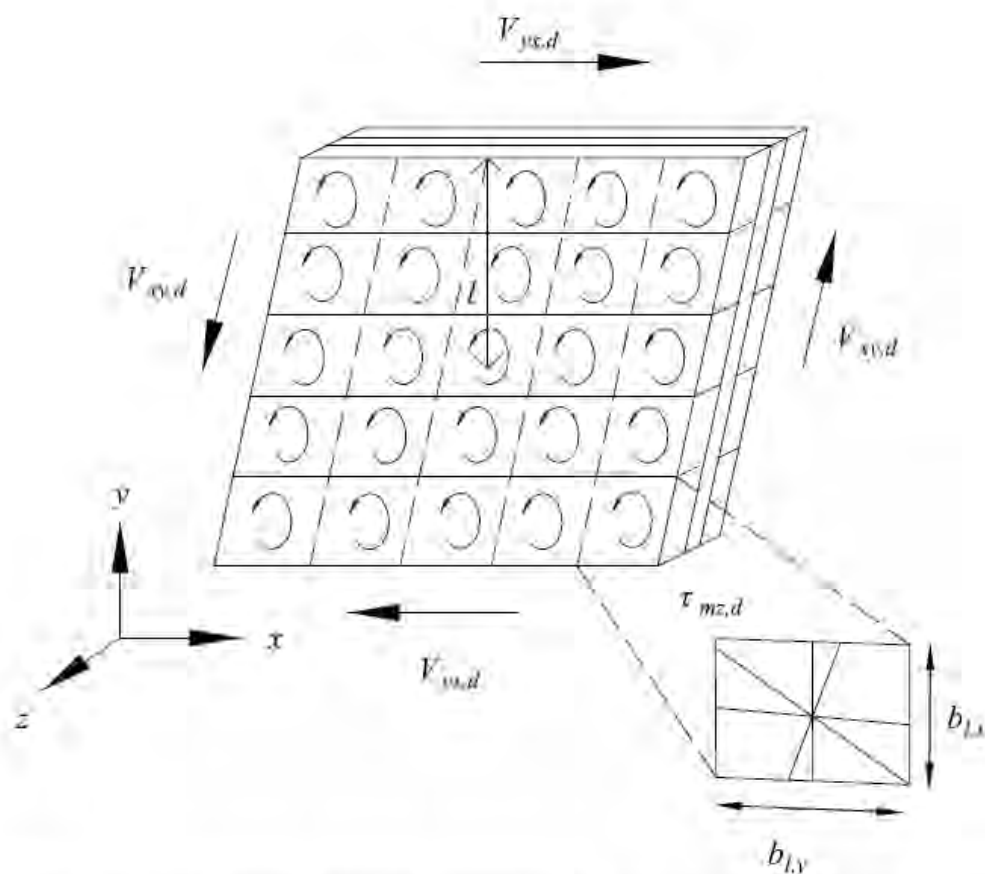


Рис. 3.13 Схема роботи панелі з поперечно-клеєної деревини на зсув (сколювання) від кручення

Міцність та стійкість центрально та позацентрово-стиснутих панелі з ПКД (рис. 3.14):

$$\frac{\sigma_{c,x,d}}{k_{c,y} f_{c,0,xlay,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,xlay,d}} \leq 1; \quad (3.23)$$

або

$$\frac{N_d}{k_{c,y} A_{x,net} f_{c,0,xlay,d}} + \frac{M_{y,d}}{W_{x,net} f_{m,xlay,d}} \leq 1. \quad (3.24)$$

В формулі (3.23): $\sigma_{c,x,d}$ – розрахункове напруження стиску вздовж волокон; $A_{x,net}$ – площа поперечного перерізу нетто; $W_{x,net}$ – момент опору поперечного перерізу нетто; $f_{c,0,xlay,d}$ – розрахункове значення міцності на стиск відносно осі, паралельній напрямку вздовж волокон зовнішніх дошок; $f_{m,xlay,d}$ – розрахункове

значення міцності на згин відносно осі, паралельній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок; $k_{c,y}$ - коефіцієнт поздовжнього згину.

Розрахункове значення величини згинального моменту визначається так:

$$M_{y,d} = \frac{q_d \cdot l_e^2}{8} \leq 1.$$

Коефіцієнт поздовжнього згину слід визначати як:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}; \quad (3.25)$$

де:

$$k_y = 0,5 \left(1 + 0,1 \left(\lambda_{rel,y} - 0,3 \right) + \lambda_{rel,y}^2 \right), \text{ а } \lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,xlay,k}}{E_{0,x,05}}};$$

де: λ_y – гнучкість елемента; $f_{c,0,xlay,k}$ - характеристичне значення міцності на стиск відносно осі, паралельній напрямку вздовж волокон зовнішніх дощок; $E_{0,x,05}$ - 5% квантиль модуля пружності деревини поздовжніх шарів, який визначається за формулою: $E_{0,x,05} = k \cdot E_{0,x,mean}$.

$$k = 1 - \frac{0,328}{\sqrt{\frac{2 \cdot b_x}{0,15} - 1}}.$$

При значенні приведеної гнучкості $\lambda_y < 0,3$ розрахунок слід вести за формулою:

$$\left(\frac{\sigma_{c,x,d}}{f_{c,0,xlay,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,xlay,d}} \leq 1. \quad (3.26)$$

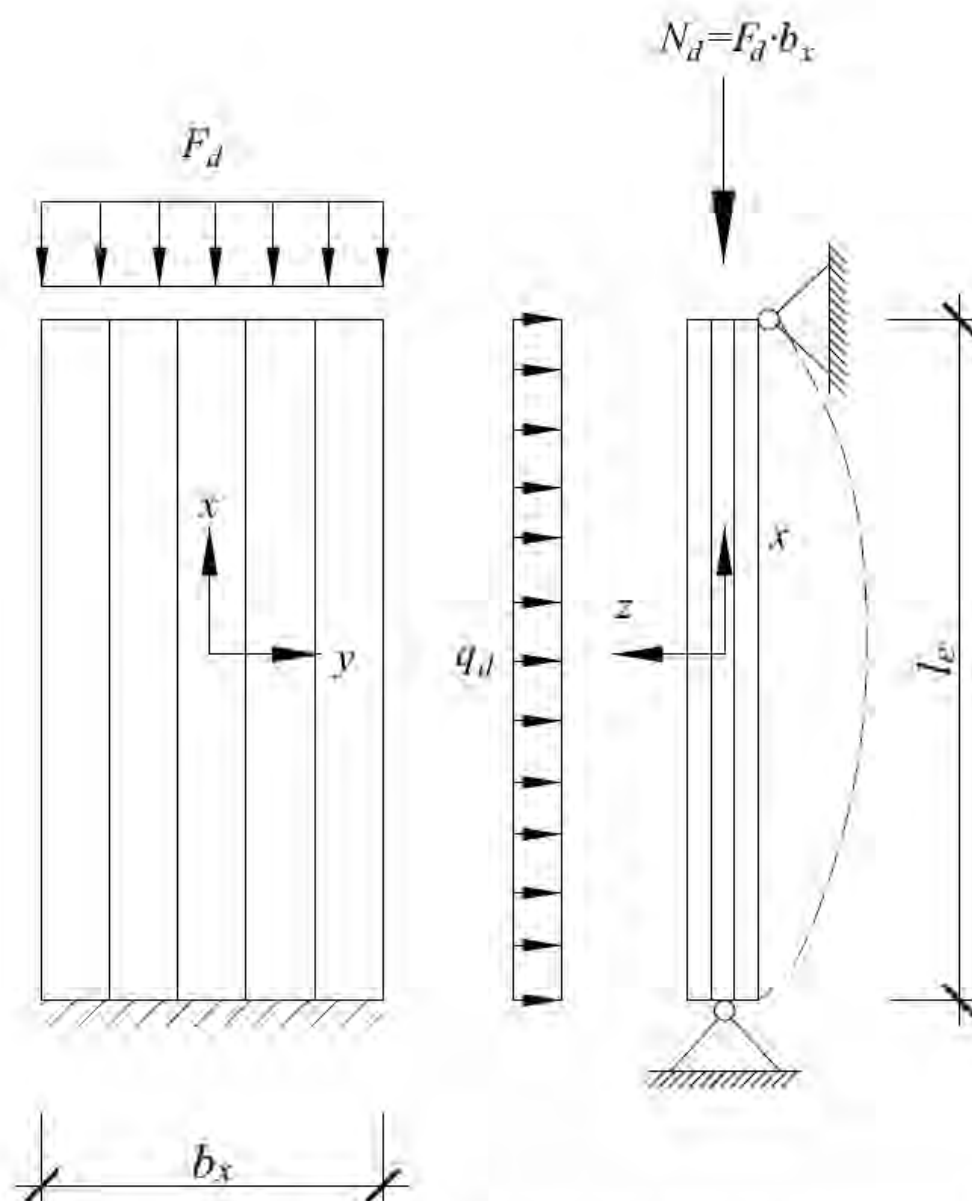


Рис. 3.14 Схема роботи панелі з поперечно-клеєної деревини на стиск зі згином

3.2 Розрахунок панелей з поперечно-клеєної деревини за другим граничним станом (експлуатаційною придатністю)

У світовій практиці існує чотири методики розрахунку панелі з ПКД за другим граничним станом або експлуатаційною придатністю [56]: балочна теорія Тимошенко; γ - метод; композитний метод; теорія Крейзінгера.

Балочна теорія Тимошенко застосовується для визначення прогинів плит перекриття. Прогин панелі задається як функція від моментів та сил зсуву:

$$w = \int \frac{M\overline{M}}{EI_{net}} dx + \int \frac{V\overline{V}}{GA_s} dx. \quad (3.27)$$

Формула (3.27) при рівномірно розподіленому навантаженні набуває вигляду:

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{net}} + \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot G \cdot A_s}. \quad (3.28)$$

в якій: q – експлуатаційне рівномірно розподілене навантаження; L – прольот плити; $E I_{net}$ – згинна жорсткість, що визначається за формулою (3.29); GA_s – зсувна жорсткість, що визначається за формулою (3.30).

$$E \cdot I_{net} = \sum_{i=1}^n E_i I_i + E_i A_i a_i^2. \quad (3.29)$$

$$G \cdot A_s = k \sum_{i=1}^n G_i b_i t_i. \quad (3.30)$$

γ - метод описаний в додатку В [56] та в роботі [57] і використовується для розрахунку простих механічно з'єднаних балок.

Прогин панелі за γ - методом задаються як функція лише від моментів:

$$w = \int \frac{M\overline{M}}{EI_{ef}} dx. \quad (3.31)$$

Формула (3.31) при рівномірно розподіленому навантаженні набуває вигляду:

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot (E \cdot I)_{ef}}. \quad (3.32)$$

Використовуючи коефіцієнти γ при визначенні ефективної згинальної жорсткості $(E \cdot I)_{ef}$, можна розрахувати механічно з'єднані балки (складена балка, з'єднана за допомогою шпонок або болтів тощо) від трьох і більше окремих шарів за допомогою рівняння 3.33.

$$(E \cdot I)_{ef} = \sum_{i=1}^3 \left(\underbrace{E_i \cdot I_i}_A + \gamma_i \cdot \underbrace{E_i \cdot A_i \cdot a_i^2}_B \right). \quad (3.33)$$

Коефіцієнти γ враховують зсувні деформації в напівжорсткому з'єднанні окремих складових (рис. 3.15). Якщо маємо справу зі складеною балкою з окремих дерев'яних елементів, коефіцієнт $\gamma=0$, а частина B у формулі 3.33 перетворюється в нуль. У цьому випадку загальна ефективна жорсткість враховує тільки жорсткість на згин окремих елементів складеної балки (рис. 3.15, в). Для балки з суцільної або клеєної деревини (монолітний поперечний переріз) коефіцієнт $\gamma=1$ (рис. 3.15, а). Для складених балок із з'єднанням, що має певну податливість (механічні з'єднання за допомогою шпонок, стяжних болтів тощо), коефіцієнт $0 < \gamma \leq 1$ (рис. 3.15, б). Саме останньому варіанту найбільше підходить робота панелі з ПКД.

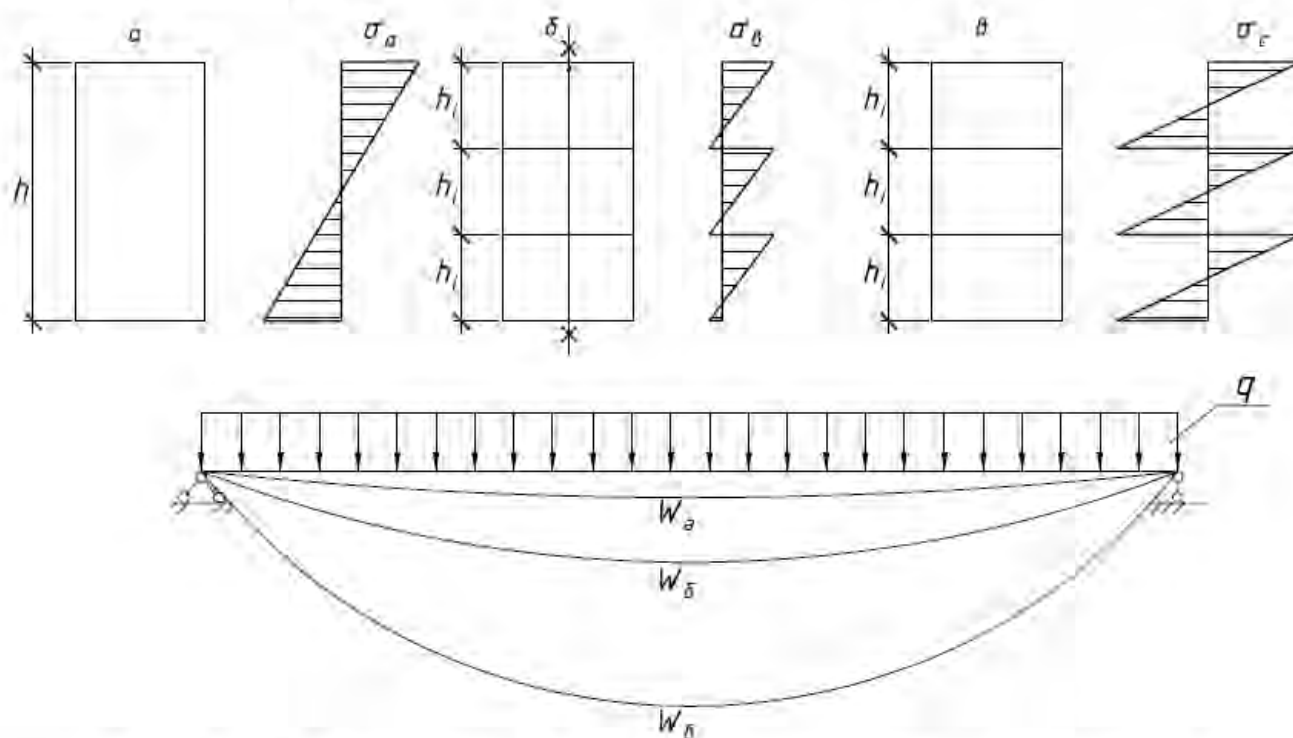


Рис. 3.15 Порівняння прогину і нормальних напружень цілого поперечного перерізу (а), поперечного перерізу, складеного із трьох окремих елементів, з'єднаних за допомогою напівжорсткого з'єднання (б), поперечний переріз, складений за допомогою трьох вільно накладених елементів (в)

Відповідно в [56] та в роботі [57] коефіцієнти γ для окремих компонентів п'ятишарової панелі (рис. 3.16) $i=1$ та $i=5$ розраховуються наступним чином:

$$\gamma_{1(5)} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_0 \cdot t_{1(5)} \cdot t_{2(4)}}{L_{ef}^2 \cdot G_R}}, (1/\text{м}); \quad (3.34)$$

де G_R - модуль зсуву окремих складових; L_{ef} - розрахунковий прольот панелі; $L_{ef} = 2L$ для шарнірного обпирання балки, $L_{ef} = L$ для консольної балки.

Для середнього шару $\gamma_3 = 1$ (1/м).

У поперечних шарах $\gamma_{2,4} = 0$, враховується тільки згин окремих складових.

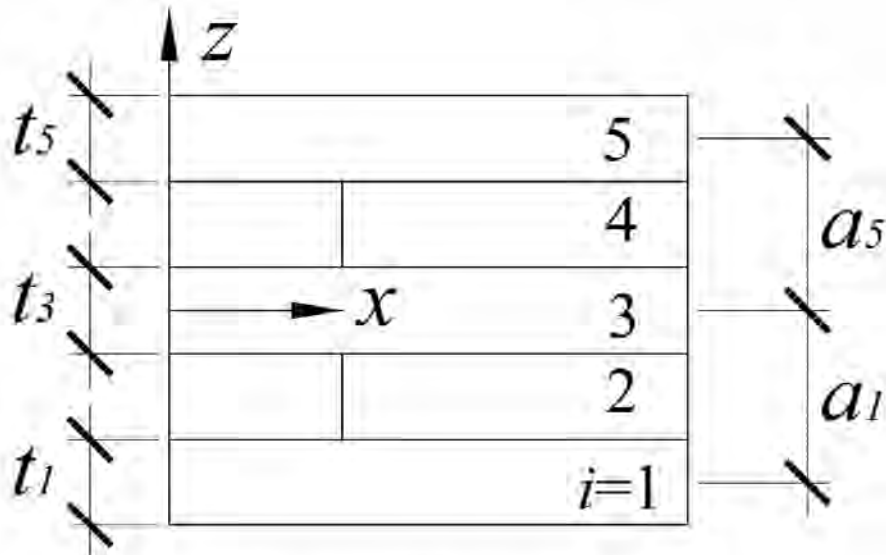


Рис. 3.16 Поперечний переріз п'ятишарової панелі

Даний метод є дуже обмежений у використанні і забезпечує точне рішення диференційного рівняння лише для шарнірно опертій панелі із рівномірно розподіленим навантаженням [58]. Також γ -метод не враховує зсувні деформації окремих шарів і, відповідно, точне рішення можна отримати для балок із прольотами настільки великим, що зсувні деформації стають мізерними. Проте даний метод є досить точний для співвідношення I_{ef} / I_{net} , яке наближається до одиниці (рис. 3.17).

$$I_{ef} = \sum_{i=1}^n (I_i + \gamma_i \cdot A_i \cdot a_i^2); \quad (3.35)$$

$$I_{net} = \sum_{i=1}^n (I_i + A_i \cdot a_i^2). \quad (3.36)$$

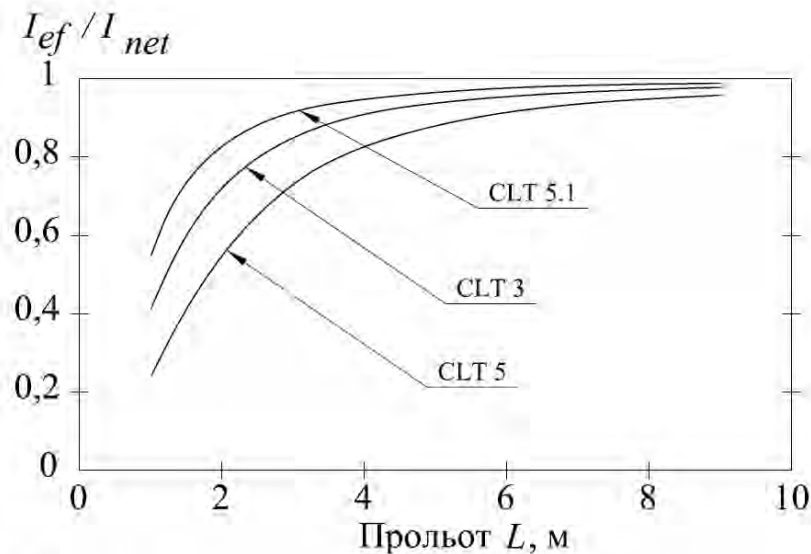


Рис. 3.17 Графік порівняння панелей з поперечно-клеєної деревини в залежності від прольоту L та співвідношення I_{ef} / I_{net}

На рис. 3.17 показано результати проведених чисельних досліджень із застосуванням γ - методу, що стосувались визначення максимально допустимого прольоту трьох типів панелі з ПКД в залежності від співвідношення I_{ef} / I_{net} . Критерієм, який обмежує проліт елемента, прийнята величина граничного відносного прогину $1/200$. Для досліджень були прийняті наступні типи панелей: CLT 3 – тришарова панель з ПКД з однакових дощок завтовшки 40 мм; CLT 5 – п'ятишарова панель з ПКД з однакових дощок завтовшки 40 мм; CLT 5.1 – п'ятишарова панель з ПКД з однакових дощок завтовшки 20 мм. Як бачимо з рис. 3.17, співвідношення I_{ef} / I_{net} більше впливає на панелі з меншою кількістю шарів дощок. А от зменшення товщини шарів панелі суттєво зменшує діапазон можливого співвідношення I_{ef} / I_{net} .

У формулах (3.35) та (3.36) відстані a_i слід визначати за формулами:

$$a_5 = \left(\frac{t_5}{2} + t_4 + \frac{t_3}{2} \right) - a_2; \quad (3.37)$$

$$a_1 = \left(\frac{t_3}{2} + t_2 + \frac{t_1}{2} \right) + a_2; \quad (3.38)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_5 \cdot \frac{E_{0,5}}{E_c} \cdot b \cdot t_5 \cdot \left(\frac{t_5}{2} + t_4 + \frac{t_3}{2} \right) + \gamma_1 \cdot \frac{E_{0,1}}{E_c} \cdot b \cdot t_1 \cdot \left(\frac{t_3}{2} + t_2 + \frac{t_1}{2} \right)}{\sum_{i=1}^5 \gamma_i \cdot \frac{E_{0,i}}{E_c} \cdot b \cdot t_i}. \quad (3.39)$$

У роботі [59] наведено методику, яка базується на γ -методі, і запропоновано визначати максимальні згинаючі напруження в крайових волокнах зовнішніх шарів за формулою:

$$\sigma_{edge,d} = \frac{M_{\max}}{K_{CLT}} \cdot \frac{a_{CLT}}{2} \cdot E_{i=5}; \quad (3.40)$$

де $M_{\max}$ – максимальне значення згинального моменту; a_{CLT} – висота перерізу панелі з ПКД; K_{CLT} – ефективна жорсткість панелі з ПКД, яку слід визначати за формулою (3.41); $E_{i=5}$ – модулі пружності кожного шару вздовж прольоту плити.

Ефективну жорсткість панелі з ПКД рекомендується визначати за формулою:

$$K_{CLT} = (E \cdot I)_{ef} = \sum_{i=1}^n \left(E_i \cdot I_i + E_i \cdot A_i \cdot a_i^2 \right) = E_0 \frac{h^3 \cdot a_{CLT}}{12} \cdot k_i; \quad (3.41)$$

в якій E_i , A_i – модуль пружності та площа поперечного перерізу кожного окремого шару, I_i – момент інерції кожного шару відносно його власної головної осі, E_0 – модуль пружності вздовж волокон деревини зовнішніх шарів, h – загальна висота перерізу панелі з ПКД, k_i – коефіцієнт, який залежить від умов прикладання навантаження.

Для перевірки за експлуатаційною придатністю або другим граничним станом прогини плит слід визначати за формулою:

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot I_{ef}^4}{384 \cdot K_{CLT}} + \frac{q \cdot I_{ef}^4}{8 \cdot S_{CLT}}; \quad (3.42)$$

де q – експлуатаційне розрахункове значення рівномірно розподіленого навантаження; K_{CLT} – ефективна жорсткість панелі з ПКД, яку слід визначати за формулою (3.39); I_{ef} – приведений момент інерції панелі з ПКД; S_{CLT} – ефективний момент опору панелі з ПКД, який слід визначати за формулою (3.43).

$$S_{CLT} = k \cdot S_{tot} = k \cdot \sum (G \cdot b \cdot a_m) = k \sum (G \cdot A); \quad (3.43)$$

де k – коефіцієнт зменшення; G – модуль зсуву панелі з ПКД; A – площа поперечного перерізу панелі з ПКД.

Композитний метод описаний в [56].

Прогин панелі за композитним методом задається як функція лише від моментів із введенням коефіцієнту k_1 до згинної жорсткості:

$$w = \int \frac{M \overline{M}}{EI \cdot k_1} dx. \quad (3.44)$$

Формула (3.44) при рівномірно розподіленому навантаженні набуває вигляду:

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot k_1}. \quad (3.45)$$

Формула (3.44) при зосередженому у вигляді сили навантаженні набуває вигляду:

$$w = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I \cdot k_1}. \quad (3.46)$$

В усіх формулах коефіцієнт k_1 для плит з зовнішніми шарами вздовж основного прольоту визначається за формулою:

$$k_1 = 1 - \left(1 - \frac{E_{90}}{E_0} \right) \cdot \frac{a_{m-2}^3 - a_{m-4}^3 + \dots \pm a_1^3}{a_m^3}. \quad (3.47)$$

Даний метод підходить для розрахунку елементів з будь-якою конфігурацією навантаження. Жорсткість при цьому не залежить від прольоту та умов закріплення.

Метод Крейзінгера (метод аналогії зсуву) дуже схожий до методу Тимошенко з однією відмінністю - введенням коефіцієнту корекції зсуву. Він включений до національного додатку до EC5 Великої Британії [57].

Прогин панелі, як і в теорії Тимошенко, задається як функція від моментів та сил зсуву:

$$w = \int \frac{M\overline{M}}{EI_{net}} dx + \int \frac{V\overline{V} \cdot k}{GA_{ef}} dx. \quad (3.48)$$

Концепція розрахунку полягає у перетворенні реальної панелі з ПКД як до складеної балки (рис. 3.18), що включає в себе декілька механічно з'єднаних елементів в єдиний фіктивний гомогенізований елемент (див. рис. 3.19).

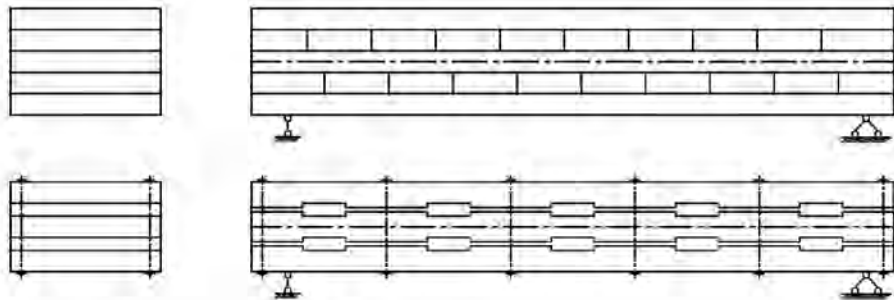


Рис. 3.18 Сутність методу аналогії зсуву

Фіктивний елемент А відповідає за згинальну жорсткість усіх з'єднаних елементів вздовж окремої нейтральної осі реальних елементів.

Фіктивний елемент В враховує частини Штейнера ($E_I \cdot A_i \cdot a_{i2}$) згинаючої жорсткості реальних елементів, а також жорсткість зсуву S_B .

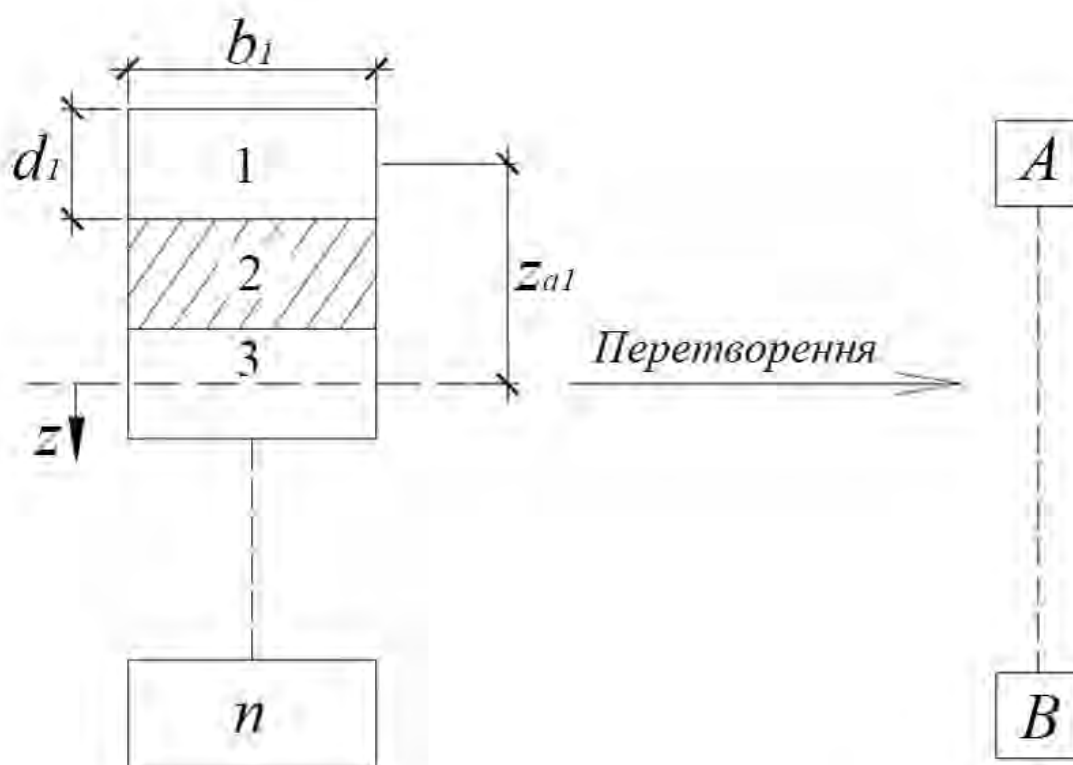


Рис. 3.19 Перетворення складеного перерізу у фіктивний елемент

S_B включає в себе зсувні деформації окремих елементів. $(GA)_A = S_A = \infty$ - частина із нескінченною осьовою жорсткістю; $(GA)_B = S_B$ - жорсткість зсуву компоненту B .

$$(GA)_B = \frac{\alpha^2}{\left[\left(\frac{h_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} \right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \cdot b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2 \cdot G_n \cdot b} \right) \right]}; \quad (3.49)$$

$$\frac{1}{S_B} = \frac{1}{\alpha^2} \cdot \left[\left(\frac{h_1}{2 G_1 \cdot b_1} \right) + \left(\sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i \cdot b_i} \right) + \left(\frac{h_n}{2 G_n \cdot b_n} \right) \right]. \quad (3.50)$$

Формула (3.48) при рівномірно розподіленому навантаженні набуває вигляду:

$$w = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{net}} + \frac{q \cdot L^2 \cdot k}{8 \cdot G \cdot A_{ef}}. \quad (3.51)$$

в якій: q – експлуатаційне рівномірно розподілене навантаження; L – прольот плити; EI_{net} – згинна жорсткість, що визначається за формулою (3.36); GA_{ef} – зсувна жорсткість.

При навантаженні зосередженою силою формула (3.48) набуває вигляду:

$$w = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_{net}} + \frac{P \cdot L \cdot k}{4 \cdot G \cdot A_{ef}}. \quad (3.52)$$

У формулах (3.51) та (3.51) зсувна жорсткість визначається за формулою (3.53):

$$G \cdot A_{ef} = \frac{b \cdot a^2}{\frac{h_1}{2G_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i} + \frac{h_n}{2G_n}}, \quad (3.53)$$

$$\text{де } a = h_{total} - \frac{h_1}{2} - \frac{h_n}{2}.$$

Даний метод підходить для панелей під різним навантаженням, з різною кількістю шарів та при прольотах більше 8м. При чому рекомендується приймати коефіцієнт $k = 1,2$ для прямокутних перерізів.

3.3 Чисельний аналіз аналітичних методик розрахунку панелей з поперечно-класної деревини

В попередньому параграфі описані існуючі методики розрахунку ППКД за другим граничним станом. Фактична різниця цих методик полягає у визначенні приведених геометричних характеристик плит та врахуванні зсуву. Нижче в табличній формі представлено порівняння існуючих методик для плит, завантажених рівномірно розподіленим навантаженням (табл. 3.1).

Таблиця 3.1

Порівняльна таблиця існуючих методик розрахунку ППКД, завантажених рівномірно розподіленим навантаженням

	Значення прогину, w	EI_{net}, EI_{ef}, EI	GA_s, GA_{ef}
1	2	3	4
балочна теорія Тимошенко	$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{net}} + \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot G \cdot A_s}$ (6.2.28)	$\sum_{i=1}^n E_i I_i + E_i A_i a_i^2$ (6.2.29)	$k \sum_{i=1}^n G_i b_i t_i$ (6.2.30)
γ - метод	$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot (E \cdot I)_{ef}}$ (6.2.32)	$\sum_{i=1}^n (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2)$ (6.2.33)	
Композитний метод	$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot k_1}$ (6.2.45)	$\sum_{i=1}^n E_i I_i + E_i A_i a_i^2$ (6.2.29)	
теорія Крейзінгера	$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{net}} + \frac{q \cdot L^2 \cdot k}{8 \cdot G \cdot A_{ef}}$ (6.2.51)	$\sum_{i=1}^n E_i I_i + E_i A_i a_i^2$ (6.2.29)	$\frac{b \cdot a^2}{\frac{h_1}{2G_1} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_i}{G_i} + \frac{h_n}{2G_n}}$ (6.2.53)

Для аналізу схожості методик, наведених вище, проведені чисельні дослідження зі зміною геометричних параметрів плит (кількість шарів – товщина поперечного перерізу, розрахунковий прольот) та навантаження. Всі шари ППКД прийняті завтовшки 20 мм з деревини класу міцності С24, з наступними характеристиками матеріалу: $E_{0,mean} = 11000$ МПа, $E_{90,mean} = 3700$ МПа, $G_{mean} = 690$ МПа.

Дослідження стосувалися 3-х, 5-ти та 7-шарових плит шириною 1 м, прольотами 3, 6 і 9 м, з рівномірно розподіленим по площі навантаженням 1,5 кН/м² та 5,0 кН/м².

Результати розрахунків представлені в табличній формі (табл. 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.7).

За проведенням аналізом одержаних результатів слід зазначити, що всі існуючі і прийняті для порівняння методики дають дуже близькі значення. Для тришарових панелей різниця в методах становить до 7% при малих прольотах і зменшується до 4% при збільшенні прольоту ППКД. Для п'ятишарових панелей також спостерігається найбільше розходження при малих прольотах до 10%, зі збільшенням прольоту розбіжність результатів становить вже 8%. Для семишарових панелей розбіжність в результатах, одержаних за композитним методом і іншими, наведеними вище, зростає до 19%, однак слід зазначити, що, скоріш за все, методика композитного методу погано враховує особливості роботи семишарових панелей з ПКД. Якщо відкинути композитний метод, то при розрахунку прогинів за різними методиками різниця становить від 3-х до 5-ти % зі збільшенням, пов'язаним із збільшенням прольоту панелі.

Найбільш простим і таким, що дає гарні результати розрахунку за будь-якого складу ППКД при будь-яких прольотах і навантаженнях, можна визнати метод Крейзінгера. Саме його приймаємо за базовий і будемо порівнювати з результатами чисельних й експериментальних досліджень. За результатами проведених чисельних досліджень ПКД плит, саме на основі методу Крейзінгера розроблена вітчизняна методика розрахунку ППКД.

Таблиця 3.2

Значення прогинів та приведених згинних жорсткостей для тришарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні 1,5 кН/м²

Прольот, м			3	6	9
	EI_{net}, EI_{ef}, EI	GA_s, GA_{ef}	Значення прогину		
Показник	кН·см ²	кН	w, мм	w, мм	w, мм
1	2	3	4	6	7
Балочна теорія Тимошенко	1,9067x10 ⁶	4,66x10 ⁶	9,871	152,995	769,893
γ - метод	1,8944x10 ⁶ 1,9036x10 ⁶ ¹ 1,9053x10 ⁶		9,52	152,38	766,73
Композитний метод	1,9067x10 ⁶		9,459	151,344	766,179
Теорія Крейзінгера	1,9067x10 ⁶	3,73x10 ⁶	9,717	152,376	768,5

Таблиця 3.3

Значення прогинів та приведених згинних жорсткостей для тришарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні 5,0 кН/м²

Прольот, м			3	6	9
	EI_{net}, EI_{ef}, EI	GA_s, GA_{ef}	Значення прогину		
Показник	кН·см ²	кН	w, мм	w, мм	w, мм
1	2	3	4	6	7
Балочна теорія Тимошенко	1,9067x10 ⁶	4,66x10 ⁶	30,077	466,141	2345,697
γ - метод	1,8944x10 ⁶ 1,9036x10 ⁶ ¹ 1,9053x10 ⁶		29,005	461,86	2336,05
Композитний метод	1,9067x10 ⁶		28,8195	461,112	2334,381
Теорія Крейзінгера	1,9067x10 ⁶	3,73x10 ⁶	29,605	464,255	2341,453

Таблиця 3.4

Значення прогинів та приведених згинних жорсткостей для п'ятишарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні 1,5 кН/м²

Прольот, м			3	6	9
	EI_{net}, EI_{ef}, EI	GA_s, GA_{ef}	Значення прогину		
Показник	кН·см ²	кН	w, мм	w, мм	w, мм
1	2	3	4	6	7
балочна теорія Тимошенко	7,26x10 ⁶	8,42x10 ⁶	2,935	44,178	220,34
γ - метод	7,211x10 ⁶ 7,248x10 ⁶ 7,255x10 ⁶		2,706	43,07	217,86
Композитний метод	7,26x10 ⁶		2,865	45,836	232,044
теорія Крейзінгера	7,26x10 ⁶	7,46x10 ⁶	2,827	43,56	218,948

Таблиця 3.5

Значення прогинів та приведених згинних жорсткостей для п'ятишарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні 5,0 кН/м²

Прольот, м			3	6	9
	EI_{net}, EI_{ef}, EI	GA_s, GA_{ef}	Значення прогину		
Показник	кН·см ²	кН	w, мм	w, мм	w, мм
1	2	3	4	6	7
балочна теорія Тимошенко	7,26x10 ⁶	8,42x10 ⁶	8,487	127,214	635,977
γ - метод	7,211x10 ⁶ 7,248x10 ⁶ 7,255x10 ⁶		7,82	124,565	636,018
Композитний метод	7,26x10 ⁶		8,2845	132,552	671,046
теорія Крейзінгера	7,26x10 ⁶	7,46x10 ⁶	8,176	125,968	633,175

Таблиця 3.6

Значення прогинів та приведених згинних жорсткостей для семишарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні 1,5 кН/м²

Прольот, м			3	6	9
	EI_{net}, EI_{ef}, EI	GA_s, GA_{ef}	Значення прогину		
Показник	кН·см ²	кН	w, мм	w, мм	w, мм
1	2	3	4	6	7
балочна теорія Тимошенко	1,789x10 ⁷	1,13x10 ⁷	1,347	19,463	96,577
γ - метод	1,7783 x10 ⁷ 1,7866 x10 ⁷ 1,7881 x10 ⁷		1,18	18,796	95,076
Композитний метод	1,789 x10 ⁷		1,431	22,896	115,91
теорія Крейзінгера	1,789 x10 ⁷	1,12 x10 ⁷	1,273	19,168	95,910

Таблиця 3.7

Значення прогинів та приведених згинних жорсткостей для семишарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні 5,0 кН/м²

Прольот, м			3	6	9
	EI_{net}, EI_{ef}, EI	GA_s, GA_{ef}	Значення прогину		
Показник	кН·см ²	кН	w, мм	w, мм	w, мм
1	2	3	4	6	7
балочна теорія Тимошенко	1,789x10 ⁷	1,13x10 ⁷	3,162	53,696	266,435
γ - метод	1,7783 x10 ⁷ 1,7866 x10 ⁷ 1,7881 x10 ⁷		3,256	51,856	262,3
Композитний метод	1,789 x10 ⁷		3,948	63,165	319,773
теорія Крейзінгера	1,789 x10 ⁷	1,12 x10 ⁷	3,512	52,880	264,598

3.4 Обґрунтування можливості застосування МСЕ для дослідження напружено-деформованого стану панелей з поперечно-класної деревини

В роботах [59, 60] наведено опис експерименту по дослідженню НДС панелі з поперечно-класної деревини розмірами 1 на 2 метри, шарнірно обпертої з двох сторін. Схему експериментальної установки та розміщення вимірювальних приладів наведено на рис. 3.20. Для експерименту прийнята панель з трьох шарів дощок. Навантаження прикладалось рівномірно розподілене по площі панелі від 1 до $7,5 \text{ кН/м}^2$ з кроком по $0,5 \text{ кН/м}^2$. На рис. 3.21 наведені фото експериментальної установки й етапи завантаження. Крім експериментальних даних, в [59, 60] наведено результати розрахунку даної ППКД за методикою з [57], описаною вище, та результати комп'ютерного моделювання в програмному комплексі ANSYS. Отримані експериментальні дані при порівнянні з аналітичним розрахунком та чисельними дослідженнями представлені у вигляді графіку залежності деформацій від навантаження на рис. 3.29.



1 кН/м²



1,5 кН/м²



2 кН/м²



3 кН/м²



4 кН/м²



4,5 кН/м²



5 кН/м²



6 кН/м²



7 кН/м²



7,5 кН/м²

Рис. 3.21 Етапи завантаження панелі з поперечно-клеєної деревини при проведенні експериментального дослідження

Для підтвердження можливості застосування до аналізу напружено-деформованого стану панелей з ПКД методу скінченних елементів в сучасних програмних комплексах було проведено чисельне дослідження плити аналогічної за своїми параметрами, що і в реальному експерименті, результати якого наведено вище. Для проведення чисельного дослідження був застосований метод скінченних елементів, реалізований в ПК ЛІРА - САПР. Чисельні дослідження експериментальної панелі проведено з застосуванням об'ємних СЕ №36 з наданням їм фізико-механічних властивостей для деревини хвойних порід класу міцності С14 (рис. 3.22, 3.23), що повністю відповідає експериментальній панелі з ПКД:

1. Для шарів з поздовжнім розташуванням дощок

модуль пружності вздовж волокон $E_{0,\text{mean}} = E1 = E3 = 700 \text{ кН/см}^2$;

модуль пружності поперек волокон деревини $E_{90,\text{mean}} = E2 = 23 \text{ кН/см}^2$;

модуль зсуву вздовж волокон $G_{\text{mean}} = G12 = G13 = G23 = 44 \text{ кН/см}^2$;

щільність $\rho_k = R_0 = 290 \text{ кг/м}^3$;

коефіцієнт Пуассона вздовж волокон деревини $\nu_0 = 0,49$;

коефіцієнт Пуассона поперек волокон деревини $\nu_{90} = 0,0161$;

2. Для шарів з поперечним розташуванням дощок

модуль пружності поперек волокон деревини $E_{90,\text{mean}} = E1 = E3 = 23 \text{ кН/см}^2$;

модуль пружності вздовж волокон деревини $E_{0,\text{mean}} = E2 = 700 \text{ кН/см}^2$;

модуль зсуву вздовж волокон $G_{\text{mean}} = G12 = G13 = G23 = 44 \text{ кН/см}^2$;

щільність $\rho_k = R_0 = 290 \text{ кг/м}^3$;

коефіцієнт Пуассона вздовж волокон деревини $\nu_0 = 0,0161$;

коефіцієнт Пуассона поперек волокон деревини $\nu_{90} = 0,49$.

Слід окремо зазначити, що коефіцієнти Пуассона приймалися за довідковою літературою з обов'язковим дотриманням умови наявності в деревині пружного потенціалу, про що детально написано в п. 2.2 другого розділу цієї роботи, враховуючи той факт, що в нормативній літературі вони відсутні [21].

Розміри змодельованої в чисельному дослідженні панелі повністю відповідають випробуванням. Опори змодельованих панелей визначено як шарнірно нерухома та шарнірно рухома опора.

Порівняння деформацій, одержаних за експериментом та чисельними дослідженнями, описаними вище, та чисельних досліджень в ПК ЛІРА – САПР, наведено в таблиці 6.8.

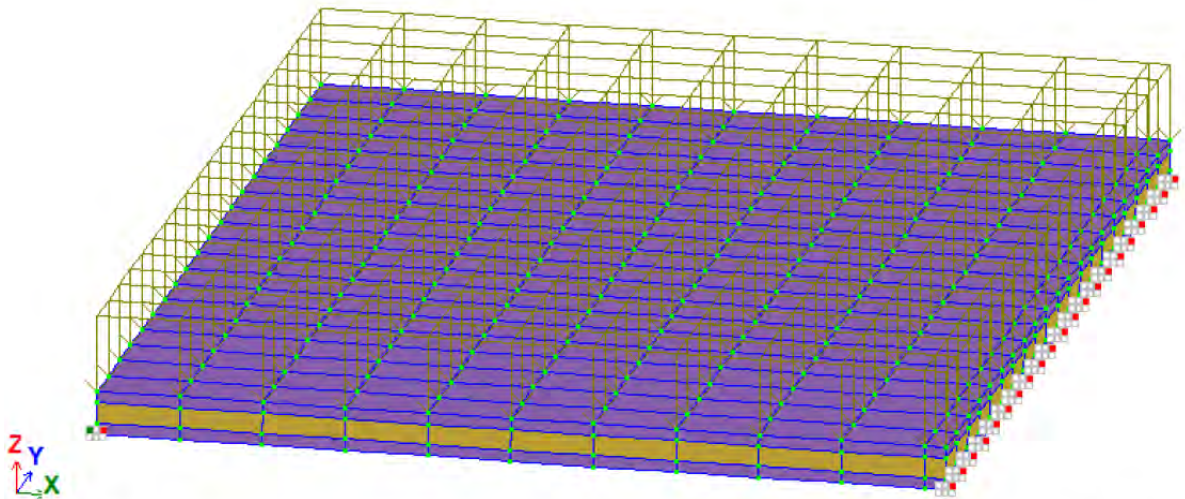


Рис. 3.22 Розрахункова модель панелі з ПКД, виконана об'ємними СЕ 36

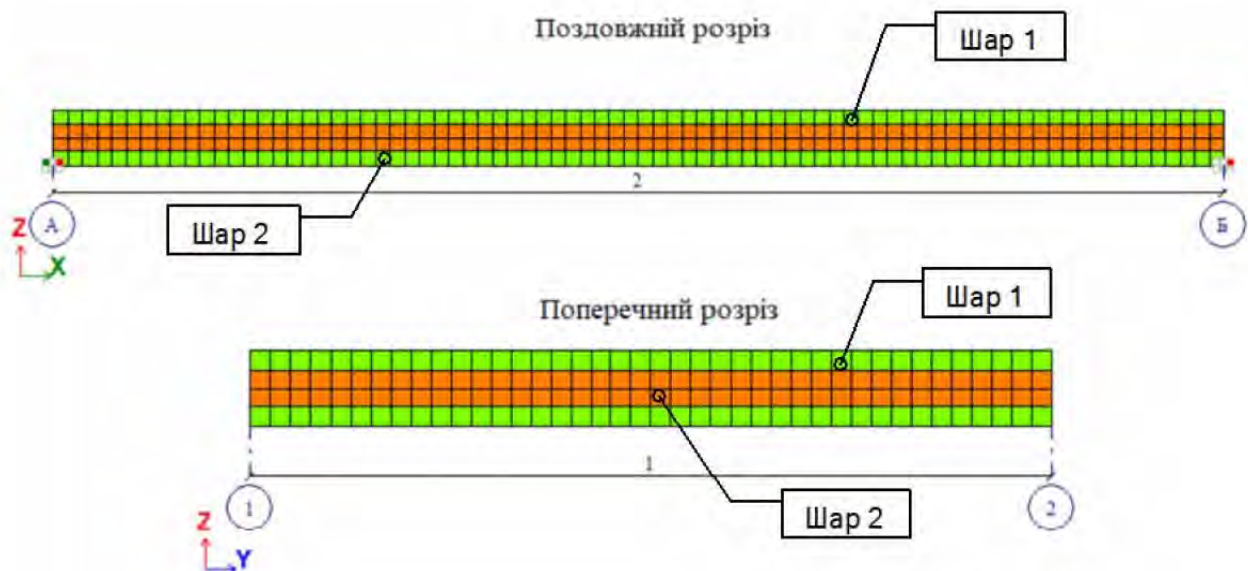


Рис. 3.23 Розрізи розрахункової моделі ППКД, змодельованої СЕ 36

У результаті розрахунку було отримано переміщення по осі z:

1((власна вага+ прикладене навантаження))
Ізополя перемішень по Z(G)
Одиниці виміру - мм

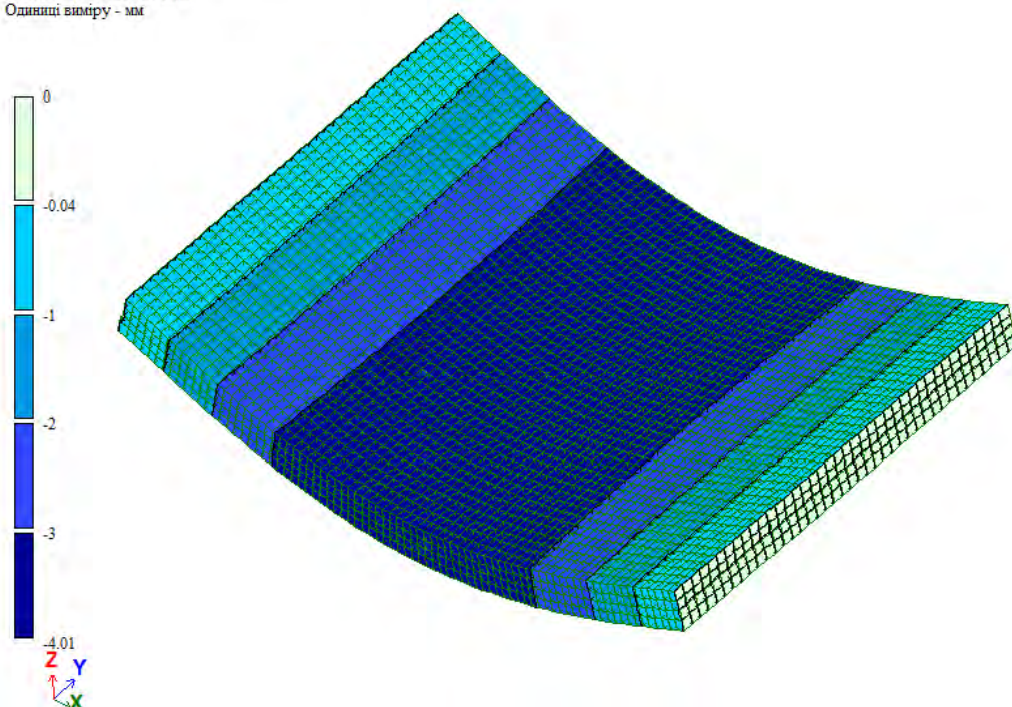


Рис. 3.24 Ізополя деформацій по осі z (прогинів) ГПКД для навантаження 8кН/м

1((власна вага+ прикладене навантаження))
Мозаїка напружень по Nx
Одиниці виміру - т/м2

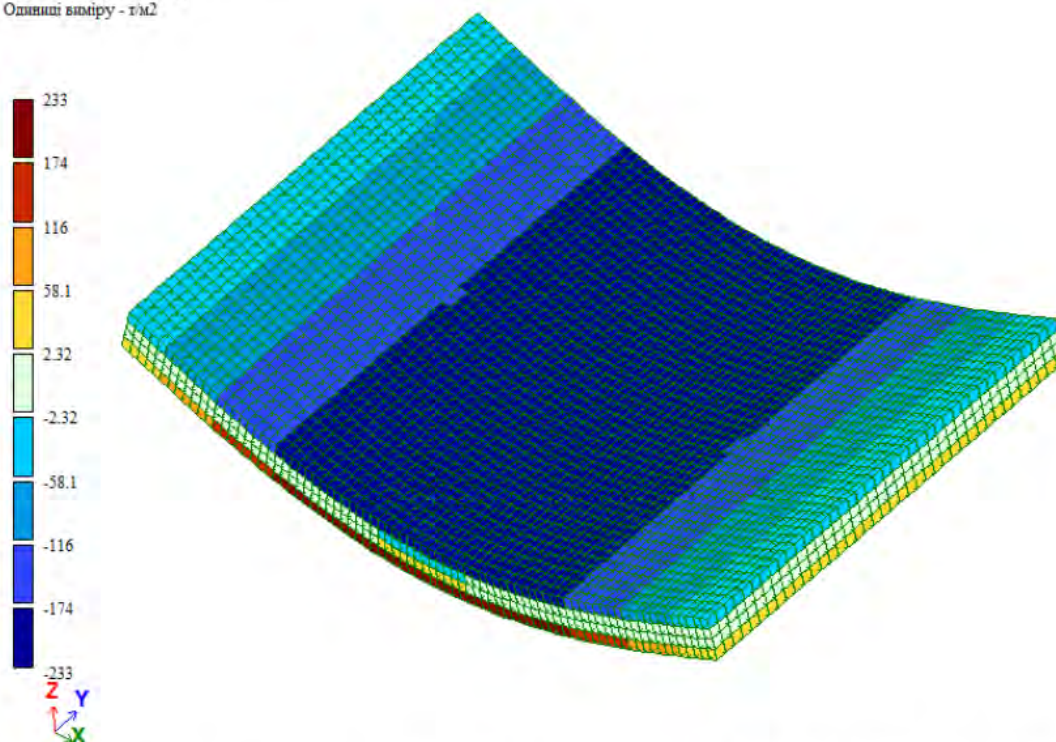


Рис. 3.25 Ізополя нормальних напружень вздовж волокон N_x ($\sigma_x = \sigma_m$) для навантаження 8 кН/м

1((власна вага+ прикладене навантаження))
Мозаїка напружень по N_y
Одиниці виміру - т/м2

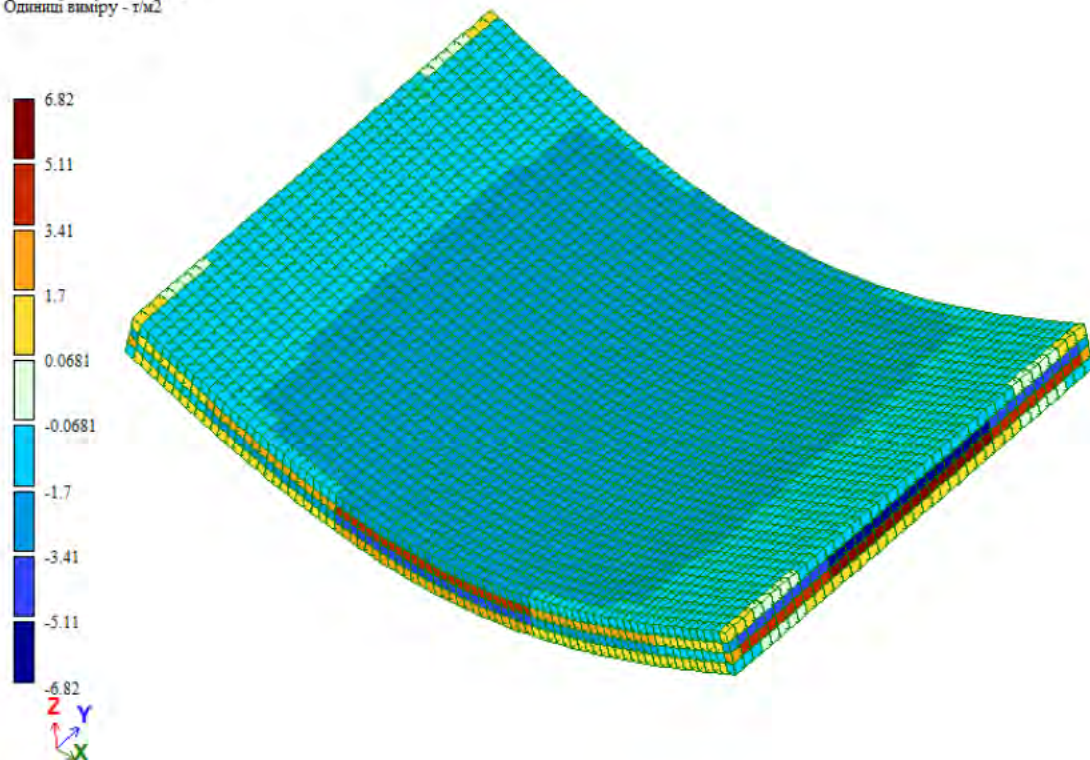


Рис. 3.26 Ізополя нормальних напружень поперек волокон N_y ($\sigma_y = \sigma_{90}$) для навантаження 8 кН/м

1((власна вага+ прикладене навантаження))
Мозаїка напружень по T_{xy}
Одиниці виміру - т/м2

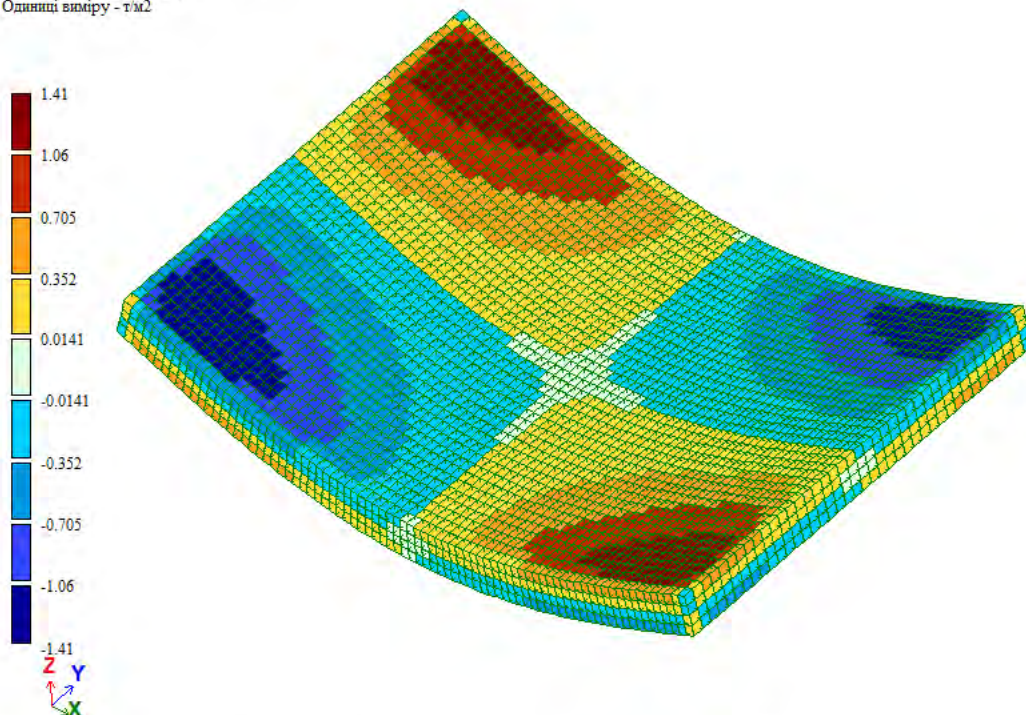


Рис. 3.27 Ізополя дотичних (сколюючих) напружень T_{xy} (τ) для навантаження 8 кН/м.

1((власна вага+ прикладене навантаження))
 Мозаїка напружень по T_{xz}
 Одиниці виміру - $\tau/\text{м}^2$

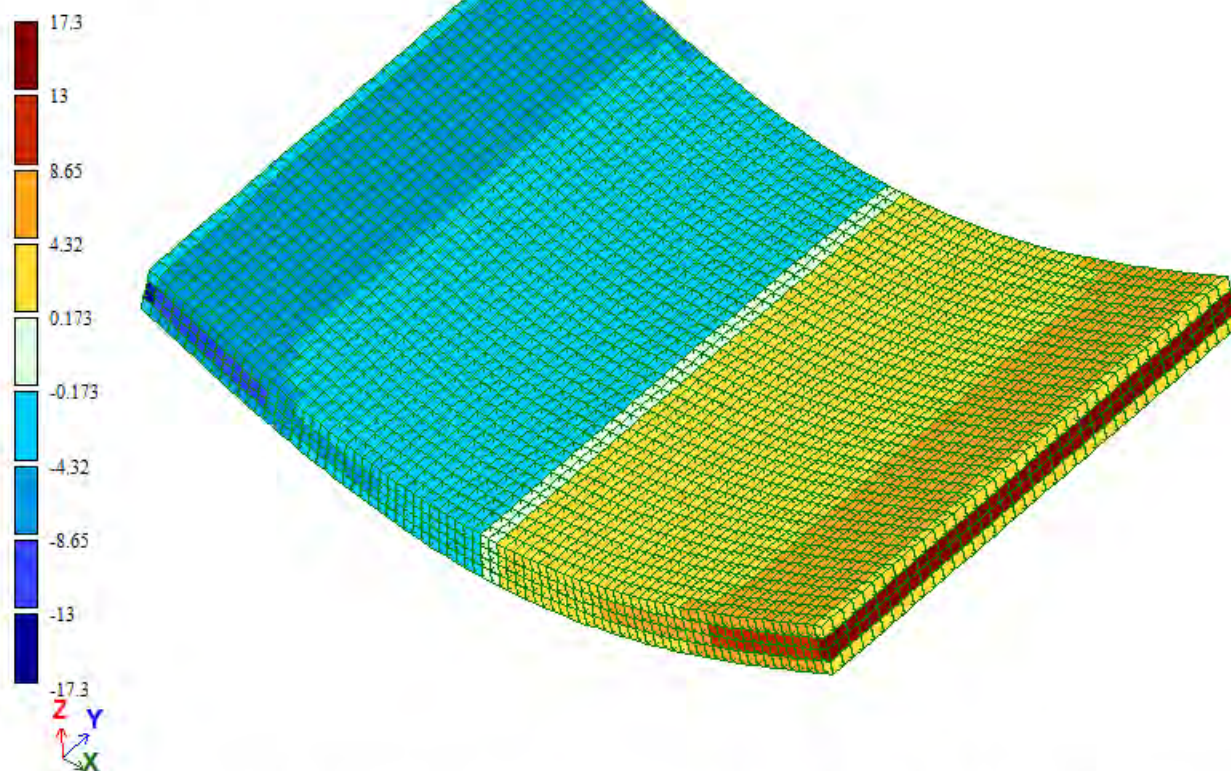


Рис. 3.28 Ізополя дотичних (сколюючих) напружень T_{xz} (τ) для навантаження 8 кН/м.

Таблиця 3.8

Порівняння прогинів за різних навантажень чисельного дослідження НДС панелі з ПКД та реального випробування

Навантаження на плиту q , кН/м ²	Повний прогин панелі за чисельними дослідженнями МСЕ, u , мм	Повний прогин панелі за результатами випробування 1, u , мм	Повний прогин панелі за результатами випробування 2, u , мм
0,00	0	0	0
1,00	0,58	0.8	0.7
2,00	1,07	1.65	1.22
3,00	1,56	2.5	1.85
4,00	2.05	3.2	2.3
5,00	2.54	3.9	2.9
6,00	3.03	4.7	3.4
7,00	3.52	5.3	4
8,00	4.01	6	4.6

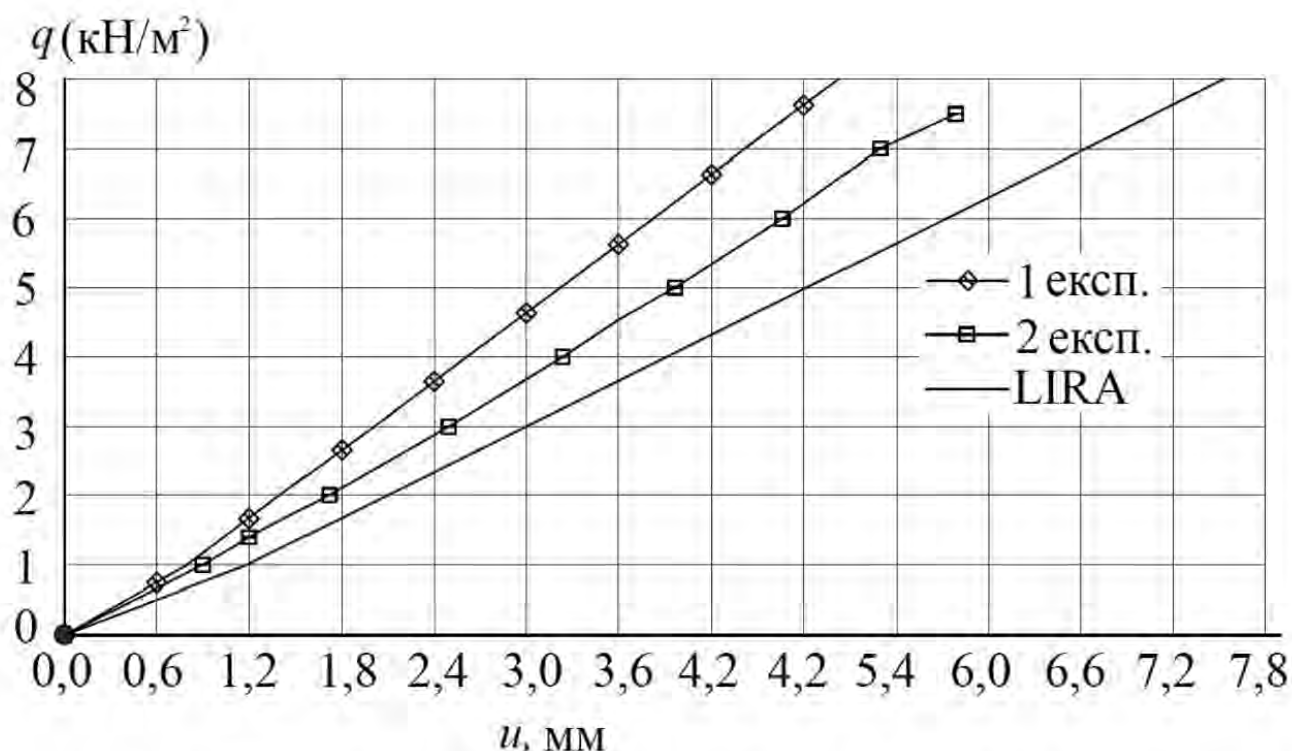


Рис. 3.29 Графік залежності деформацій панелі з ПКД від завантаження за даними експериментальних досліджень та чисельним моделюванням в ПК ЛІРА – САПР

Різниця в деформаціях між результатами експериментальних випробувань №1 ППКД та чисельним моделюванням в ПК ЛІРА - САПР досягає 33%, що є досить прийнятним, враховуючи факт повзучості деревини (пов'язаний з відомим явищем релаксації) з часом.

На графіку, приведеному на рис. 3.30, наведено дані порівняння результатів чисельних досліджень експериментальної панелі з ПКД в різних програмних комплексах, таких як ECS, ANSYS та ЛІРА САПР. Як бачимо, ПК ЛІРА САПР, при моделюванні об'ємними СЕ, дає найбільш наближені до експериментальних результати. Таким чином, для подальших чисельних досліджень ППКД методом скінченних елементів застосування ПК ЛІРА - САПР цілком підтверджується.

Додатково експериментальна плита була порахована за відомими методиками розрахунку [56] - γ - методом та теорією Крейзінгера при максимальному навантаженні. За γ - методом, максимальний прогин плити при

навантаженні 8 кН становить $u = 3,58$ мм. За теорією Крейзінгера, максимальний прогин плити при навантаженні 8 кН становить $u = 4,26$ мм. До наведених вище (табл. 3.8) даних експериментальних випробувань і чисельного дослідження МСЕ в ПК ЛІРА - САПР максимально близькі результати дає теорія Крейзінгера.

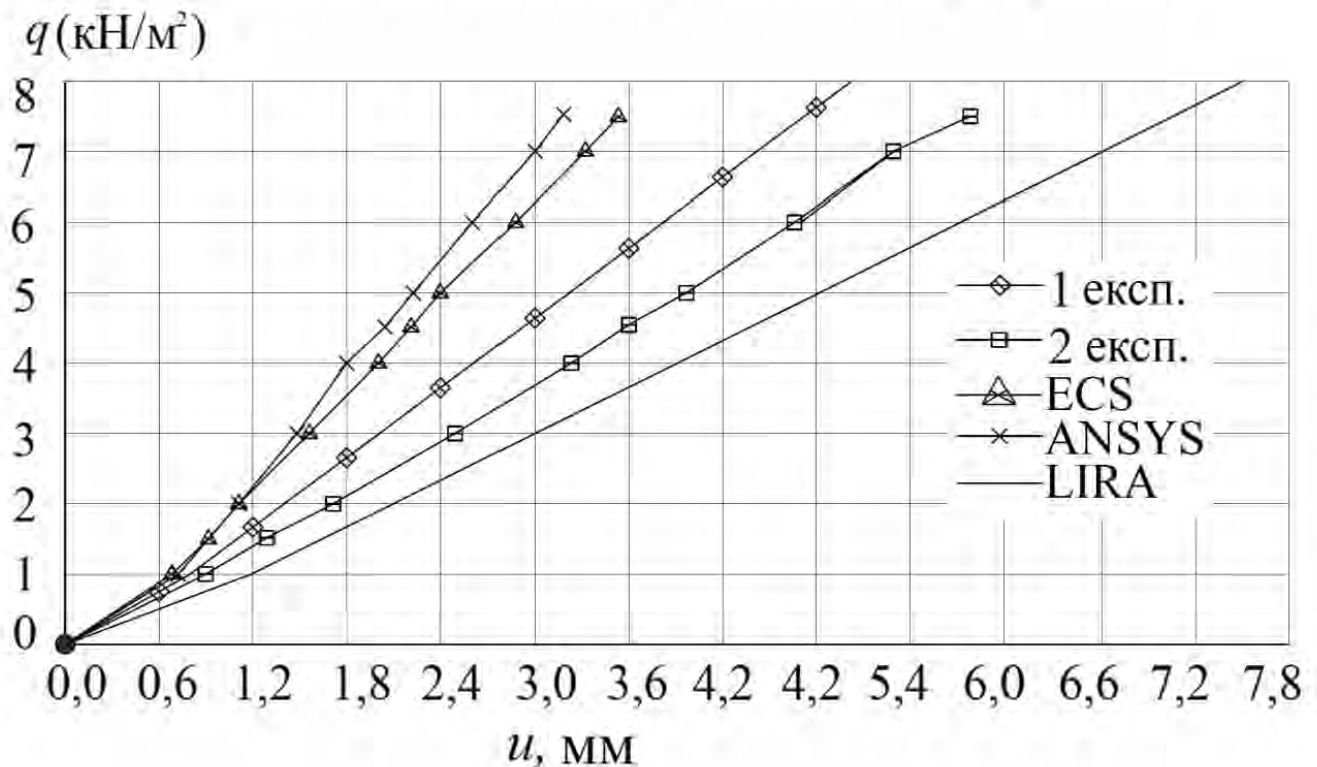


Рис. 3.30 Графік залежності деформацій панелі з ПКД від завантаження за даними експериментальних досліджень, підрахунків аналітичним методом та чисельними дослідженнями

3.5 Порівняльний аналіз аналітичних методик розрахунку з результатами комп'ютерного моделювання

Для аналізу аналітичних методів розрахунку та розрахунку МСЕ в ПК ЛІРА САПР було проведено чисельні дослідження панелей з параметрами, аналогічними прийнятим в параграфі 3.3. Чисельні дослідження експериментальної панелі проведено з застосуванням об'ємних СЕ №36.

Дослідження стосувались 3-х, 5-ти та 7-ми шарових плит, прольотами 3, 6 і 9 м, з рівномірно розподіленим по площі навантаженням 1,5 кН/м² та 5,0 кН/м².

Всі шари ППКД прийняті з деревини класу міцності C24 з наступними характеристиками матеріалу: $E_{0,\text{mean}} = 11000$ МПа, $E_{90,\text{mean}} = 370$ МПа, $G_{\text{mean}} = 690$ МПа.

Об'ємні СЕ №36 моделювалися з наданням їм фізико-механічних характеристик деревини: модуль пружності деревини вздовж волокон $E_1 = E_{0,\text{mean}} = 11000$ МПа, модуль пружності деревини поперек волокон $E_2 = E_3 = E_{90,\text{mean}} = 370$ МПа, модуль зсуву $G = G_{\text{mean}} = 690$ МПа. Прийнятий розмір скінченного елемента $0,01 \times 0,01 \times 0,01$ м.

Результати розрахунків представлені в табличній формі (табл. 3.9, 3.10, 3.11, 3.12, 3.13, 3.14).

Таблиця 3.9

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для тришарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$

Прольот, м	3		6		9	
	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$
Од. виміру	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²
1	2	3	4	5	6	7
Теорія Крейзінгера	9,72	0,333	152,4	1,332	768,5	2,997
МСЕ в ПК Ліра Сапр	9,51	0,277	150,0	1,100	757	2,48
Різниця у %	2,2	16,8	1,6	17,4	1,5	17,3

Таблиця 3.10

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для тришарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні 5,0 кН/м²

Прольот, м	3		6		9	
	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$
Од. виміру	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²
1	2	3	4	5	6	7
Теорія Крейзінгера	29,605	1,014	464,3	4,058	2341,45	9,13
МСЕ в ПК Ліра Сапф	29,0	0,847	458	3,36	2310	7,55
Різниця у %	2,0	16,5	1,4	17,2	1,3	17,3

Таблиця 3.11

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для п'ятишарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні 1,5 кН/м²

Прольот, м	3		6		9	
	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$
Од. виміру	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²
1	2	3	4	5	6	7
Теорія Крейзінгера	2,83	0,158	43,56	0,63	219	1,42
МСЕ в ПК Ліра Сапф	2,68	0,140	42,300	0,560	214	1,26
Різниця у %	5,3	11,4	2,9	11,1	2,3	11,3

Таблиця 3.12

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для п'ятишарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні 5,0 кН/м²

Прольот, м	3		6		9	
	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$
Од. виміру	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²
1	2	3	4	5	6	7
Теорія Крейзінгера	8,176	0,456	125,97	1,824	633	4,1
МСЕ в ПК Ліра Сапр	7,78	0,407	123,0	1,620	619	3,65
Різниця у %	4,8	10,7	2,4	11,2	2,2	11,0

Таблиця 3.13

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для семишарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні 1,5 кН/м²

Прольот, м	3		6		9	
	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$
Од. виміру	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²
1	2	3	4	5	6	7
Теорія Крейзінгера	1,273	0,0963	19,168	0,385	95,81	0,867
МСЕ в ПК Ліра Сапр	1,18	0,088	18,4	0,351	92,9	0,79
Різниця у %	7,3	8,6	4,0	8,8	3,0	8,9

Таблиця 3.14

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для семишарових ППКД при рівномірно розподіленому навантаженні $5,0 \text{ кН/м}^2$

Прольот, м	3		6		9	
	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$	w	$\sigma_{m,d}$
Од. виміру	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²	мм	кН/см ²
1	2	3	4	5	6	7
Теорія Крейзінгера	3,51	0,266	52,88	1,063	264,6	2,39
МСЕ в ПК Ліра Сапф	3,26	0,244	51,0	0,973	257	2,19
Різниця у %	7,1	8,3	3,6	8,5	2,9	8,4

З одержаних результатів можна чітко простежити, що різниця при розрахунку тришарових панелей ПКД за прогинами становить 2,2%, а за нормальними напруженнями вздовж волокон 17,4%; п'ятишарових панелей ПКД за прогинами становить 5,3%, а за нормальними напруженнями вздовж волокон 11,4%; семишарових панелей ПКД за прогинами становить 7,3%, а за нормальними напруженнями вздовж волокон 8,9%.

Як бачимо, зі зменшенням кількості шарів різниця в одержаних результатах за теорією Крейзінгера та МСЕ при моделюванні об'ємними СЕ сильно зменшується.

Враховуючи високу збіжність одержаних результатів МСЕ та аналітичним розрахунком, можна стверджувати про високий ступінь достовірності чисельних досліджень. При моделюванні МСЕ враховується більш коректна робота ПКД плит, що дозволяє зробити висновок про можливість застосування даного методу для подальших досліджень та уточнення аналітичної методики розрахунку.

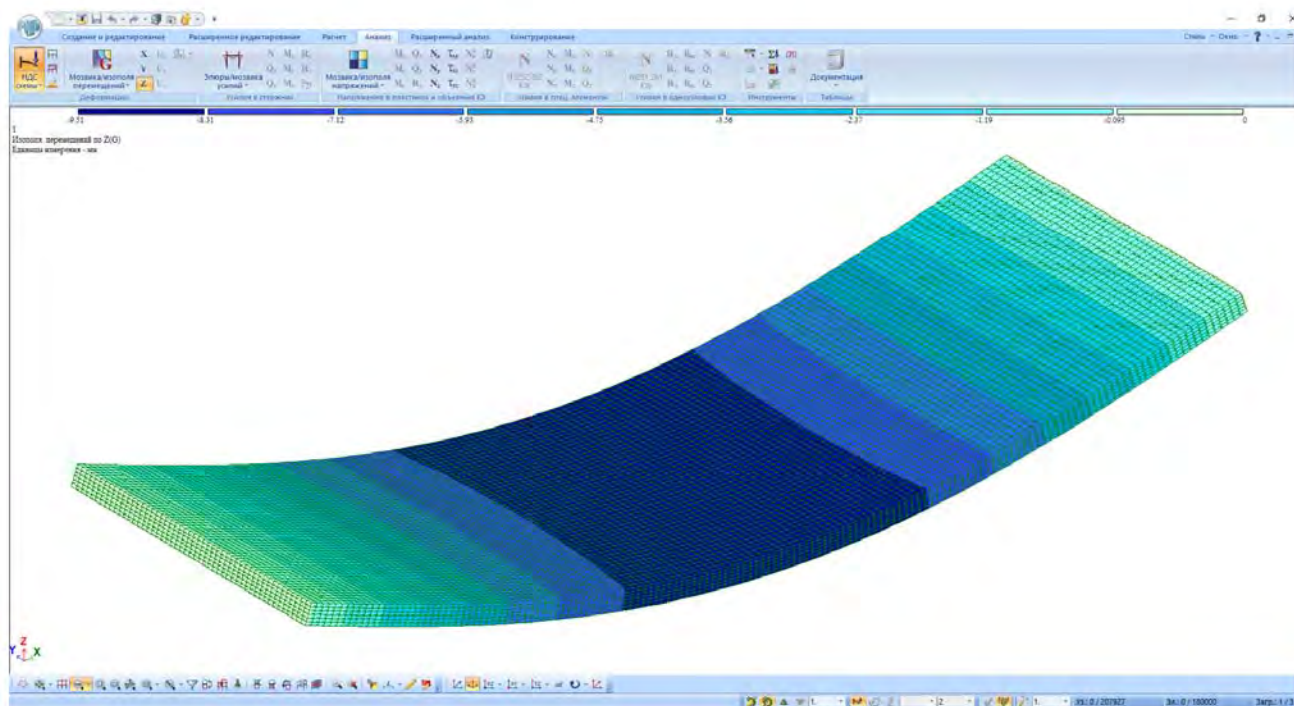


Рис. 3.31 Изополюс вертикальных деформаций тришаровых ППКД прольотом 3 м при равномерно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$

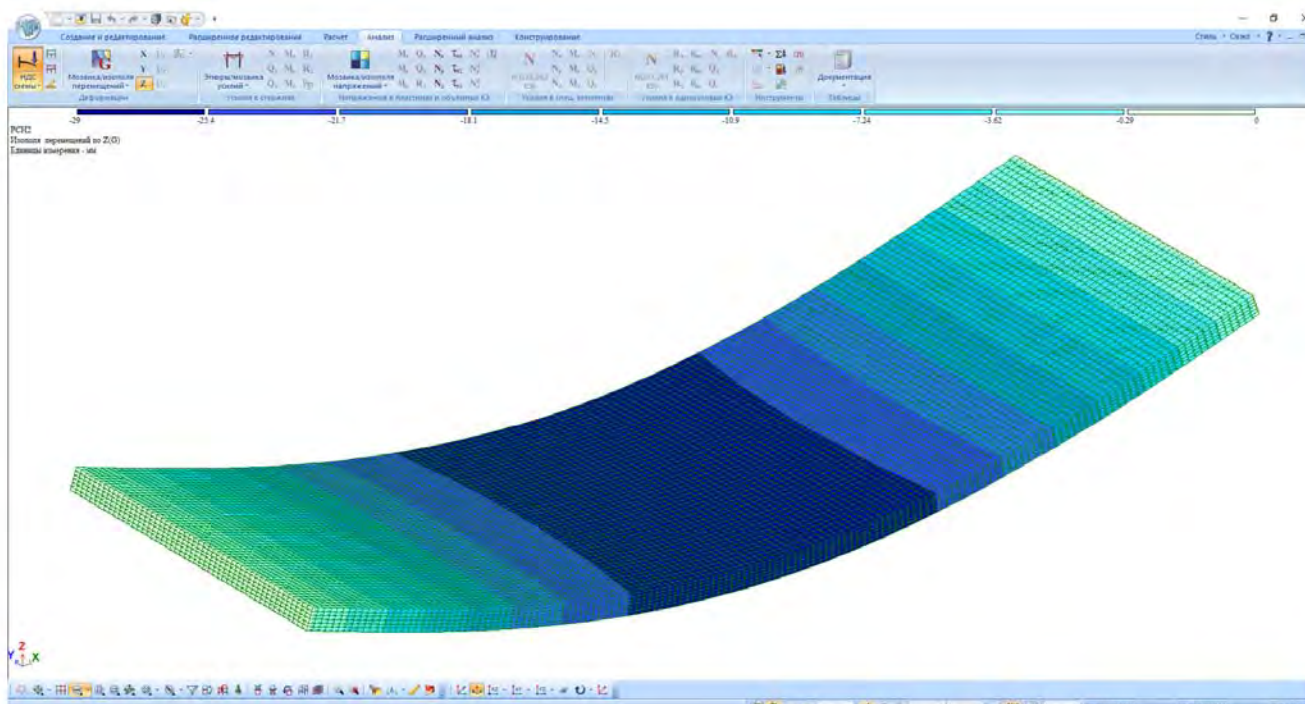


Рис. 3.32 Изополюс вертикальных деформаций тришаровых ППКД прольотом 3 м при равномерно розподіленому навантаженні 5 кН/м^2

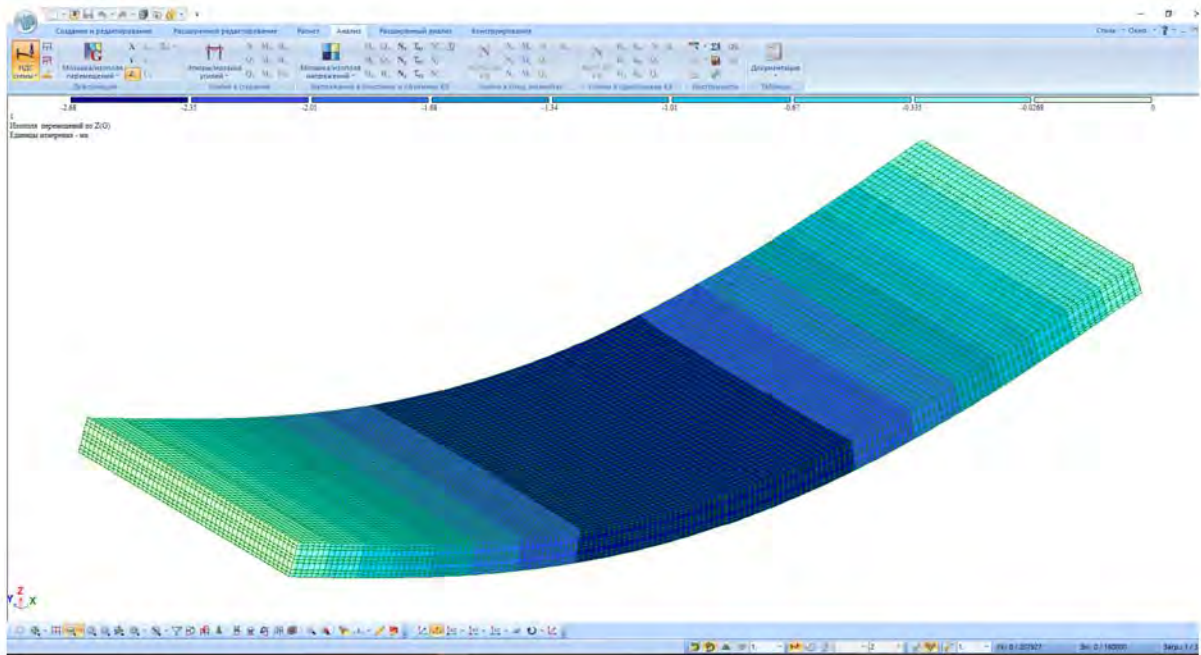


Рис. 3.33 Ізополя вертикальних деформацій п'ятишарових ППКД прольотом 3 м при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$

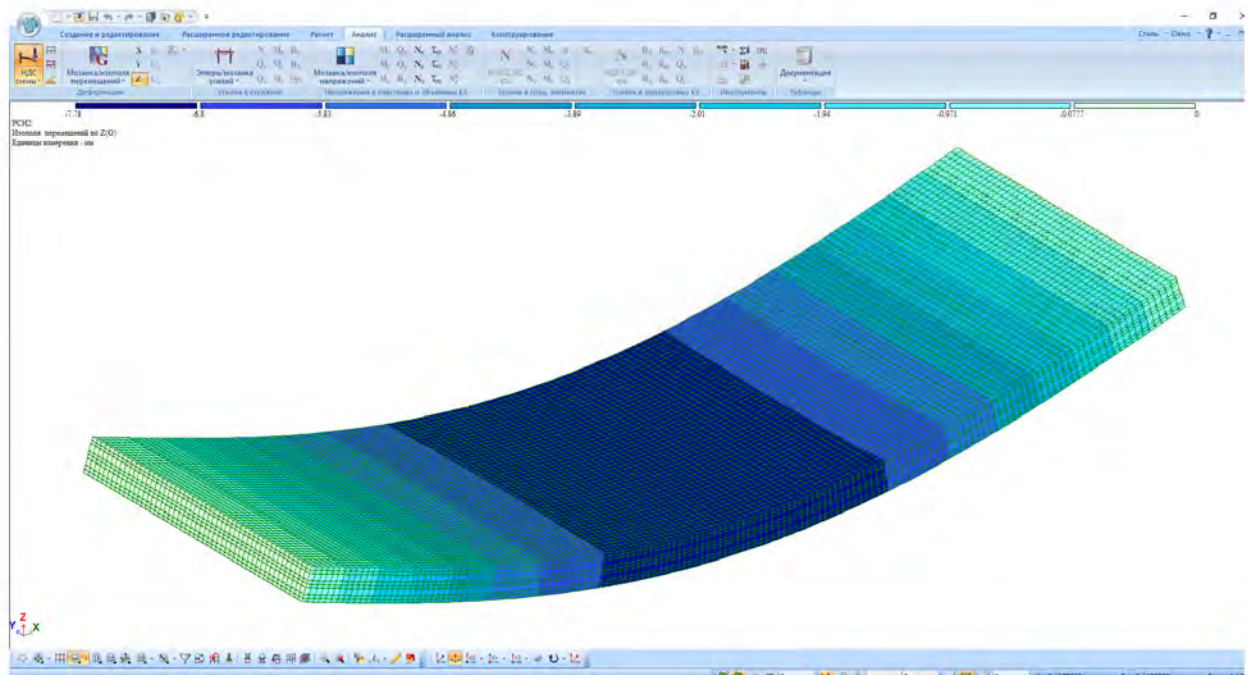


Рис. 3.34 Ізополя вертикальних деформацій п'ятишарових ППКД прольотом 3 м при рівномірно розподіленому навантаженні 5 кН/м^2

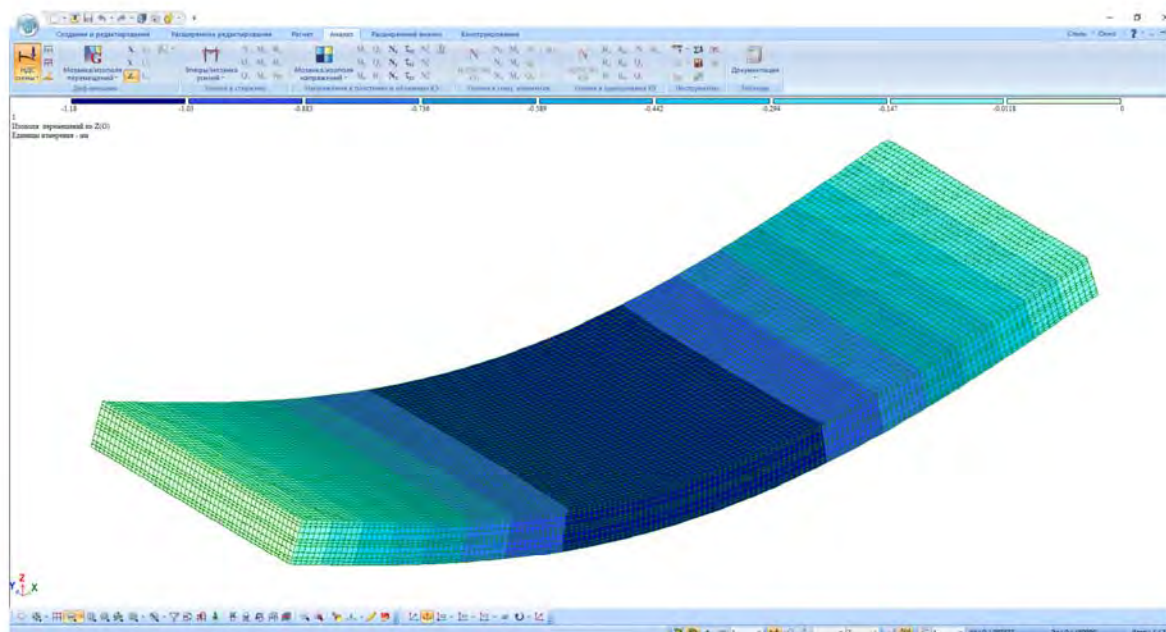


Рис. 3.35 Ізополя вертикальних деформацій семишарових ППКД прольотом 3 м при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$

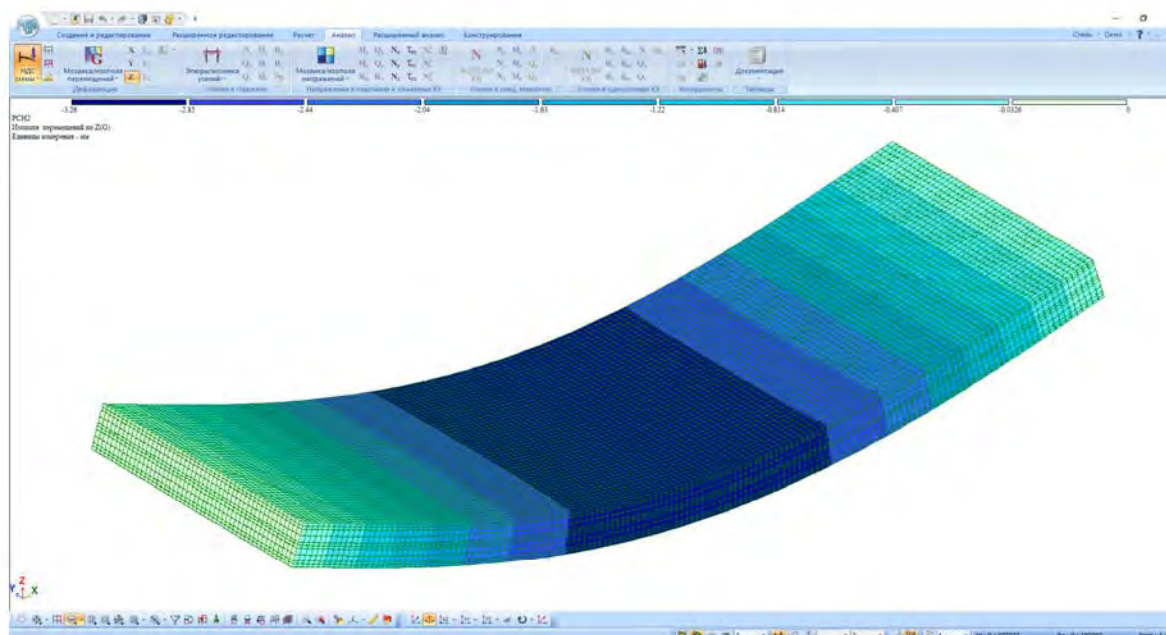


Рис. 3.36 Ізополя вертикальних деформацій семишарових ППКД прольотом 3 м при рівномірно розподіленому навантаженні 5 кН/м^2

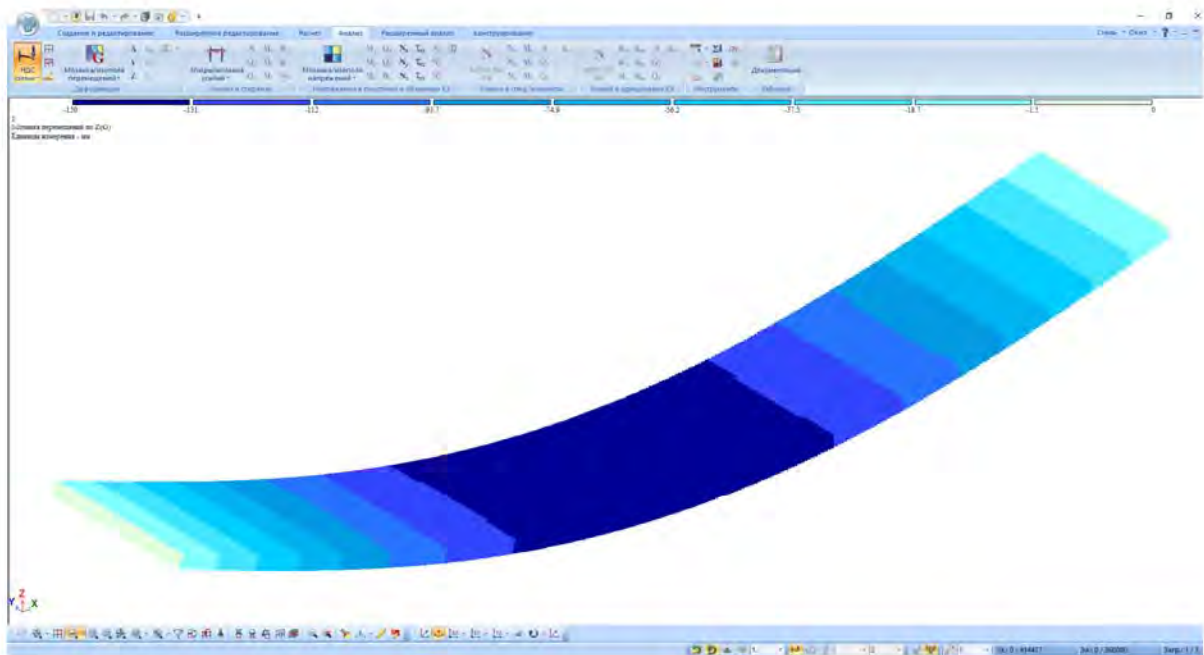


Рис. 3.37 Ізополя вертикальних деформацій тришарових ППКД прольотом 6 м при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$

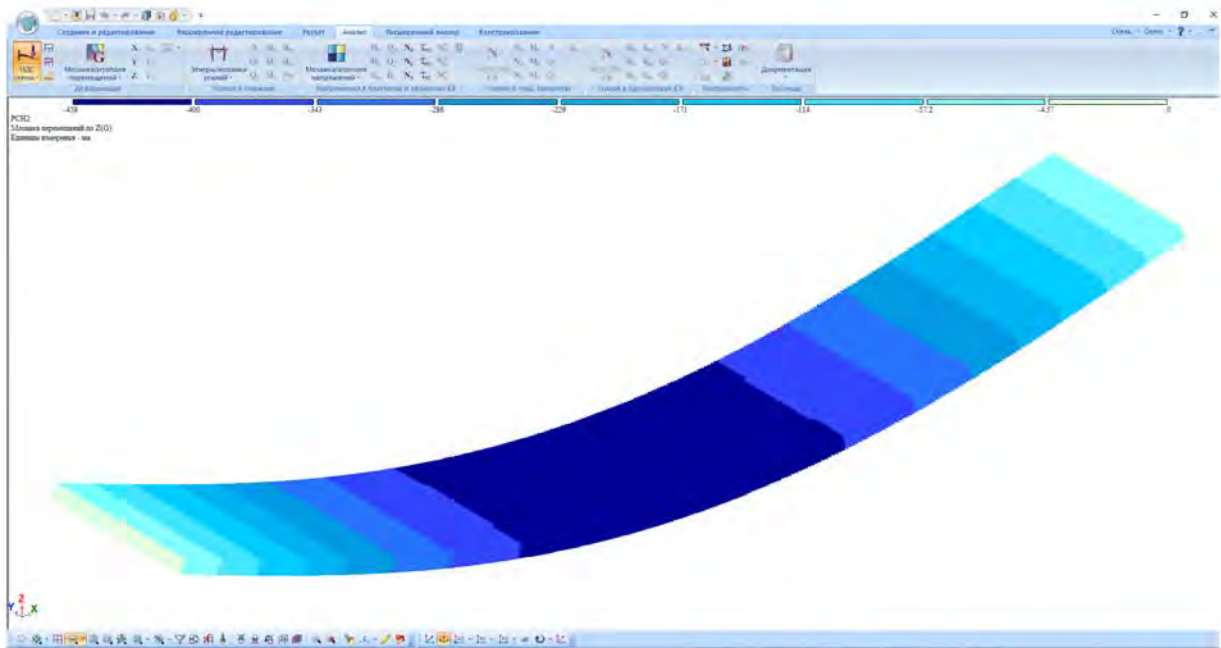


Рис. 3.38 Ізополя вертикальних деформацій тришарових ППКД прольотом 6 м при рівномірно розподіленому навантаженні 5 кН/м^2

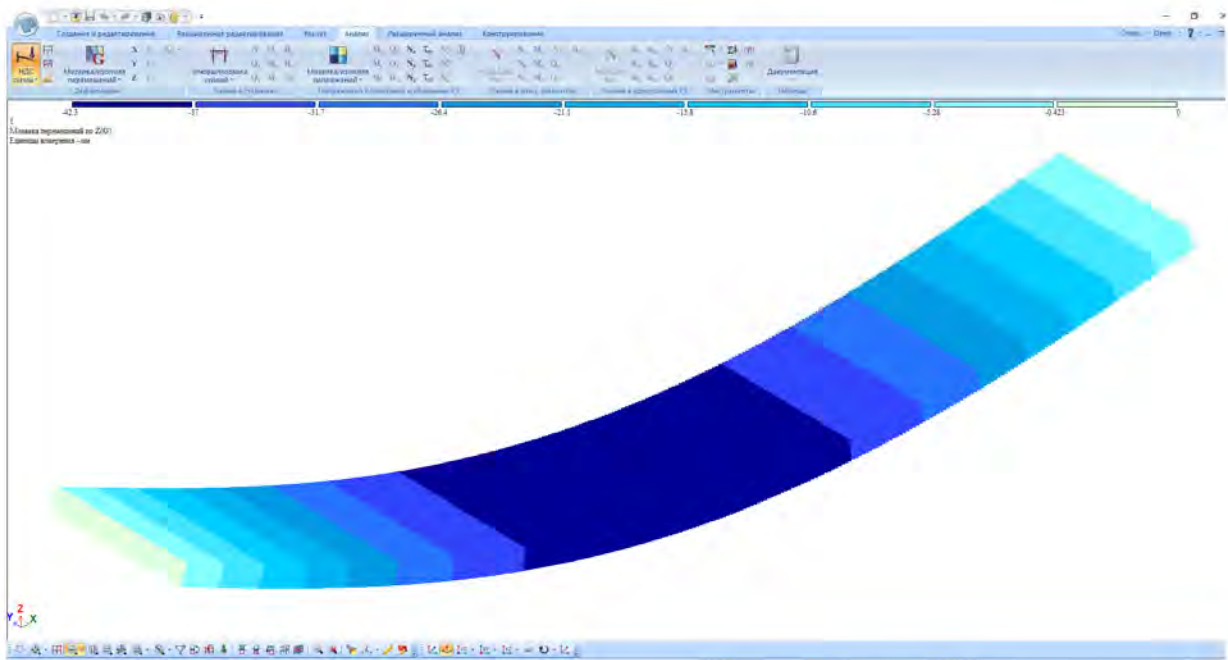


Рис. 3.39 Изополя вертикальных деформаций п'ятишарових ППКД прольотом 6 м при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$

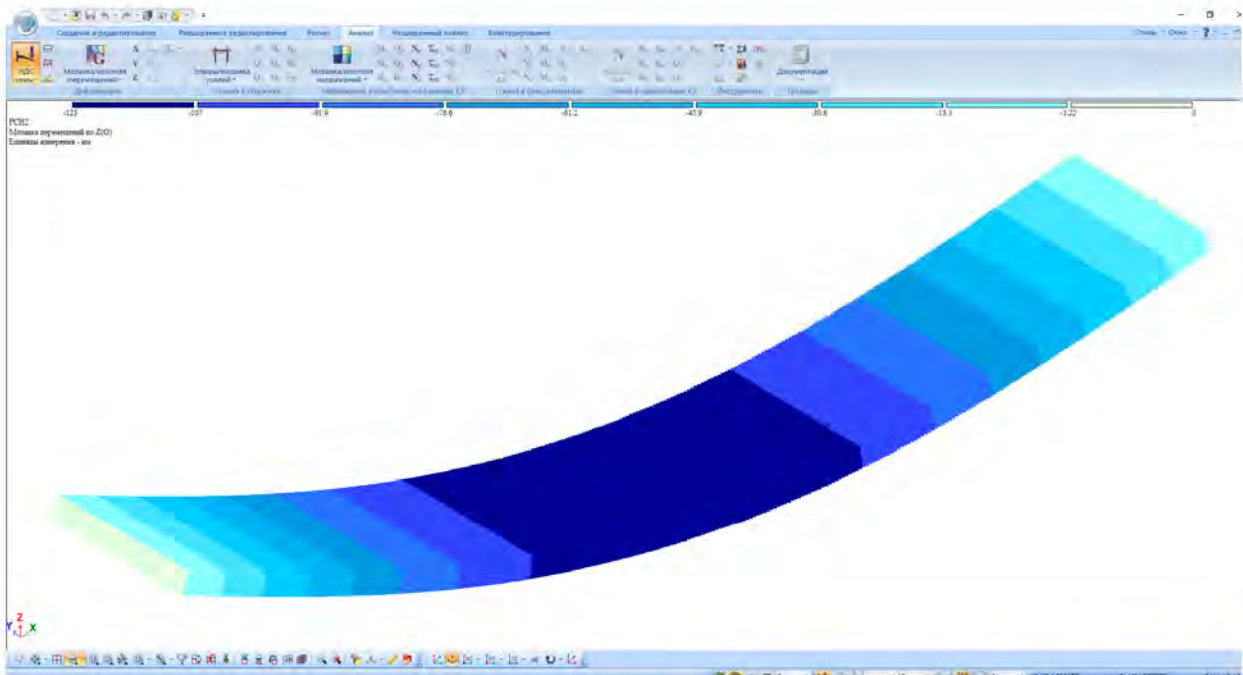


Рис. 3.40 Изополя вертикальных деформаций п'ятишарових ППКД прольотом 6 м при рівномірно розподіленому навантаженні 5 кН/м^2

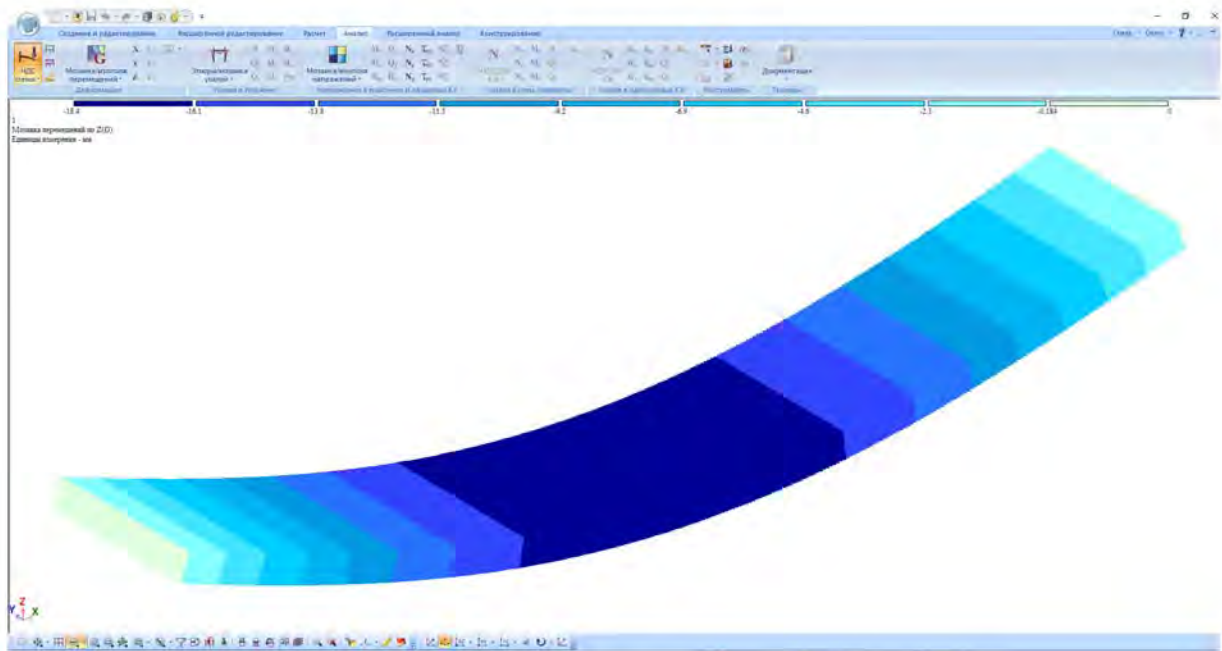


Рис. 3.41 Изополю вертикальных деформаций семишаровых ППКД прольотом 6 м при равномерно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$

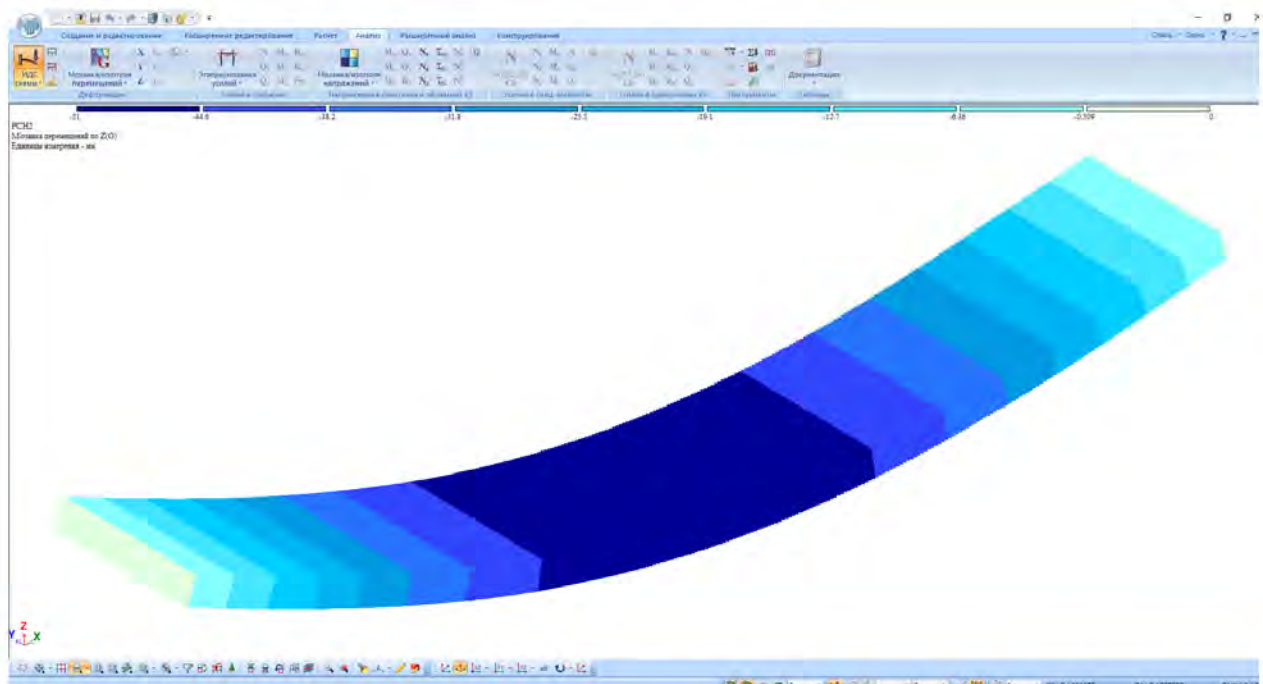


Рис. 3.42 Изополю вертикальных деформаций семишаровых ППКД прольотом 6 м при равномерно розподіленому навантаженні 5 кН/м^2

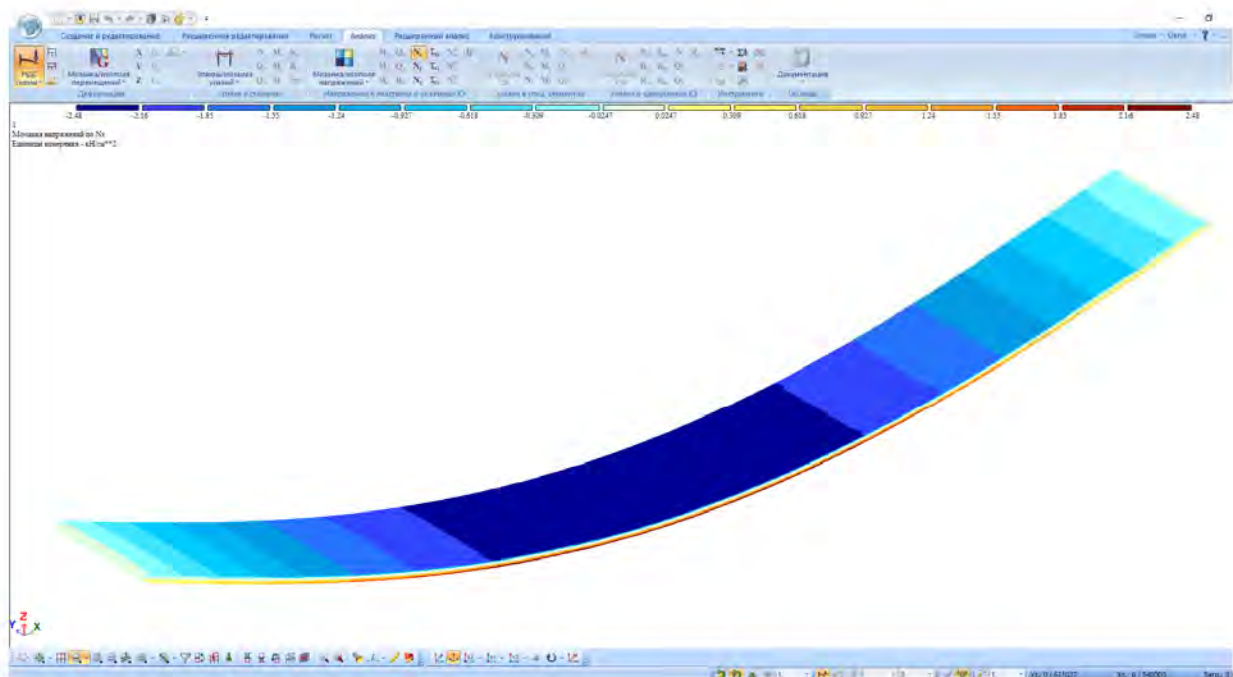


Рис. 3.43 Ізополя вертикальних деформацій тришарових ППКД прольотом 9 м при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$

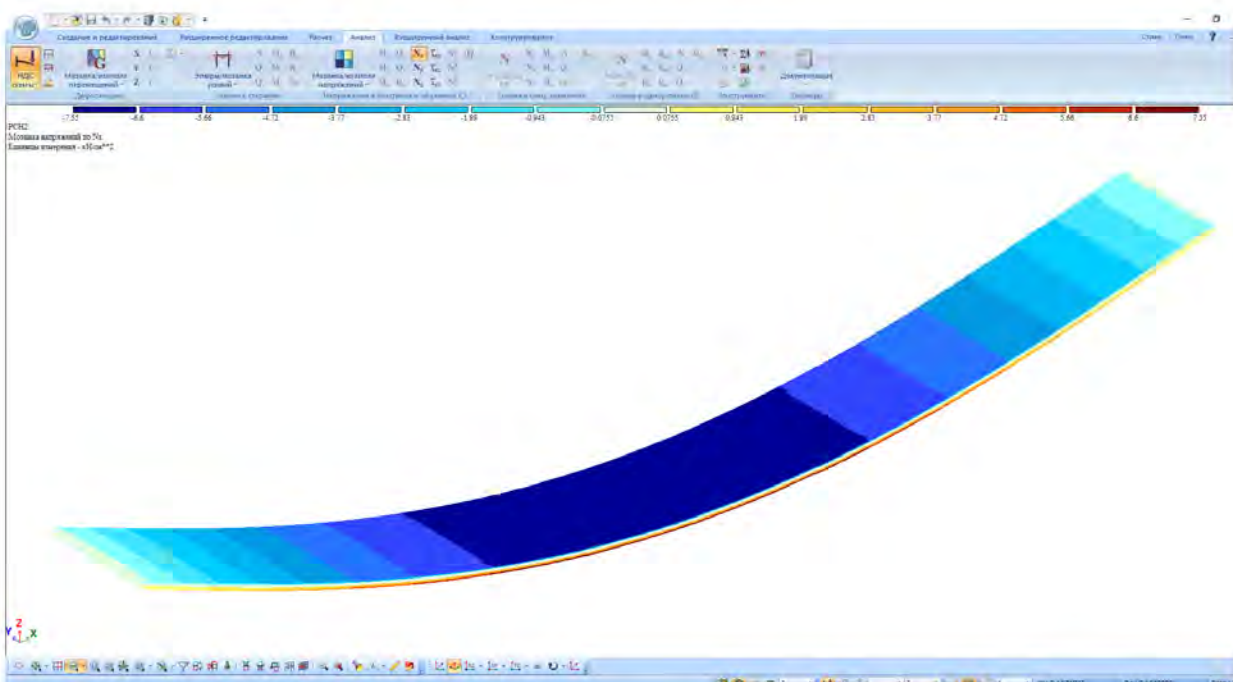


Рис. 3.44 Ізополя вертикальних деформацій тришарових ППКД прольотом 9 м при рівномірно розподіленому навантаженні 5 кН/м^2

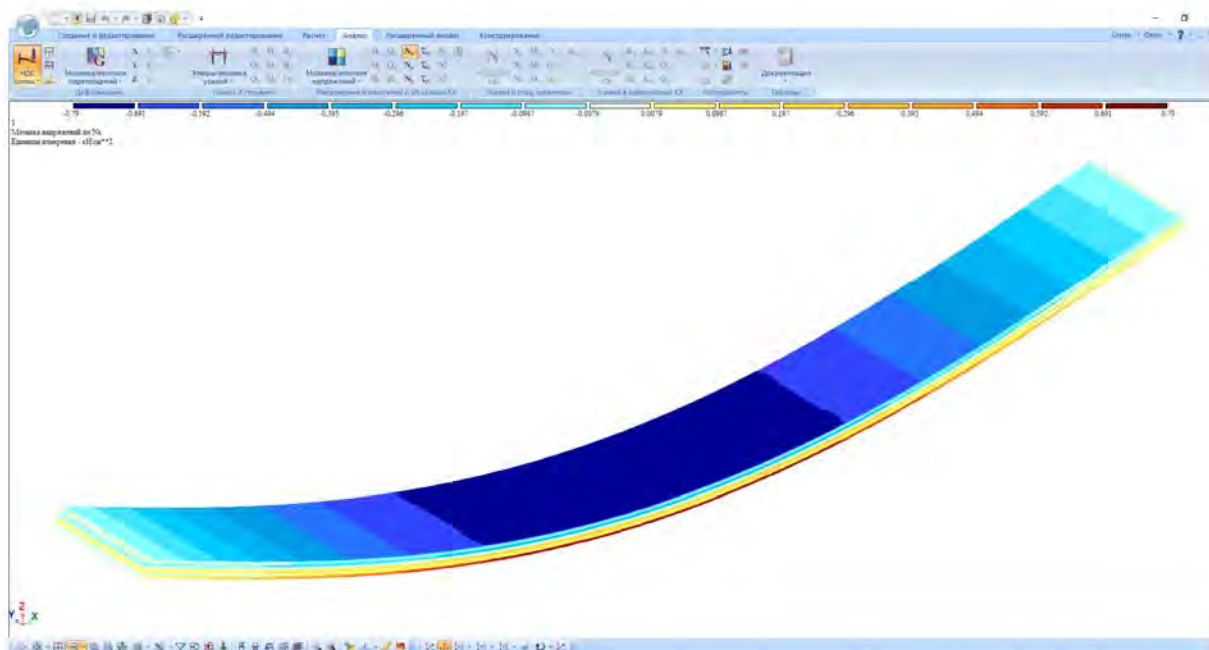


Рис. 3.45 Изополя вертикальных деформаций п'ятишарових ППКД прольотом 9 м при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$

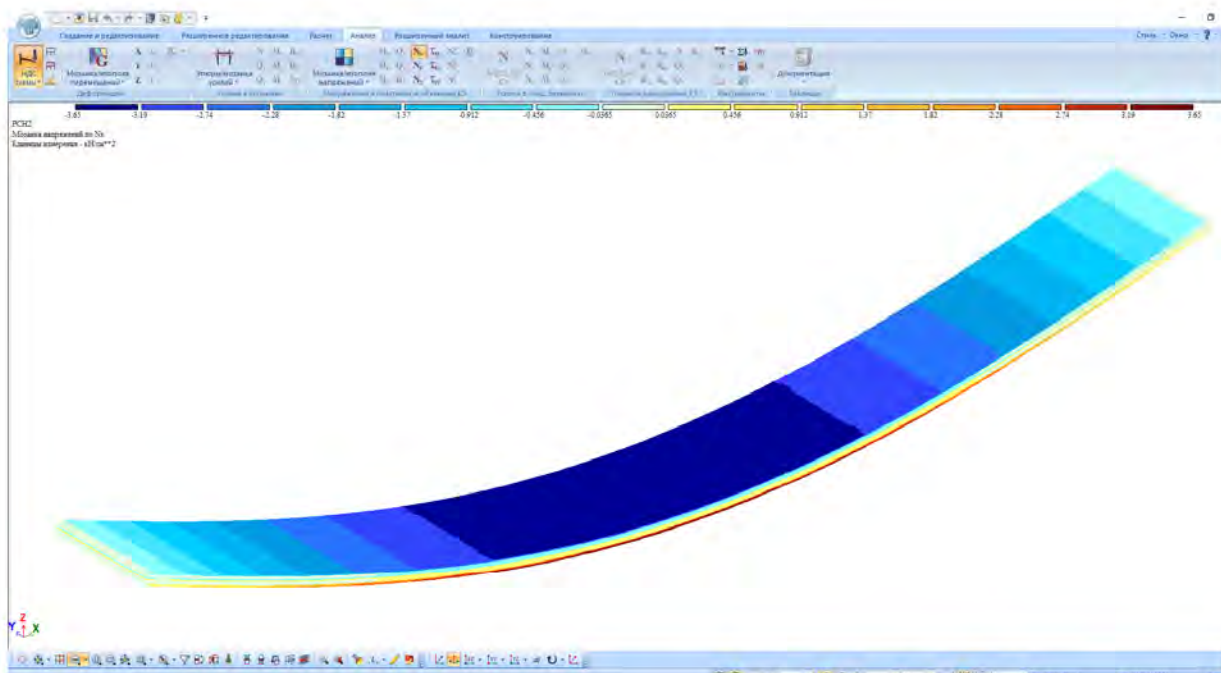


Рис. 3.46 Изополя вертикальных деформаций п'ятишарових ППКД прольотом 9 м при рівномірно розподіленому навантаженні 5 кН/м^2

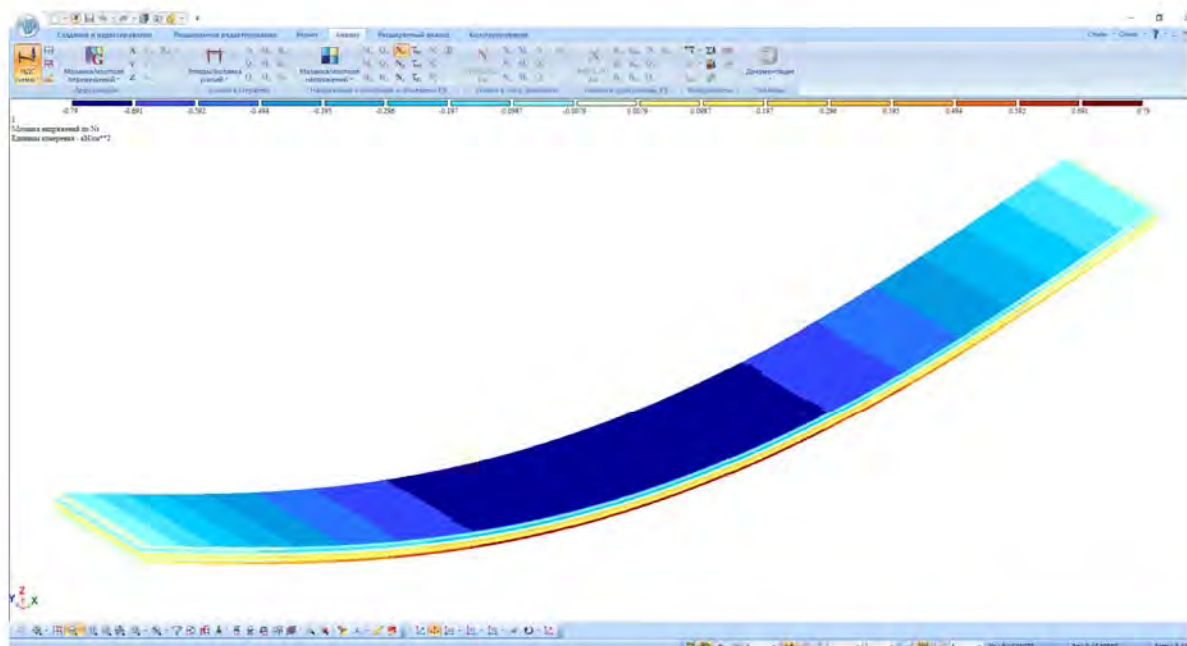


Рис. 3.47 Ізополя вертикальних деформацій семишарових ППКД прольотом 9 м при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$

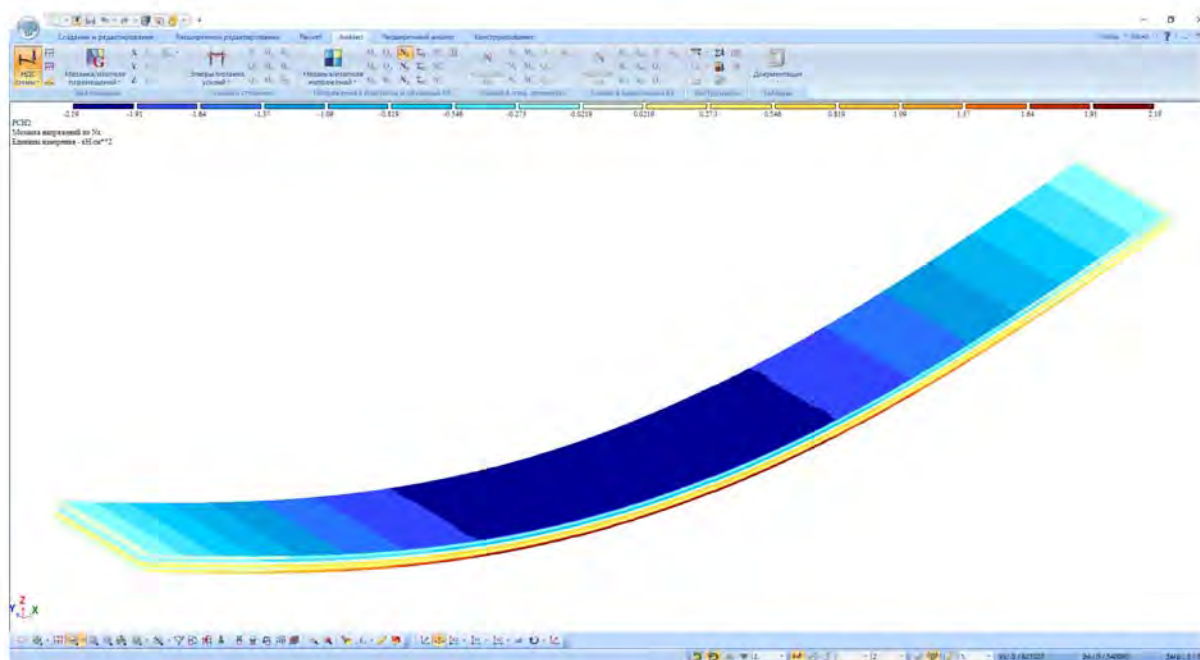


Рис. 3.48 Ізополя вертикальних деформацій семишарових ППКД прольотом 9 м при рівномірно розподіленому навантаженні 5 кН/м^2

Висновки по розділу 3

1. Метод Тимошенко, γ -метод та композитний метод аналогії зсуву, розроблені для розрахунку механічно з'єднаних складених балок (на шпонках, болтах тощо) і для розрахунку поперечно клеєдощатих панелей, можуть застосовуватися з певними припущеннями. Розрахунок можна проводити тільки ототожнюючи напівжорстке з'єднання із поперечними шарами панелей з ПКД.

2. Метод Тимошенко, γ -метод, композитний метод аналогії зсуву та метод Крейзінгера мають певні обмеження в залежності від прольоту, кількості шарів панелей та виду прикладеного навантаження. На сьогодні існує нагальна потреба в розробці сучасної універсальної інженерної методики розрахунку панелей з ПКД.

3. Питання розрахунку панелей з ПКД не висвітлені в нормативній документації України, а отже потребують дослідження з наступним їх включенням.

4. Якщо використовувати вітчизняні програмні комплекси із використанням МСЕ, можна отримати результати, які знаходяться в межах 2-20% відхилення від аналітичних методик. Але, нажаль, у вітчизняній практиці не розроблено програм для чисельного конструювання панелей з ПКД, а ті способи, які є, передбачають певні складнощі (моделювання ортотропії, використання теорій міцності та ін.).

5. Для розрахунку панелей з ПКД можна застосовувати МСЕ з моделюванням об'ємними СЕ з урахуванням ортотропії фізико-механічних властивостей деревини.

6. МСЕ рекомендується застосовувати для подальших чисельних досліджень панелей з ПКД та уточнення аналітичної методики розрахунку.

РОЗДІЛ 4

РОЗРАХУНОК ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ З ПАНЕЛЕЙ ІЗ ПОПЕРЕЧНО-КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ

4.1 Удосконалення аналітичної методики розрахунку панелей з поперечно-клесної деревини

4.1.1 Розрахунок панелей з поперечно-клесної деревини за першим граничним станом

Проаналізувавши існуючу на даний час аналітичну методику розрахунку, експериментальні дані та результати чисельного моделювання панелей з поперечно-клесної деревини методом скінченних елементів, прийшли до заключення про можливість удосконалення аналітичної методики розрахунку. Суть удосконалення полягає у використанні в аналітичних формулах, наведених в попередньому розділі монографії, приведених геометричних характеристик поперечного перерізу. При чому наведені нижче формули дозволяють розраховувати панелі не тільки з різною товщиною шарів, але і з різних класів міцності деревини в кожному шарі.

Приведена площа поперечного перерізу поперек осі x (вісь прикладання зусилля вздовж волокон зовнішніх шарів дощок) для панелі з поперечно-клесної деревини в загальному вигляді визначається за формулою:

$$A_{x,ef} = \sum A_{x,i} \frac{E_{x,i}}{E_x}, \quad (4.1)$$

де: $A_{x,i}$ – площа перерізу i -го шару дощок (переріз, перпендикулярний осі x - вздовж волокон деревини дощок зовнішнього шару); E_x – модуль пружності дощок відносно осі x - вздовж волокон зовнішнього шару; $E_{x,i}$ – модуль пружності i -го шару дощок відносно осі x , яка співпадає з напрямом волокон зовнішнього шару.

Приведена площа поперечного перерізу поперек осі x (вісь прикладання зусилля вздовж волокон зовнішніх шарів дощок) для панелі з поперечно-клесної

деревини, виготовленої з дощок одного класу міцності, визначається за формулою:

$$A_{x,ef} = \sum A_{x,i} + \sum A_{y,i} \frac{E_y}{E_x}, \quad (4.2)$$

де: $\sum A_{x,i}$ – сумарна площа перерізу всіх шарів дощок, напрям волокон яких співпадає з віссю x (переріз перпендикулярний осі x); $\sum A_{y,i}$ – площа перерізу всіх шарів дощок, волокна яких співпадають з віссю y (переріз перпендикулярний осі x); $E_x = E_{0,mean}$ – модуль пружності дощок вздовж волокон; $E_y = E_{90,mean}$ – модуль пружності дощок поперек волокон.

Приведена площа поперечного перерізу поперек осі y (вісь прикладання зусилля поперек волокон зовнішніх шарів дощок) для панелі з поперечно-класної деревини в загальному вигляді визначається за формулою:

$$A_{y,ef} = \sum A_{y,i} \frac{E_{y,i}}{E_x}, \quad (4.3)$$

де: $A_{y,i}$ – площа перерізу i -го шару дощок (переріз, перпендикулярний осі y – поперек волокон деревини дощок зовнішнього шару); E_x – модуль пружності дощок вздовж волокон; $E_{y,i}$ – модуль пружності i -го шару дощок відносно осі y , перпендикулярно напрямку волокон зовнішнього шару дощок.

Приведена площа поперечного перерізу поперек осі y (вісь прикладання зусилля поперек волокон зовнішніх шарів дощок) для панелі з поперечно-класної деревини, виготовленої з дощок одного класу міцності, визначається за формулою:

$$A_{y,ef} = \sum A_{x,i} \frac{E_y}{E_x} + \sum A_{y,i}, \quad (4.4)$$

де: $\sum A_{x,i}$ – сумарна площа перерізу всіх шарів дощок, напрям волокон яких співпадає з віссю x (переріз, перпендикулярний осі y); $\sum A_{y,i}$ – площа перерізу всіх шарів дощок, волокна яких співпадають з віссю y (переріз, перпендикулярний осі y); $E_x = E_{0,mean}$ – модуль пружності дощок вздовж волокон; $E_y = E_{90,mean}$ – модуль пружності дощок поперек волокон.

Приведений момент опору поперечного перерізу, перпендикулярному осі x , слід визначати за формулою:

$$W_{x,ef} = \frac{I_{x,ef}}{h_z}; \quad (4.5)$$

в якій: $I_{x,ef}$ – приведений момент інерції поперечного перерізу панелі, перпендикулярного осі x , який слід визначати за формулою (4.6); h_z – відстань від центру ваги поперечного перерізу до крайнього волокна, в якому визначається напруження.

Приведений момент інерції поперечного перерізу, перпендикулярного осі x , в загальному вигляді визначається за формулою:

$$I_{x,ef} = \sum I_{x,i} \frac{E_{x,i}}{E_x} + \sum a_i^2 A_{x,i} \frac{E_{x,i}}{E_x}; \quad (4.6)$$

де: $I_{x,i}$ – момент інерції перерізу, перпендикулярного осі x i -го шару дощок; $A_{x,i}$ – площа перерізу i -го шару дощок, перпендикулярного осі x ; a_i – відстань від нейтральної осі перерізу панелі до осі центру перерізу i -го шару дощок; E_x – модуль пружності дощок вздовж волокон; $E_{x,i}$ – модуль пружності i -го шару дощок відносно осі x .

Приведений момент інерції поперечного перерізу, перпендикулярного осі x , для панелі з поперечно-клеєної деревини виготовленої з дощок одного класу міцності визначається за формулою:

$$I_{x,ef} = \sum I_{x,i,0} + \sum I_{x,i,90} \frac{E_y}{E_x} + \sum a_i^2 A_{x,i,0} + \sum a_i^2 A_{x,i,90} \frac{E_y}{E_x}; \quad (4.7)$$

де: $I_{x,i,0}$, $I_{x,i,90}$ – моменти інерції перерізу, перпендикулярного осі x i -го шару дощок, волокна яких співпадають з віссю x і перпендикулярні осі x відповідно; $A_{x,i,0}$, $A_{x,i,90}$ – площі поперечного перерізу i -го шару дощок, перпендикулярного осі x , волокна яких співпадають з віссю x і перпендикулярні осі x відповідно; a_i – відстань від нейтральної осі перерізу панелі до осі центру перерізу i -го шару дощок; $E_x = E_{0,mean}$ – модуль пружності дощок вздовж волокон; $E_y = E_{90,mean}$ – модуль пружності дощок поперек волокон.

Приведений момент опору поперечного перерізу перпендикулярному осі y слід визначати за формулою:

$$W_{y,ef} = \frac{I_{y,ef}}{h_z}; \quad (4.8)$$

в якій: $I_{y,ef}$ – приведений момент інерції поперечного перерізу панелі перпендикулярного осі y , який слід визначати за формулою (4.9); h_z – відстань від центру ваги поперечного перерізу до крайнього волокна, в якому визначається напруження.

Приведений момент інерції поперечного перерізу, перпендикулярного осі y , в загальному вигляді визначається за формулою:

$$I_{y,ef} = \sum I_{y,i} \frac{E_{y,i}}{E_x} + \sum a_i^2 A_{y,i} \frac{E_{y,i}}{E_x}; \quad (4.9)$$

де: $I_{y,i}$ – момент інерції перерізу, перпендикулярного осі y i -го шару дощок; $A_{y,i}$ – площа перерізу i -го шару дощок, перпендикулярного осі y ; a_i – відстань від нейтральної осі перерізу панелі до осі центру перерізу i -го шару дощок; E_x – модуль пружності дощок вздовж волокон; $E_{y,i}$ – модуль пружності i -го шару дощок відносно осі y .

Приведений момент інерції поперечного перерізу, перпендикулярного осі x , для панелі з поперечно-клеєної деревини, виготовленої з дощок одного класу, міцності визначається за формулою:

$$I_{y,ef} = \sum I_{y,i,90} \frac{E_y}{E_x} + \sum I_{y,i,0} + \sum a_i^2 A_{y,i,90} \frac{E_y}{E_x} + \sum a_i^2 A_{y,i,0}; \quad (4.10)$$

де: $I_{y,i,0}$, $I_{y,i,90}$ – моменти інерції перерізу, перпендикулярного осі y i -го шару дощок, волокна яких співпадають з віссю y і перпендикулярні осі y відповідно; $A_{y,i,0}$, $A_{y,i,90}$ – площі поперечного перерізу i -го шару дощок, перпендикулярного осі y , волокна яких співпадають з віссю y і перпендикулярні осі y відповідно; a_i – відстань від нейтральної осі перерізу панелі до осі центру перерізу i -го шару дощок; $E_x = E_{0,mean}$ – модуль пружності дощок вздовж волокон; $E_y = E_{90,mean}$ – модуль пружності дощок поперек волокон.

Більш детально визначення приведених геометричних характеристик найбільш розповсюджених варіантів плит (3-х, 5-ти, 7-ми шарових) з поперечно-клеєної деревини наводиться нижче.

4.1.2 Розрахунок панелей з поперечно-клеєної деревини за другим граничним станом (експлуатаційною придатністю)

Для розрахунку за другим граничним станом рекомендується скористатись балочною аналогією наведеною в [21].

Повний прогин панелі з поперечно-клеєної деревини слід визначати за формулою:

$$u_{net,fn} = u_{inst} + u_{creep}, \quad (4.11)$$

в якій: u_{inst} - миттєвий прогин панелі від згину, що визначається за формулою (4.12); u_{creep} - прогин від повзучості матеріалу - поперечно-клеєної деревини, визначається за формулою (4.13).

$$u_{inst} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_x \cdot I_{x,ef}}, \quad (4.12)$$

в якій: q – експлуатаційне рівномірно розподілене значення навантаження; L – прольот плити; $E_x I_{x,ef}$ – згинна жорсткість, яка визначається за умови, що E_x – модуль пружності зовнішніх шарів деревини вздовж напрямку волокон, а $I_{x,ef}$ – приведений момент інерції перерізу, визначений за формулою (4.7).

Прогин від повзучості матеріалу - поперечно-клеєної деревини - за аналогією з балками з клеєної деревини визначається за умовою:

$$u_{creep} = \psi_2 \cdot k_{def} u_{inst}, \quad (4.13)$$

де ψ_2 - коефіцієнт квазіпостійної величини навантаження, що викликає найбільші напруження (якщо найбільші напруження викликають постійні навантаження або визначити такі навантаження важко, то коефіцієнт ψ_2 слід приймати рівним 1); k_{def} – коефіцієнт, який враховує вплив повзучості матеріалу при відповідному експлуатаційному класі і приймається за табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Значення коефіцієнта для оцінки деформацій повзучості з урахуванням відповідного експлуатаційного класу k_{def} для поперечно-клеєної деревини

Будівельний матеріал	Експлуатаційні класи		
	1	2	3
Поперечно-клеєна деревина	0,60	0,80	2,00

4.2 Визначення приведених геометричних характеристик перерізу панелей з поперечно-клеєної деревини

4.2.1 Приведені геометричні характеристики перерізу тришарової панелі з поперечно-клеєної деревини

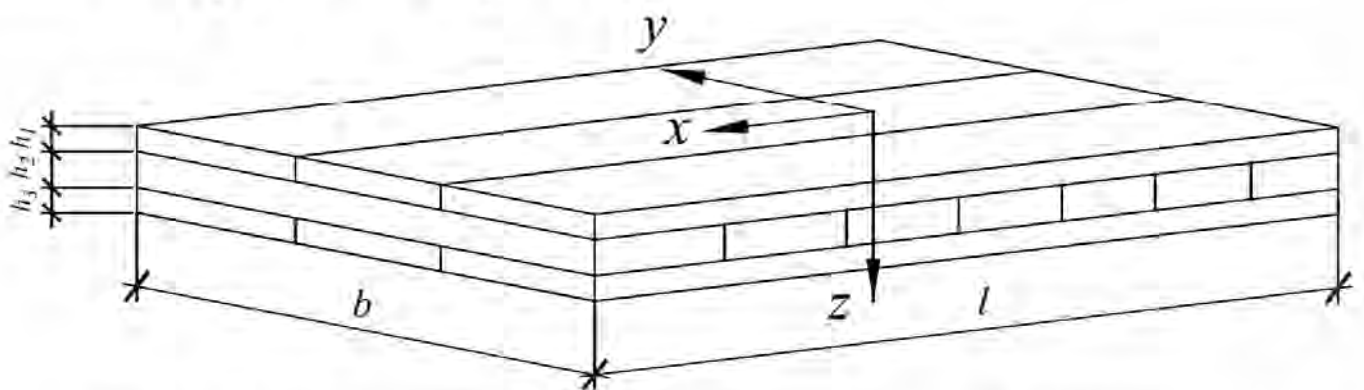


Рис. 4.1 Геометричні параметри тришарової панелі з поперечно-клеєної деревини

Геометрична схема тришарової панелі з поперечно-клеєної деревини наведена на рис. 4.1. Нижче визначимо основні приведені геометричні характеристики цієї панелі з деревини одного класу міцності. В усіх формулах нижче прийняті наступні позначення: $E_x = E_{0,mean}$ – модуль пружності дощок вздовж волокон; $E_y = E_{90,mean}$ – модуль пружності дощок поперек волокон; b –

ширина панелі; l – довжина панелі (прольот); h_1 – товщина дошки 1-го зовнішнього шару; h_2 – товщина дошки 2-го середнього шару; h_3 – товщина дошки 3-го зовнішнього шару.

Приведена площа поперечного перерізу поперек осі x :

$$A_{x,ef} = A_x + A_y \frac{E_y}{E_x}; \quad (4.14)$$

де: $A_x = (h_1 + h_3) \cdot b$ – площа перерізу дощок, волокна яких співпадають з напрямом прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів); $A_y = h_2 \cdot l$ – площа перерізу дощок, волокна яких перпендикулярні до напрямку прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів).

Приведений момент інерції перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$I_{x,ef} = \frac{b \cdot h_1^3}{12} + \frac{b \cdot h_3^3}{12} + \frac{b \cdot h_2^3}{12} \frac{E_y}{E_x} + \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 b h_1 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 b h_3. \quad (4.15)$$

Після простих перетворень формула (4.15) приймає вигляд:

$$I_{x,ef} = b \cdot \left(\frac{1}{12} \left(h_1^3 + h_3^3 + h_2^3 \frac{E_y}{E_x} \right) + \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_3 \right). \quad (4.16)$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h$ одержимо:

$$I_{x,ef} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \left(26 + \frac{E_y}{E_x} \right). \quad (4.17)$$

Приведений момент опору перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$W_{x,ef} = \frac{I_{x,ef}}{z}; \quad (4.18)$$

де $z = h_1 + \frac{h_2}{2}$ - для верхнього шару, або $z = h_3 + \frac{h_2}{2}$ - для нижнього шару.

Приведений момент опору перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів) при однаковій товщині шарів $h_1 = h_2 = h_3 = h$:

$$W_{x,ef} = \frac{I_{x,ef}}{z} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \left(26 + \frac{E_y}{E_x} \right) \bigg/ \left(\frac{3}{2} h \right) = \frac{b \cdot h^2}{18} \cdot \left(26 + \frac{E_y}{E_x} \right). \quad (4.19)$$

Приведена площа поперечного перерізу поперек осі y :

$$A_{y,ef} = A_x \frac{E_y}{E_x} + A_y; \quad (4.20)$$

де: $A_x = (h_1 + h_3) \cdot b$ – площа перерізу дощок, волокна яких співпадають з напрямом прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок); $A_y = h_2 \cdot l$ – площа перерізу дощок, волокна яких перпендикулярні до напрямку прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок).

Приведений момент інерції перерізу панелі поперек волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$I_{y,ef} = \frac{l_1 \cdot h_1^3}{12} + \frac{l_3 \cdot h_3^3}{12} + \frac{l_2 \cdot h_2^3}{12} \frac{E_x}{E_y} + \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 l_1 h_1 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 l_3 h_3. \quad (4.21)$$

Після простих перетворень формула (7.3.8) приймає вигляд:

$$I_{y,ef} = l \left(\frac{h_1^3 + h_3^3}{12} + \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_3 + \frac{h_2^3}{12} \frac{E_x}{E_y} \right). \quad (4.22)$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h$ одержимо:

$$I_{y,ef} = l \cdot h^3 \left(\frac{26 \cdot E_y + E_x}{12 \cdot E_y} \right). \quad (4.23)$$

Приведений момент опору перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$W_{y,ef} = \frac{I_{y,ef}}{z}; \quad (4.24)$$

де $z = h_1 + \frac{h_2}{2}$ - для верхнього шару, або $z = h_3 + \frac{h_2}{2}$ - для нижнього шару.

Приведений момент опору перерізу панелі поперек волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів) при однаковій товщині шарів $h_1 = h_2 = h_3 = h$:

$$W_{y,ef} = \frac{I_{y,ef}}{z} = l \cdot h^3 \left(\frac{26 \cdot E_y + E_x}{12 \cdot E_y} \right) \bigg/ \left(\frac{3 \cdot h}{2} \right) = l \cdot h^2 \left(\frac{26 \cdot E_y + E_x}{18 \cdot E_y} \right). \quad (4.25)$$

4.2.2 Приведені геометричні характеристики перерізу п'ятишарової панелі з поперечно-клеєної деревини

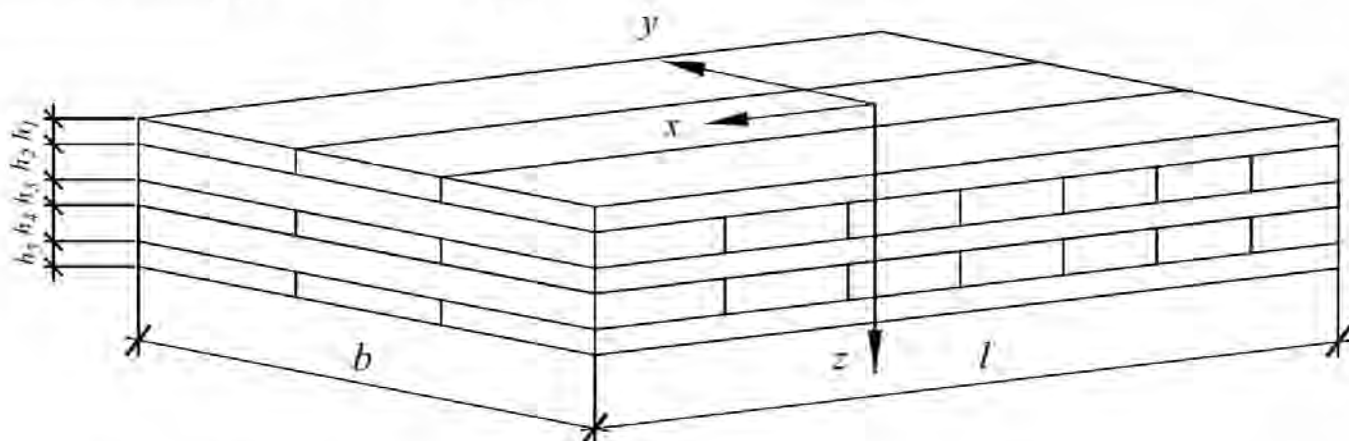


Рис. 4.2 Геометричні параметри п'ятишарової панелі з поперечно-клеєної деревини

Геометрична схема п'ятишарової панелі з поперечно-клеєної деревини наведено на рис. 4.2. Нижче визначимо основні приведені геометричні характеристики цієї панелі з деревини одного класу міцності. В усіх формулах нижче прийняті наступні позначення: $E_x = E_{0,mean}$ - модуль пружності дощок

вздовж волокон; $E_y = E_{90,mean}$ – модуль пружності дощок поперек волокон; b – ширина панелі; l – довжина панелі (прольот); h_1 – товщина дошки 1-го зовнішнього шару; h_2 – товщина дошки 2-го середнього шару; h_3 – товщина дошки 3-го середнього шару; h_4 – товщина дошки 4-го середнього шару; h_5 – товщина дошки 5-го зовнішнього шару.

Приведена площа поперечного перерізу поперек осі x :

$$A_{x,ef} = A_x + A_y \frac{E_y}{E_x}; \quad (4.26)$$

де: $A_x = (h_1 + h_3 + h_5) \cdot b$ – площа перерізу дощок, волокна яких співпадають з напрямом прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів); $A_y = (h_2 + h_4) \cdot l$ – площа перерізу дощок, волокна яких перпендикулярні до напрямку прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів).

Приведений момент інерції перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$\begin{aligned} I_{x,ef} = & \frac{b \cdot h_1^3}{12} + \frac{b \cdot h_3^3}{12} + \frac{b \cdot h_5^3}{12} + \frac{b \cdot h_2^3}{12} \frac{E_y}{E_x} + \frac{b \cdot h_4^3}{12} \frac{E_y}{E_x} + \\ & + \left(\frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} \right)^2 b h_1 + \left(\frac{h_5}{2} + h_4 + \frac{h_3}{2} \right)^2 b h_5 + \\ & + \left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 b h_2 \frac{E_y}{E_x} + \left(\frac{h_4}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 b h_4 \frac{E_y}{E_x}. \end{aligned} \quad (4.27)$$

Після простих перетворень формула (4.27) приймає вигляд:

$$\begin{aligned} I_{x,ef} = & \frac{b}{12} \cdot (h_1^3 + h_3^3 + h_5^3) + \frac{b}{12} \cdot \frac{E_y}{E_x} \cdot (h_2^3 + h_4^3) + \\ & + b \cdot \left[\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_5}{2} + h_4 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_5 \right] + \\ & + b \cdot \frac{E_y}{E_x} \left[\left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_4}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_4 \right]. \end{aligned} \quad (4.28)$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h$ одержимо:

$$I_{x,ef} = b \cdot h^3 \left(\frac{33}{4} + \frac{13}{6} \cdot \frac{E_y}{E_x} \right). \quad (4.29)$$

Приведений момент опору перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$W_{x,ef} = \frac{I_{x,ef}}{z}; \quad (4.30)$$

де $z = h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2}$ - для верхнього шару, або $z = h_5 + h_4 + \frac{h_3}{2}$ - для нижнього шару.

Приведений момент опору перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів) при однаковій товщині шарів $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h$:

$$W_{x,ef} = \frac{I_{x,ef}}{z} = b \cdot h^3 \left(\frac{33}{4} + \frac{13}{6} \cdot \frac{E_y}{E_x} \right) \bigg/ \left(\frac{5 \cdot h}{2} \right) = b \cdot h^2 \left(\frac{33}{10} + \frac{13}{15} \cdot \frac{E_y}{E_x} \right). \quad (4.31)$$

Приведена площа поперечного перерізу поперек осі y :

$$A_{y,ef} = A_x \frac{E_y}{E_x} + A_y; \quad (4.32)$$

де: $A_x = (h_1 + h_3 + h_5) \cdot b$ – площа перерізу дощок, волокна яких співпадають з напрямом прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів); $A_y = (h_2 + h_4) \cdot l$ – площа перерізу дощок, волокна яких перпендикулярні до напрямку прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів).

Приведений момент інерції перерізу панелі поперек волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$\begin{aligned}
I_{y,ef} = & \frac{l \cdot h_1^3}{12} + \frac{l \cdot h_3^3}{12} + \frac{l \cdot h_5^3}{12} + \frac{l \cdot h_2^3}{12} \frac{E_x}{E_y} + \frac{l \cdot h_4^3}{12} \frac{E_x}{E_y} + \\
& + \left(\frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} \right)^2 l \cdot h_1 + \left(\frac{h_5}{2} + h_4 + \frac{h_3}{2} \right)^2 l \cdot h_5 + \\
& + \left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 l \cdot h_2 \frac{E_x}{E_y} + \left(\frac{h_4}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 l \cdot h_4 \frac{E_x}{E_y}.
\end{aligned} \tag{4.33}$$

Після простих перетворень формула (4.33) приймає вигляд:

$$\begin{aligned}
I_{y,ef} = & \frac{l}{12} \left(h_1^3 + h_3^3 + h_5^3 + h_2^3 \frac{E_x}{E_y} + h_4^3 \frac{E_x}{E_y} \right) + \\
& + l \cdot \left(\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_5}{2} + h_4 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_5 \right) + \\
& + l \cdot \frac{E_x}{E_y} \left(\left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_4}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_4 \right).
\end{aligned} \tag{4.34}$$

Для панелей з однакою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h$ одержимо:

$$I_{y,ef} = l \cdot h^3 \left(\frac{33}{4} + \frac{13}{6} \frac{E_x}{E_y} \right). \tag{4.35}$$

Приведений момент опору перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$W_{y,ef} = \frac{I_{y,ef}}{z}; \tag{4.36}$$

де $z = h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2}$ - для верхнього шару, або $z = h_5 + h_4 + \frac{h_3}{2}$ - для нижнього шару.

Приведений момент опору перерізу панелі поперек волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів) при однаковій товщині шарів $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h$:

$$W_{y,ef} = \frac{I_{y,ef}}{z} = l \cdot h^3 \left(\frac{33}{4} + \frac{13}{6} \cdot \frac{E_x}{E_y} \right) \Bigg/ \left(\frac{5 \cdot h}{2} \right) = l \cdot h^2 \left(\frac{33}{10} + \frac{13}{15} \cdot \frac{E_x}{E_y} \right). \quad (4.37)$$

4.2.3 Приведені геометричні характеристики перерізу семишарової панелі з поперечно-клеєної деревини

Геометрична схема семишарової панелі з поперечно-клеєної деревини наведено на рис. 4.3. Нижче визначимо основні приведені геометричні характеристики цієї панелі з деревини одного класу міцності.

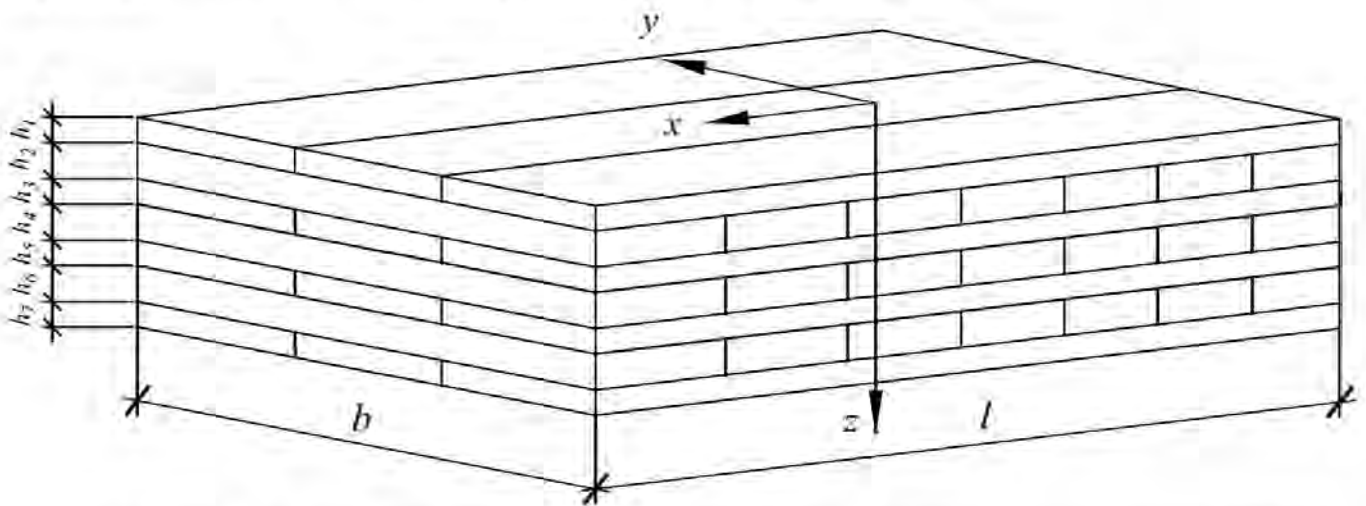


Рис. 4.3 Геометричні параметри семишарової панелі з поперечно-клеєної деревини

В усіх формулах нижче прийняті наступні позначення: $E_x = E_{0,mean}$ – модуль пружності дощок вздовж волокон; $E_y = E_{90,mean}$ – модуль пружності дощок поперек волокон; b – ширина панелі; l – довжина панелі (прольот); h_1 – товщина дошки 1-го зовнішнього шару; h_2 – товщина дошки 2-го середнього шару; h_3 – товщина дошки 3-го середнього шару; h_4 – товщина дошки 4-го середнього шару; h_5 – товщина дошки 5-го середнього шару; h_6 – товщина дошки 6-го середнього шару; h_7 – товщина дошки 7-го зовнішнього шару;

Приведена площа поперечного перерізу поперек осі x :

$$A_{x,ef} = A_x + A_y \frac{E_y}{E_x}; \quad (4.38)$$

де: $A_x = (h_1 + h_3 + h_5 + h_7) \cdot b$ – площа перерізу дощок, волокна яких співпадають з напрямом прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів); $A_y = (h_2 + h_4 + h_6) \cdot l$ – площа перерізу дощок, волокна яких перпендикулярні до напрямку прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів).

Приведений момент інерції перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$\begin{aligned}
 I_{x,ef} = & \frac{b \cdot h_1^3}{12} + \frac{b \cdot h_3^3}{12} + \frac{b \cdot h_5^3}{12} + \frac{b \cdot h_7^3}{12} + \frac{b \cdot h_2^3 E_y}{12 E_x} + \frac{b \cdot h_4^3 E_y}{12 E_x} + \frac{b \cdot h_6^3 E_y}{12 E_x} + \\
 & + \left(\frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 b h_1 + \left(\frac{h_7}{2} + h_6 + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 b h_7 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 b h_3 + \\
 & + \left(\frac{h_5}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 b h_5 + \left(\frac{h_2}{2} + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 b h_2 \frac{E_y}{E_x} + \left(\frac{h_6}{2} + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 b h_6 \frac{E_y}{E_x}.
 \end{aligned} \quad (4.39)$$

Після простих перетворень формула (7.26) приймає вигляд:

$$\begin{aligned}
 I_{x,ef} = & \frac{b}{12} (h_1^3 + h_3^3 + h_5^3 + h_7^3) + \frac{b E_y}{12 E_x} (h_2^3 + h_4^3 + h_6^3) + \\
 & + b \left(\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_7}{2} + h_6 + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_7 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_3 + \right. \\
 & \left. + \left(\frac{h_5}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_5 \right) + b \frac{E_y}{E_x} \left(\left(\frac{h_2}{2} + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_6}{2} + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_6 \right).
 \end{aligned} \quad (4.40)$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h_6 = h_7 = h$ одержимо:

$$I_{x,ef} = \frac{61bh^3}{3} + \frac{33bh^3 E_y}{4 E_x}. \quad (4.41)$$

Приведений момент опору перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$W_{x,\text{net}} = \frac{I_{x,\text{net}}}{z}; \quad (4.42)$$

$$\text{де } z = h_1 + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2}.$$

Приведений момент опору перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів) при однаковій товщині шарів $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h_6 = h_7 = h$:

$$W_{x,ef} = \frac{I_{x,ef}}{z} = \frac{61bh^3}{3} + \frac{33bh^3}{4} \frac{E_y}{E_x} \bigg/ \left(\frac{7 \cdot h}{2} \right) = b \cdot h^2 \left(\frac{122}{21} + \frac{66}{28} \cdot \frac{E_y}{E_x} \right). \quad (4.43)$$

Приведена площа поперечного перерізу поперек осі y :

$$A_{y,ef} = A_x \frac{E_y}{E_x} + A_y; \quad (4.44)$$

де: $A_x = (h_1 + h_3 + h_5 + h_7) \cdot b$ – площа перерізу дощок, волокна яких співпадають з напрямом прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі x , вздовж волокон деревини дощок зовнішніх шарів); $A_y = (h_2 + h_4 + h_6) \cdot l$ – площа перерізу дощок, волокна яких перпендикулярні до напрямку прикладання зусилля (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів).

Приведений момент інерції перерізу панелі поперек волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$\begin{aligned} I_{y,ef} = & \frac{l \cdot h_1^3}{12} + \frac{l \cdot h_3^3}{12} + \frac{l \cdot h_5^3}{12} + \frac{l \cdot h_7^3}{12} + \frac{l \cdot h_2^3}{12} \frac{E_x}{E_y} + \frac{l \cdot h_4^3}{12} \frac{E_x}{E_y} + \frac{l \cdot h_6^3}{12} \frac{E_x}{E_y} + \\ & + \left(\frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 l \cdot h_1 + \left(\frac{h_7}{2} + h_6 + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 l \cdot h_7 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 l \cdot h_3 + \\ & + \left(\frac{h_5}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 l \cdot h_5 + \left(\frac{h_2}{2} + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 l \cdot h_2 \frac{E_x}{E_y} + \left(\frac{h_6}{2} + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 l \cdot h_6 \frac{E_x}{E_y}. \end{aligned} \quad (4.45)$$

Після простих перетворень формула (4.45) приймає вигляд:

$$\begin{aligned}
I_{y,ef} = & \frac{l}{12} (h_1^3 + h_3^3 + h_5^3 + h_7^3) + \frac{l}{12} \frac{E_x}{E_y} (h_2^3 + h_4^3 + h_6^3) + \\
& + l \cdot \left(\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_7}{2} + h_6 + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_7 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_3 + \right. \\
& \left. + \left(\frac{h_5}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_5 \right) + l \frac{E_x}{E_y} \left(\left(\frac{h_2}{2} + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_6}{2} + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_6 \right).
\end{aligned} \quad (4.46)$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h_6 = h_7 = h$ одержимо:

$$I_{y,ef} = \frac{61l \cdot h^3}{3} + \frac{33l \cdot h^3}{4} \frac{E_x}{E_y}. \quad (4.47)$$

Приведений момент опору перерізу панелі вздовж волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів):

$$W_{y,net} = \frac{I_{y,net}}{z}; \quad (4.48)$$

де $z = h_1 + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2}$.

Приведений момент опору перерізу панелі поперек волокон зовнішніх шарів (переріз, перпендикулярний осі y , поперек волокон деревини дощок зовнішніх шарів) при однаковій товщині шарів $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h_6 = h_7 = h$:

$$W_{y,ef} = \frac{I_{y,ef}}{z} = \frac{61l \cdot h^3}{3} + \frac{33l \cdot h^3}{4} \frac{E_x}{E_y} \bigg/ \left(\frac{7 \cdot h}{2} \right) = l \cdot h^2 \left(\frac{122}{21} + \frac{66}{28} \cdot \frac{E_x}{E_y} \right). \quad (4.49)$$

4.3 Визначення приведених модулів пружності панелей з поперечно-клесної деревини для розрахунку панелей з поперечно-клесної деревини методом скінченних елементів за допомогою плоских скінченних елементів

4.3.1 Приведені модулі пружності тришарової панелі з поперечно-клесної деревини

При розрахунку панелі як єдиного елемента та для застосування методу скінченних елементів (МСЕ) при розрахунку, як одиночних панелей, так і панельних будівель з ПКД в цілому, співставимо приведену жорсткість з жорсткістю для монолітного перерізу.

Визначимо приведений модуль пружності панелі з ПКД вздовж осі x (рис. 4.1) виходячи з умови:

$$I_{x,ef} \cdot E_x = I_{x,br} E_1. \quad (4.50)$$

Жорсткість умовно монолітного перерізу в формулі (7.37) визначається за формулою:

$$I_{x,br} E_1 = \frac{b \cdot (h_1 + h_2 + h_3)^3}{12} E_1. \quad (4.51)$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h$ формула (4.51) набуває вигляду:

$$I_{x,br} E_1 = \frac{b \cdot (3 \cdot h)^3}{12} E_1. \quad (4.52)$$

Таким чином умова (4.50) в загальному вигляді набуває вигляду:

$$b \cdot E_x \left(\frac{1}{12} \left(h_1^3 + h_3^3 + h_2^3 \frac{E_y}{E_x} \right) + \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_3 \right) = \frac{b \cdot (h_1 + h_2 + h_3)^3}{12} E_1;$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$E_1 = \frac{12 \cdot E_x}{(h_1 + h_2 + h_3)^3} \left(\frac{1}{12} \left(h_1^3 + h_3^3 + h_2^3 \frac{E_y}{E_x} \right) + \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_3 \right). \quad (4.53)$$

За умови однакової товщини шарів умова (4.53) набуває вигляду:

$$\frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \left(26 + \frac{E_y}{E_x} \right) \cdot E_x = \frac{b \cdot (3 \cdot h)^3}{12} E_1;$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$E_1 = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot \left(26 + \frac{E_y}{E_x} \right) \cdot E_x \cdot \frac{12}{b \cdot (3 \cdot h)^3} = \frac{1}{27} (26 E_x + E_y). \quad (4.54)$$

Визначимо приведенй модуль пружності панелі з ПКД вздовж осі y (рис. 4.5) виходячи з умови:

$$I_{y,ef} \cdot E_y = I_{y,br} E_2. \quad (4.55)$$

Жорсткість умовно монолітного перерізу в формулі (4.55) визначається за формулою:

$$I_{y,br} E_2 = \frac{l \cdot (h_1 + h_2 + h_3)^3}{12} E_2. \quad (4.56)$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h$ формула (4.56) набуває вигляду:

$$I_{y,br} E_2 = \frac{l \cdot (3 \cdot h)^3}{12} E_2. \quad (4.57)$$

Таким чином умова (4.56) в загальному вигляді набуває вигляду:

$$l \cdot E_y \left(\frac{h_1^3 + h_3^3}{12} + \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_3 + \frac{h_2^3}{12} \frac{E_x}{E_y} \right) = \frac{l \cdot (h_1 + h_2 + h_3)^3}{12} E_2; \quad (4.58)$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$E_2 = \frac{12 \cdot E_y}{(h_1 + h_2 + h_3)^3} \left(\frac{h_1^3 + h_3^3}{12} + \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_2}{2} \right)^2 h_3 + \frac{h_2^3}{12} \frac{E_x}{E_y} \right). \quad (4.59)$$

За умови однакової товщини шарів умова (4.59) набуває вигляду:

$$l \cdot h^3 \left(\frac{26 \cdot E_y + E_x}{12} \right) E_y = \frac{l \cdot (3 \cdot h)^3}{12} E_2;$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$E_2 = \left(\frac{26 \cdot E_y + E_x}{E_y} \right) \cdot E_y \cdot \frac{1}{27} = \frac{1}{27} (26 \cdot E_y + E_x). \quad (4.60)$$

4.3.2 Приведені модулі пружності п'ятишарової панелі з поперечно-класної деревини

При розрахунку панелі як єдиного елемента та для застосування методу скінченних елементів (МСЕ) при розрахунку, як одиночних панелей, так і панельних будівель з ПКД в цілому, співставимо приведену жорсткість з жорсткістю для монолітного перерізу.

Визначимо приведений модуль пружності панелі з ПКД вздовж осі x (рис. 4.2) виходячи з умови:

$$I_{x,ef} \cdot E_x = I_{x,br} E_1. \quad (4.61)$$

Жорсткість умовно монолітного перерізу в формулі (4.61) визначається за формулою:

$$I_{x,br} E_1 = \frac{b \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)^3}{12} E_1. \quad (4.62)$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h$ формула (4.62) набуває вигляду:

$$I_{x,br} E_1 = \frac{b \cdot (5 \cdot h)^3}{12} E_1. \quad (4.63)$$

Таким чином умова (4.61) в загальному вигляді набуває вигляду:

$$\begin{aligned} & b \cdot E_x \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot (h_1^3 + h_3^3 + h_5^3) + \left(\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_5}{2} + h_4 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_5 \right) \right) + \\ & + b \cdot E_y \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot (h_2^3 + h_4^3) + \left(\left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_4}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_4 \right) \right) = \\ & = \frac{b \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)^3}{12} E_1. \end{aligned} \quad (4.64)$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$\begin{aligned}
E_1 = & \left(E_x \cdot \left(h_1^3 + h_3^3 + h_5^3 \right) + 12 \cdot \left(\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_5}{2} + h_4 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_5 \right) \right) + \\
& + E_y \cdot \left(h_2^3 + h_4^3 \right) + 12 \cdot \left(\left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_4}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_4 \right) \Bigg) \cdot \\
& \cdot \frac{1}{(h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)^3}.
\end{aligned} \tag{4.65}$$

За умови однакової товщини шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h$ умова (4.64) набуває вигляду:

$$b \cdot h^3 \left(\frac{33}{4} + \frac{13}{6} \cdot \frac{E_y}{E_x} \right) \cdot E_x = \frac{b \cdot (5 \cdot h)^3}{12} E_1; \tag{4.66}$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$E_1 = b \cdot h^3 \left(\frac{33}{4} \cdot E_x + \frac{13}{6} \cdot E_y \right) \cdot \frac{12}{b \cdot (5 \cdot h)^3} = \left(\frac{33}{4} \cdot E_x + \frac{13}{6} \cdot E_y \right) \cdot \frac{12}{125}. \tag{4.67}$$

Визначимо приведенний модуль пружності панелі з ПКД вздовж осі y (рис. 4.2) виходячи з умови:

$$I_{y,ef} \cdot E_y = I_{y,br} E_2. \tag{4.68}$$

Жорсткість умовно монолітного перерізу в формулі (4.68) визначається за формулою:

$$I_{y,br} E_2 = \frac{l \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)^3}{12} E_2. \tag{4.69}$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h$ формула (4.69) набуває вигляду:

$$I_{y,br} E_2 = \frac{l \cdot (5 \cdot h)^3}{12} E_2. \tag{4.70}$$

Таким чином умова (4.68) в загальному вигляді набуває вигляду:

$$\left(\frac{l}{12} \left(h_1^3 + h_3^3 + h_5^3 + h_2^3 \frac{E_x}{E_y} + h_4^3 \frac{E_x}{E_y} \right) + l \cdot \left(\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_5}{2} + h_4 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_5 \right) + \right. \\ \left. + l \cdot \frac{E_x}{E_y} \left(\left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_4}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_4 \right) \right) \cdot E_y = \frac{l \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)^3}{12} E_2; \quad (4.71)$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$E_2 = \left((h_1^3 + h_3^3 + h_5^3) \cdot E_y + (h_2^3 + h_4^3) \cdot E_x + \right. \\ \left. + 12 \cdot E_y \cdot \left(\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_5}{2} + h_4 + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_5 \right) + \right. \\ \left. + 12 \cdot E_x \cdot \left(\left(\frac{h_2}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_4}{2} + \frac{h_3}{2} \right)^2 h_4 \right) \right) \cdot \frac{1}{(h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)^3}. \quad (4.72)$$

За умови однакової товщини шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h$ умова (4.71) набуває вигляду:

$$l \cdot h^3 \left(\frac{33}{4} + \frac{13}{6} \cdot \frac{E_x}{E_y} \right) \cdot E_y = \frac{l \cdot (5 \cdot h)^3}{12} E_2;$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$E_2 = \left(\frac{33}{4} \cdot E_y + \frac{13}{6} \cdot E_x \right) \cdot \frac{12}{125} = \frac{99}{125} \cdot E_y + \frac{26}{125} \cdot E_x. \quad (4.73)$$

4.3.3 Приведені модулі пружності семишарової панелі з поперечно-клесної деревини

При розрахунку панелі як єдиного елемента та для застосування методу скінченних елементів (МСЕ) при розрахунку, як одиночних панелей, так і панельних будівель з ПКД в цілому, співставимо приведену жорсткість з жорсткістю для монолітного перерізу.

Визначимо приведений модуль пружності панелі з ПКД вздовж осі x (рис. 4.1) виходячи з умови:

$$I_{x,ef} \cdot E_x = I_{x,br} E_1. \quad (4.74)$$

Жорсткість умовно монолітного перерізу в формулі (4.74) визначається за формулою:

$$I_{x,br} E_1 = \frac{b \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7)^3}{12} E_1. \quad (4.75)$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h_6 = h_7 = h$ формула (4.75) набуває вигляду:

$$I_{x,br} E_1 = \frac{b \cdot (7 \cdot h)^3}{12} E_1. \quad (4.76)$$

Таким чином умова (4.74) в загальному вигляді набуває вигляду:

$$\begin{aligned} & \frac{b}{12} E_x (h_1^3 + h_3^3 + h_5^3 + h_7^3) + \frac{b}{12} E_y (h_2^3 + h_4^3 + h_6^3) + \\ & + b E_x \left(\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_7}{2} + h_6 + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_7 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_3 + \left(\frac{h_5}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_5 \right) + \\ & + b E_y \left(\left(\frac{h_2}{2} + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_6}{2} + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_6 \right) = \frac{b \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7)^3}{12} E_1; \end{aligned}$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$\begin{aligned}
E_1 = & \left(E_x \left(\frac{(h_1^3 + h_3^3 + h_5^3 + h_7^3)}{12} + \left(\frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_7}{2} + h_6 + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_7 + \right. \right. \\
& + \left. \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_3 + \left(\left(\frac{h_5}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_5 \right) + \right. \\
& \left. \left. + E_y \left(\frac{(h_2^3 + h_4^3 + h_6^3)}{12} + \left(\frac{h_2}{2} + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_6}{2} + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_6 \right) \right) \right) \cdot \\
& \cdot \frac{12}{(h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7)^3}
\end{aligned} \tag{4.77}$$

За умови однакової товщини шарів умова (4.74) набуває вигляду:

$$\left(\frac{61bh^3}{3} + \frac{33bh^3}{4} \frac{E_y}{E_x} \right) E_x = \frac{b \cdot (7 \cdot h)^3}{12} E_1, \tag{4.78}$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$E_1 = \left(\frac{61bh^3}{3} + \frac{33bh^3}{4} \frac{E_y}{E_x} \right) E_x \frac{12}{b \cdot (7 \cdot h)^3} = \frac{244E_x + 99E_y}{343}. \tag{4.79}$$

Визначимо приведенний модуль пружності панелі з ПКД вздовж осі у (рис. 4.3) виходячи з умови:

$$I_{y,\text{net}} \cdot E_y = I_{y,\text{br}} E_2. \tag{4.80}$$

Жорсткість умовно монолітного перерізу в формулі (4.80) визначається за формулою:

$$I_{y,\text{br}} E_2 = \frac{l \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7)^3}{12} E_2. \tag{4.81}$$

Для панелей з однаковою товщиною шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h_6 = h_7 = h$ формула (4.81) набуває вигляду:

$$I_{y,\text{br}} E_2 = \frac{l \cdot (7 \cdot h)^3}{12} E_2. \tag{4.82}$$

Таким чином умова (4.80) в загальному вигляді набуває вигляду:

$$\begin{aligned}
& \frac{l \cdot E_y}{12} (h_1^3 + h_3^3 + h_5^3 + h_7^3) + \frac{l \cdot E_x}{12} (h_2^3 + h_4^3 + h_6^3) + \\
& + l \cdot E_y \cdot \left(\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_7}{2} + h_6 + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_7 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_3 + \right. \\
& \left. + \left(\frac{h_5}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_5 \right) + l \cdot E_x \cdot \left(\left(\frac{h_2}{2} + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_6}{2} + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_6 \right) = \\
& = \frac{l \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7)^3}{12} E_2.
\end{aligned} \tag{4.83}$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$\begin{aligned}
E_2 = & \left(\frac{E_y}{12} (h_1^3 + h_3^3 + h_5^3 + h_7^3) + \frac{E_x}{12} (h_2^3 + h_4^3 + h_6^3) + \right. \\
& + E_y \cdot \left(\left(\frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_1 + \left(\frac{h_7}{2} + h_6 + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_7 + \left(\frac{h_3}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_3 + \right. \\
& \left. + \left(\frac{h_5}{2} + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_5 \right) + E_x \cdot \left(\left(\frac{h_2}{2} + h_3 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_2 + \left(\frac{h_6}{2} + h_5 + \frac{h_4}{2} \right)^2 h_6 \right) \Bigg) \cdot \\
& \cdot \frac{12}{(h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7)^3}.
\end{aligned} \tag{4.84}$$

За умови однакової товщини шарів з дощок $h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = h_5 = h_6 = h_7 = h$ умова (4.84) набуває вигляду:

$$\left(\frac{61l \cdot h^3}{3} + \frac{33l \cdot h^3}{4} \frac{E_x}{E_y} \right) E_y = \frac{l \cdot (7 \cdot h)^3}{12} E_2; \tag{4.85}$$

з якої шляхом математичних перетворень одержуємо:

$$E_2 = \left(\frac{61 \cdot h^3}{3} E_y + \frac{33 \cdot h^3}{4} E_x \right) \frac{12}{343 \cdot h^3} = \frac{244 E_y + 99 E_x}{343}. \tag{4.86}$$

4.4 Чисельні дослідження напружено-деформованого стану панелей з поперечно-класної деревини при моделюванні об'ємними та плоскими скінченими елементами з приведеними жорсткісними характеристиками

Для обґрунтування можливості розрахунку МСЕ в ПК ЛІРА САІР Панелей із ПКД плоскими скінченими елементами (СЕ), було проведено чисельні дослідження панелей. Чисельні дослідження панелей із ПКД проведено із застосуванням об'ємних СЕ №36 та плоских СЕ №.№41 з наданням їм приведених характеристик жорсткості плити.

Дослідження стосувались 3-х, 5-ти та 7-шарових панелей прольотами 3, 6 і 9 м, з рівномірно розподіленим по площі навантаженням $1,5 \text{ кН/м}^2$ та $5,0 \text{ кН/м}^2$. Всі шари ПКД панелі прийняті з деревини класу міцності С24, з наступними характеристиками матеріалу: $E_{0,\text{mean}} = 11000 \text{ МПа}$, $E_{90,\text{mean}} = 370 \text{ МПа}$, $G_{\text{mean}} = 690 \text{ МПа}$.

Об'ємні СЕ №36 моделювались з наданням їм фізико-механічних характеристик деревини: модуль пружності деревини вздовж волокон $E_1 = E_{0,\text{mean}} = 11000 \text{ МПа}$, модуль пружності деревини поперек волокон $E_2 = E_3 = E_{90,\text{mean}} = 370 \text{ МПа}$, модуль зсуву $G = G_{\text{mean}} = 690 \text{ МПа}$. Прийнятий розмір скінченного елемента $0,01 \times 0,01 \times 0,01 \text{ м}$.

Плоскі СЕ №41 моделювалися з наданням їм фізико-механічних характеристик деревини: модулі пружності визначені за формулами, наведеними в попередньому параграфі, вздовж волокон E_1 та поперек волокон E_2 , модуль зсуву $G = G_{\text{mean}} = 690 \text{ МПа}$. Прийнятий розмір скінченного елемента $0,02 \times 0,02 \text{ м}$.

Приведені модулі пружності для панелей з ПКД:

- для тришарової панелі $E_1 = 10606 \text{ МПа}$, $E_2 = 764 \text{ МПа}$;
- для п'ятишарової панелі $E_1 = 8789 \text{ МПа}$, $E_2 = 2581 \text{ МПа}$;
- для семишарової панелі $E_1 = 7932 \text{ МПа}$, $E_2 = 3438 \text{ МПа}$.

Слід окремо зазначити, що коефіцієнти Пуассона приймалися з обов'язковим дотриманням умови наявності в деревини пружного потенціалу, враховуючи той факт, що в нормативній літературі вони відсутні [157].

Опори змодельованих панелей визначено як шарнірно нерухома та шарнірно рухома опора.

Результати розрахунків представлені в табличній формі (табл. 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6, 4.7) та на рис. 4.4 - 4.6.

Таблиця 4.2

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для тришарових панелей із ПКД при рівномірно розподіленому навантаженні 1,5 кН/м²

Прольот, м		3		6		9	
	EI_{ef} (W_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)
Од. виміру	кНсм ² (см ³)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)
1	2	3	4	5	6	7	8
Теорія Крейзінгера	1,91x10 ⁶	9,72	0,333	152,4	1,332	768,5	2,997
МСЕ в №36 ПК Ліра Сапр		9,51	0,277	150,0	1,100	757	2,48
МСЕ в №41 ПК Ліра Сапр	1,909x10 ⁶ (578,53)	9,67	0,337 (1,95)	152,0	1,334 (7,72)	767	2,99 (17,3)

Таблиця 4.3

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для тришарових панелей із ПКД при рівномірно розподіленому навантаженні 5,0 кН/м²

Прольот, м		3		6		9	
	EI_{ef} (W_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)
Од. виміру	кНсм ² (см ³)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)
1	2	3	4	5	6	7	8
Теорія Крейзінгера	1,91x10 ⁶	29,605	1,014	464,3	4,058	2341	9,13
МСЕ в №36 ПК Ліра Сапр		29,0	0,847	458	3,36	2310	7,55
МСЕ в №41 ПК Ліра Сапр	1,909x10 ⁶ (578,53)	29,5	1,030 (5,96)	464	4,079 (23,6)	2340	9,14 (52,9)

Таблиця 4.4

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для п'ятишарових панелей із ПКД при рівномірно розподіленому навантаженні 1,5 кН/м²

Прольот, м		3		6		9	
	EI (W_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)
Од. виміру	кНсм ² (см ³)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)
1	2	3	4	5	6	7	8
Теорія Крейзінгера	7,26x10 ⁶	2,83	0,158	43,56	0,63	219	1,42
МСЕ в №36 ПК Ліра Сапр		2,68	0,140	42,300	0,560	214	1,26
МСЕ в №41 ПК Ліра Сапр	7,32x10 ⁶ (1331,66)	2,74	0,158 (2,1)	43,2	0,626 (8,33)	218	1,40 (18,7)

Таблиця 4.5

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для п'ятишарових панелей із ПКД при рівномірно розподіленому навантаженні 5,0 кН/м²

Прольот, м		3		6		9	
	EI (W_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)
Од. виміру	кНсм ² (см ³)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)
1	2	3	4	5	6	7	8
Теорія Крейзінгера	7,26x10 ⁶	8,176	0,456	125,97	1,824	633	4,1
МСЕ в №36 ПК Ліра Сапр		7,78	0,407	123,0	1,620	619	3,65
МСЕ в №41 ПК Ліра Сапр	7,32x10 ⁶ (1331,66)	7,94	0,457 (6,09)	125,0	1,810 (24,1)	632	4,07 (54,2)

Таблиця 4.6

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для семишарових панелей із ПКД при рівномірно розподіленому навантаженні 1,5 кН/м²

Прольот, м		3		6		9	
	EI (W_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)
Од. виміру	кНсм ² (см ³)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)
1	2	3	4	5	6	7	8
Теорія Крейзінгера	1,79x10 ⁷	1,27	0,0963	19,168	0,385	95,81	0,867
МСЕ в №36 ПК Ліра Сапр		1,18	0,088	18,4	0,351	92,9	0,79
МСЕ в №41 ПК Ліра Сапр	1,81x10 ⁷ (2355,52)	1,20	0,096 (2,26)	18,9	0,380 (8,95)	95,3	0,853 (20,1)

Таблиця 4.7

Значення прогинів та максимальних нормальних напружень для семишарових панелей із ПКД при рівномірно розподіленому навантаженні 5,0 кН/м²

Прольот, м		3		6		9	
	EI (W_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)	w	$\sigma_{m,d}$ (M_x)
Од. виміру	кНсм ² (см ³)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)	мм	кН/см ² (кНсм)
1	2	3	4	5	6	7	8
Теорія Крейзінгера	1,79x10 ⁷	3,51	0,266	52,88	1,063	264,6	2,39
МСЕ в №36 ПК Ліра Сапр		3,26	0,244	51,0	0,973	257	2,19
МСЕ в №41 ПК Ліра Сапр	1,81x10 ⁷ (2355,52)	3,31	0,265 (6,25)	52,2	1,053 (24,8)	264	2,36 (55,6)

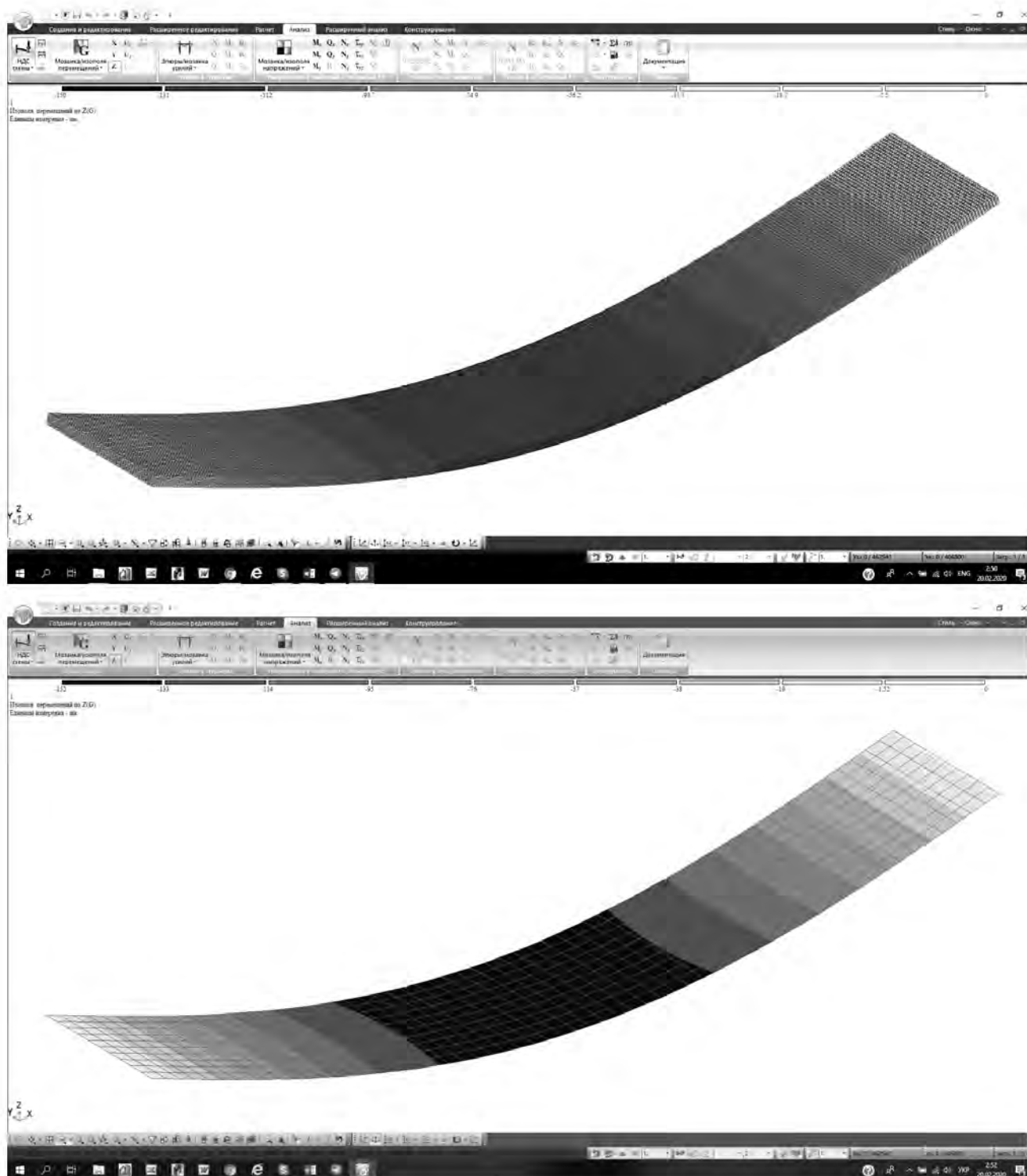


Рис. 4.4 Изополя вертикальных деформаций тришаровой панели з ПКД, прольотом 6 м, при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$, при моделюванні об'ємними (зверху) і плоскими (знизу) скінченими елементами

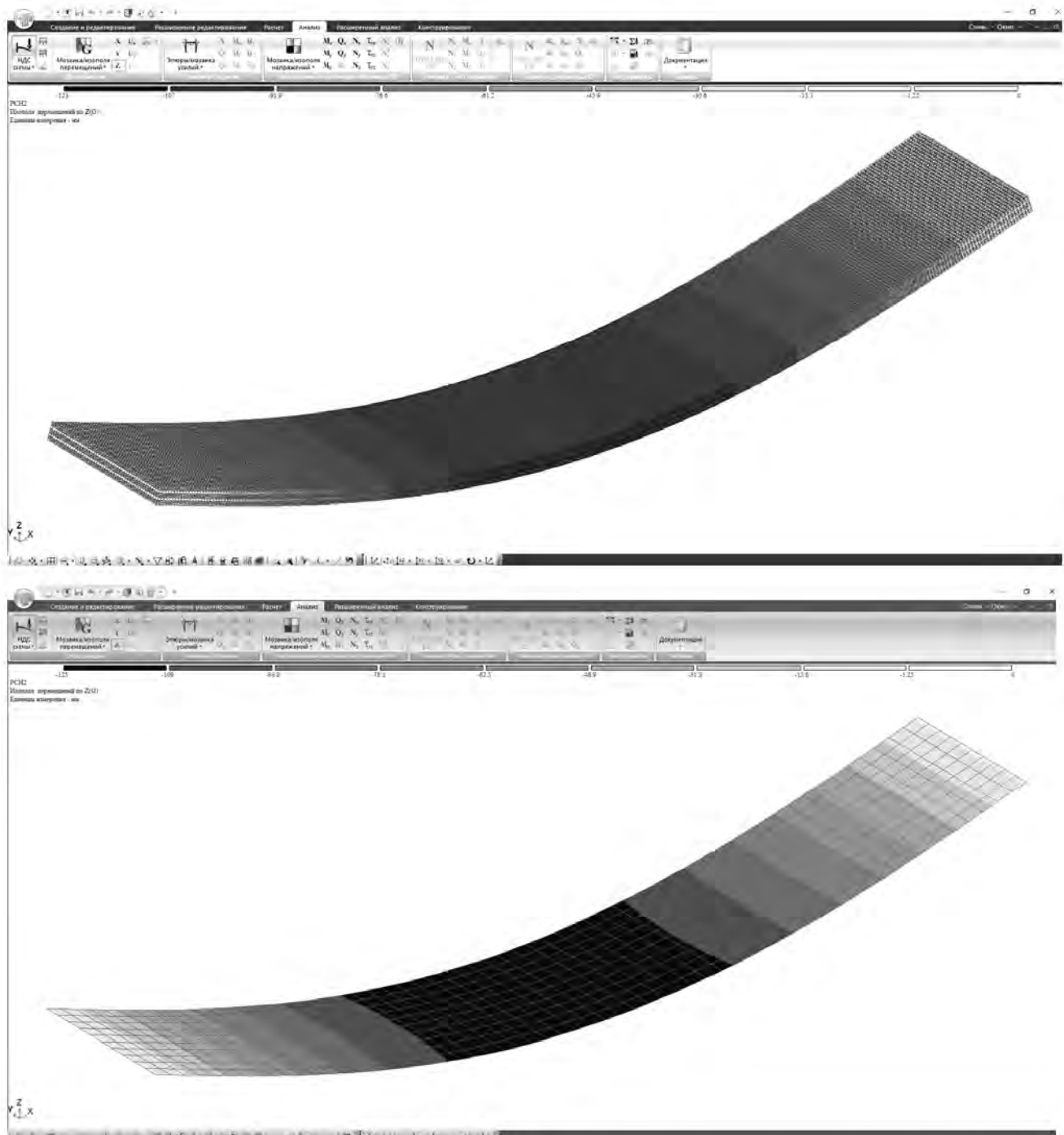


Рис. 4.5 Ізополя вертикальних деформацій п'ятишарової панелі з ПКД, прольотом 6 м, при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$, при моделюванні об'ємними (зверху) і плоскими (знизу) скінченими елементами

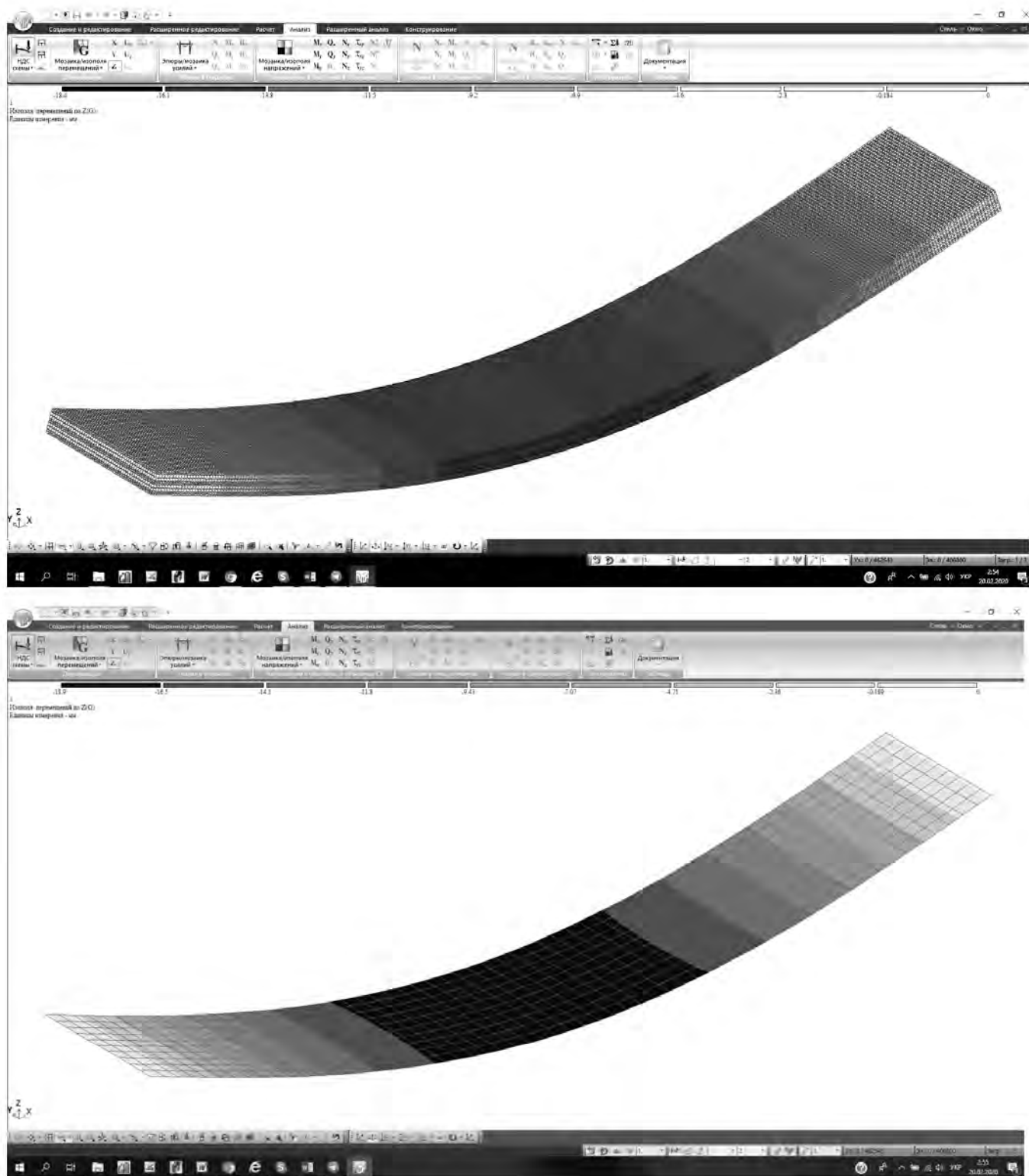


Рис. 4.6 Ізополі вертикальних деформацій семишарової панелі з ПКД, прольотом 6 м, при рівномірно розподіленому навантаженні $1,5 \text{ кН/м}^2$, при моделюванні об'ємними (зверху) і плоскими (знизу) скінченими елементами

Виходячи з одержаних даних, наведених в таблицях 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, можна зробити висновок, що застосування плоских СЕ №41 з використанням приведених фізико-механічних характеристик дає досить високу збіжність результатів як по деформаціям, так і по напруженням з теорією Крейзінгера, і трохи завищені значення за розрахунок об'ємними скінченими елементами, що дозволяє зробити висновок про можливість їх застосування при моделюванні будинків.

Для спрощеного розрахунку панелей із ПКД можна застосовувати МСЕ з моделюванням панелей ортотропними пластинчастими СЕ №41 з коригуванням фізико-механічних характеристик за запропонованою методикою, а саме з використанням приведених модулів пружності та приведених геометричних характеристик перерізу.

4.5 Моделювання та розрахунок висотних будівель з панелей з поперечно-клеєної деревини

При створенні розрахункових схем як системи «Основа-фундамент-надфундаментна конструкція» висотних будинків швидше і простіше проводити моделювання стержньовими та пластинчастими скінченими елементами.

4.5.1 Теоретичний алгоритм моделювання та розрахунку висотних будівель з панелей з поперечно-клеєної деревини

Проведені вище дослідження підтвердили можливість застосування для моделювання панельних будинків з поперечно-клеєної деревини ортотропних СЕ №41 з використанням приведених модулів пружності за запропонованою вище методикою, коригуванням коефіцієнтів Пуассона, таким чином, щоб зберігалась умова існування в деревині пружного потенціалу. Попередньо можна задати два типи СЕ, які будуть моделювати плити перекриття і стінові вертикальні елементи (рис. 4.7).

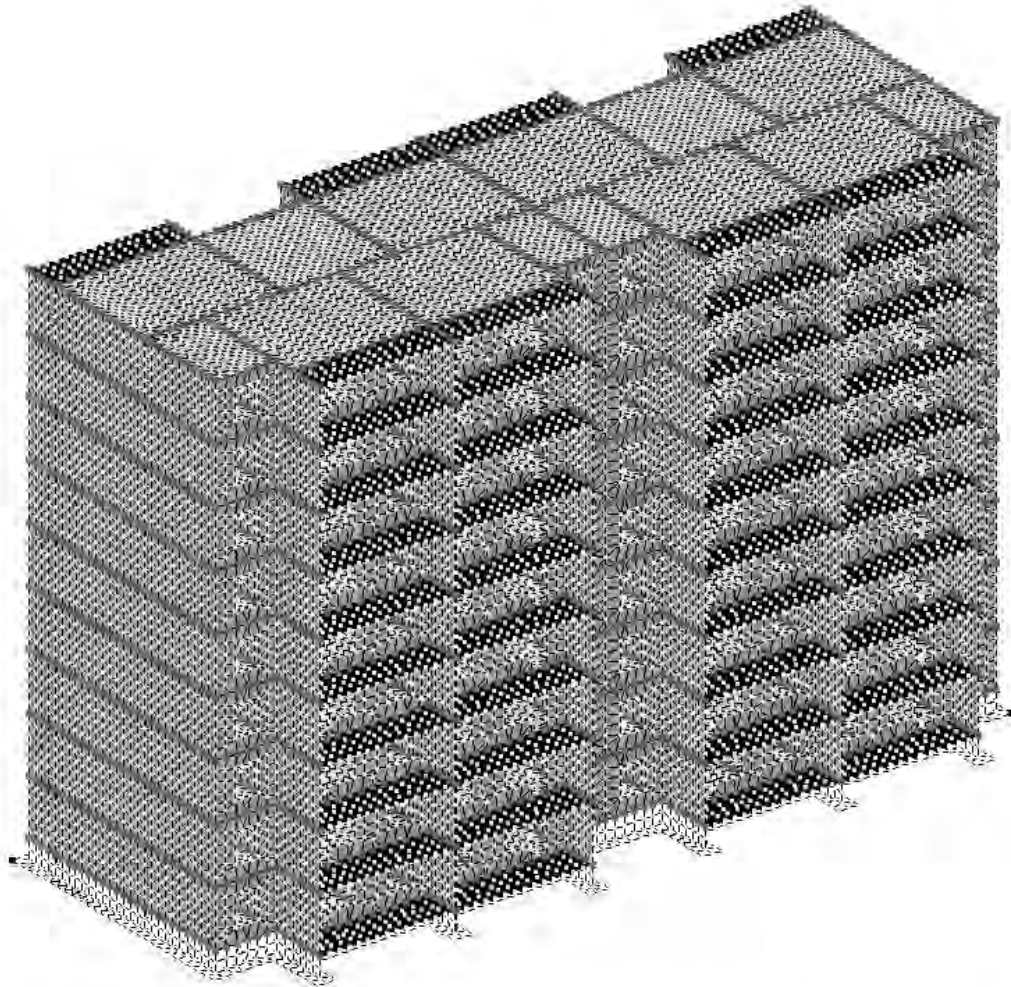


Рис. 4.7 Розрахункова схема 9-поверхового будинку з панелей із поперечно-клеєної деревини

Характеристичні значення тимчасових навантажень, коефіцієнти надійності за навантаженнями, коефіцієнти розрахункових сполучень слід приймати у відповідності до ДБН В.1.2-2 [61]. Коефіцієнти надійності за класом відповідальності слід приймати за ДБН В.1.2-14 [62] в залежності від класу відповідальності будівлі.

Характеристики основи задаються за результатами інженерно-геологічних вишукувань двома шляхами: або ґрунтовим масивом, сформованим об'ємними скінченими елементами з наданням їм відповідних жорсткісних характеристик, або коефіцієнтами пружної основи (постелі), які визначаються у відповідності до одержаних з вишукувань характеристик ґрунтів.

Фундаменти моделюються з тих матеріалів, з яких вони запроектовані у відповідності з розрахунком.

Плити перекриття і стінові елементи можна задавати з будь-якого типу панелі з поперечно-клеєної деревини (три-, п'яти-, семишарової) з заданою попередньо товщиною окремих дощок і, відповідно, класів міцності деревини.

Після розрахунку моделі будівлі слід провести аналіз напружено-деформованого стану окремих елементів за деформативністю, стійкістю та міцністю з перевіркою їх за стандартною методикою розрахунку елементів з поперечно-клеєної деревини, описаної в попередньому розділі та додатку В цієї роботи, з заміною геометричних характеристик перерізу на приведені. Аналіз плит перекриттів при сталих плануваннях можна виконувати для однієї типової плити будинку, стінові панелі раціональніше аналізувати для кожного поверху окремо.

У випадку необхідності (порушення умов першого або другого граничних станів чи великі запаси міцності) замінюємо необхідні елементи, змінюючи тип панелі (кількість шарів), товщину шарів дощок або клас міцності деревини. Змінюємо в розрахунковій схемі будівлі СЕ на необхідні з використанням приведених модулів пружності за запропонованою в даній роботі методикою. Перераховуємо розрахункову модель і повторно проводимо аналіз напружено-деформованого стану окремих елементів за деформативністю та міцністю з перевіркою їх за стандартною методикою розрахунку елементів з поперечно-клеєної деревини.

Кількість ітерацій має бути достатньою для підбору раціональних перерізів панелей з поперечно-клеєної деревини. В остаточній моделі і сама будівля, і окремі її складові (панелі перекриття, стінові панелі) мають задовольняти умови першого (міцність, стійкість) та другого (експлуатаційна придатність) граничних станів.

4.5.2 Приклад моделювання та розрахунку 9-поверхового житлового будинку з панелей з поперечно-клевної деревини

Для першої ітерації розрахунку будинку з плоских СЕ №41 приймаємо характеристики для панелей перекриття із ПКД з наданням їм приведених характеристик жорсткості плити. Орієнтація місцевих осей пластин моделювалася таким чином, щоб вісь x співпадала з напрямом волокон дощок зовнішніх шарів.

В якості панелей перекриття приймаємо 5-шарові плити з деревини класу міцності С24, з наступними характеристиками матеріалу: модуль пружності вздовж волокон $E_{0,\text{mean}} = 11000$ МПа, модуль пружності поперек волокон $E_{90,\text{mean}} = 370$ МПа, модуль зсуву $G_{\text{mean}} = 690$ МПа. Панель виготовляється з дощок однакової товщини $t_1 = 4$ см. Таким чином сумарна товщина панелі становить 200 мм. Плоскі СЕ №41 моделювались з наданням їм фізико-механічних характеристик деревини: модулі пружності визначені за формулами, наведеними в попередньому параграфі, вздовж волокон E_1 та поперек волокон E_2 , модуль зсуву $G = G_{\text{mean}} = 690$ МПа. Прийнятий розмір скінченного елемента $0,2 \times 0,2 \times 0,2$ м. Приведені модулі пружності для прийнятої панелі з ПКД: вздовж волокон зовнішніх шарів $E_1 = 8789$ МПа, поперек волокон зовнішніх шарів $E_2 = 2581$ МПа.

В якості стінових панелей приймаємо 5-шарові плити з деревини класу міцності С30, з наступними характеристиками матеріалу: модуль пружності вздовж волокон $E_{0,\text{mean}} = 12000$ МПа, модуль пружності поперек волокон $E_{90,\text{mean}} = 400$ МПа, модуль зсуву $G_{\text{mean}} = 750$ МПа. Панель виготовляється з дощок однакової товщини $t_1 = 5$ см. Таким чином сумарна товщина панелі становить 250 мм. Плоскі СЕ №41 моделювались з наданням їм фізико-механічних характеристик деревини: модулі пружності визначені за формулами, наведеними в попередньому параграфі, вздовж волокон E_1 та поперек волокон E_2 , модуль зсуву $G = G_{\text{mean}} = 750$ МПа. Прийнятий розмір скінченного елемента $0,2 \times 0,2 \times 0,2$ м. Приведені модулі пружності для прийнятої панелі з ПКД: вздовж

волокон зовнішніх шарів $E_1 = 9587$ МПа, поперек волокон зовнішніх шарів $E_2 = 2813$ МПа.

На основі характеристик ґрунтового масиву (координати і характеристики шарів ґрунту (табл. 4.8) в кожній свердловині) сформовано просторову модель ґрунту в підпрограмі «Ґрунт», а по відміткам гирла свердловин вибудовано реальний рельєф поверхні. Середній тиск під подошвою фундаментів для першої ітерації визначено як вертикальне постійне навантаження від усієї будівлі поділене на площу фундаментів і становить $P_z = 22708,3 / 766,8 = 0,29$ МПа. Уточнення коефіцієнтів постелі проведено таким чином, щоб напруження R_z відрізнялися від навантаження на ґрунт P_z менше ніж на 5%.

Таблиця 4.8

Фізико-механічні властивості ґрунтів основи задані в розрахунковій моделі

№	Найменування	Позначення	Один. виміру	Пісок пилюватий серед. щільності	Пісок середній серед. щільності	Суглинок
1	Природна щільність	ρ	кг/м ³	1,94	2,03	1,79
2	Щільність частинок	ρ_s	кг/м ³	2,66	2,65	2,68
3	Природна вологість	ω		0,22	0,21	0,15
4	Вологість на межі розкочування	ω_p				0,12
5	Вологість на межі текучості	ω_L				0,22
6	Модуль деформації	E	МПа	18	30	17
7	Кут внутрішнього тертя	φ	Град.	25	33	18
8	Питоме зчеплення	C	МПа	0,003	0,001	0,022

Фундаменти будівлі прийняті стрічковими з монолітного залізобетону. Для розрахунку задавались плоскими СЕ №41 з характеристиками залізобетону, підлога шириною 1,0 м товщиною 400 мм, стінки фундаменту товщиною 400 мм. модуль пружності вздовж волокон $E = 30\,000$ МПа, коефіцієнт Пуассона 0,2.

Характеристичні значення тимчасових навантажень прийняті у відповідності до ДБН В.1.2-2 [61]. Характеристичне значення снігового навантаження прийняте для 5-го снігового району, а характеристичне значення вітрового навантаження для 1-го вітрового району. Коефіцієнти надійності за навантаженнями прийняті також у відповідності з ДБН В.1.2-2 [61] для нормативного строку експлуатації 50 років. Коефіцієнти надійності за класом відповідальності приймалися за ДБН В.1.2-14 [62]. Згідно з ДБН В.1.2-2 [61] прийняті розрахункові сполучення навантажень з врахуванням коефіцієнтів сполучення.

За результатами розрахунку одержана напружено-деформована схема будівлі. Загальні деформації представлені на рис. 4.8, 4.9.

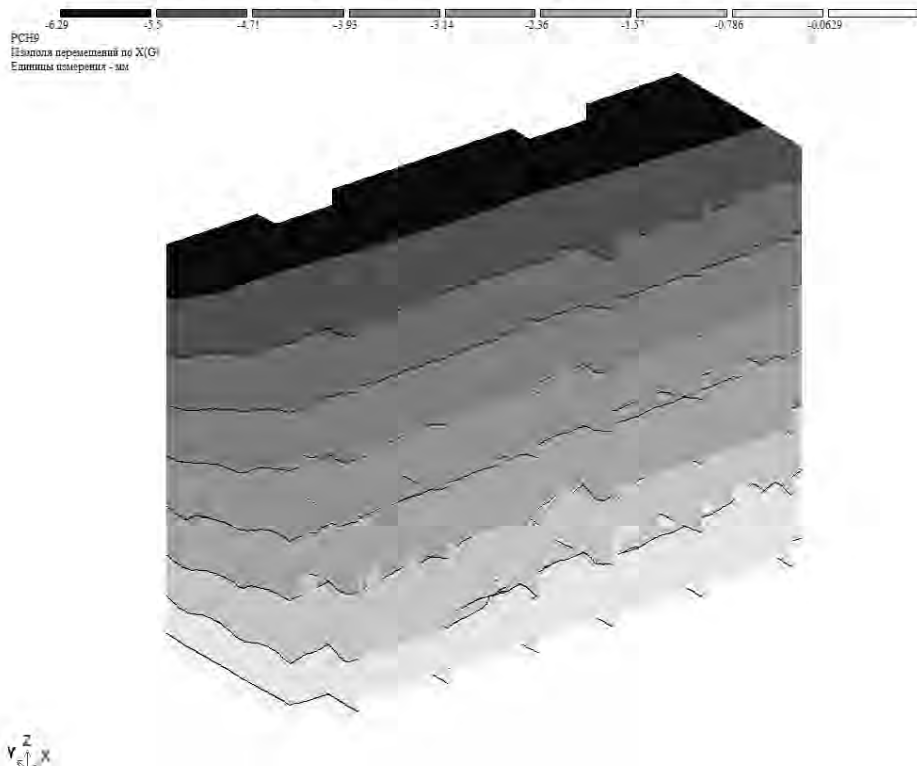


Рис. 4.8 Загальна деформована схема 9-поверхового будинку з ізополями вертикальних переміщень по осі x

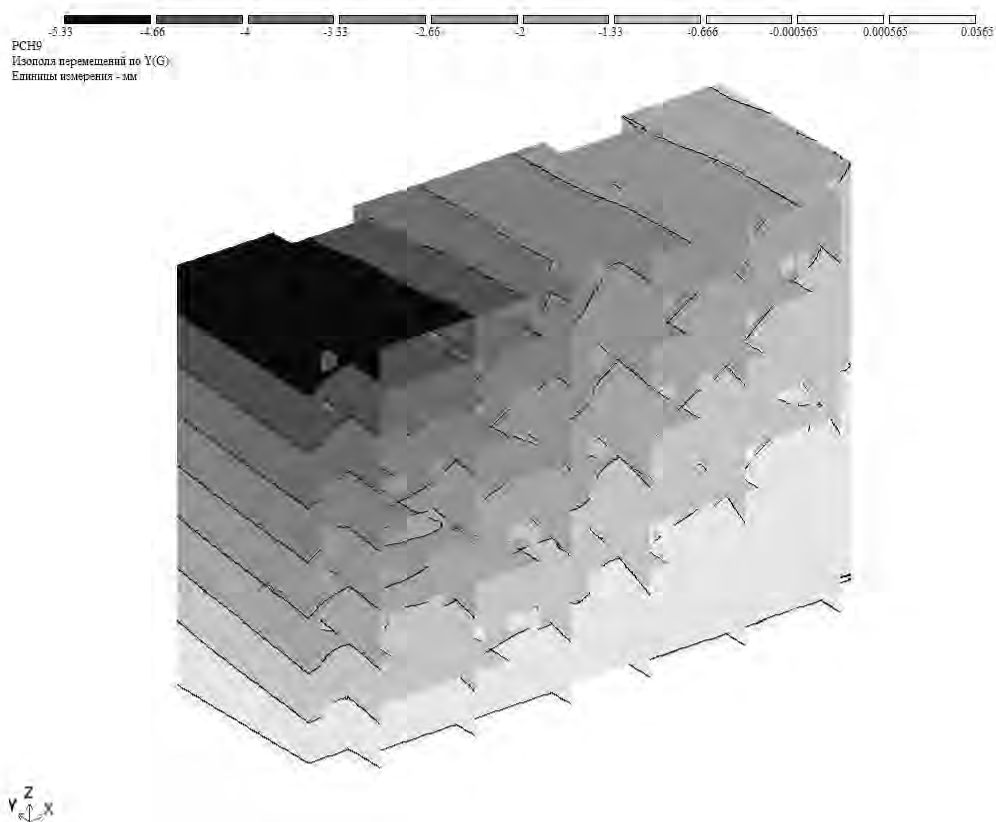


Рис. 4.9 Загальна деформована схема 9-поверхового будинку з ізополями вертикальних переміщень по осі у

Як бачимо з результатів розрахунку будинку, загальна жорсткість знаходиться в допустимих чинними нормами проектування межах.

Напружено-деформована схема типового перекриття за результатами розрахунку наведена на рис. 4.10, 4.11, 4.12.

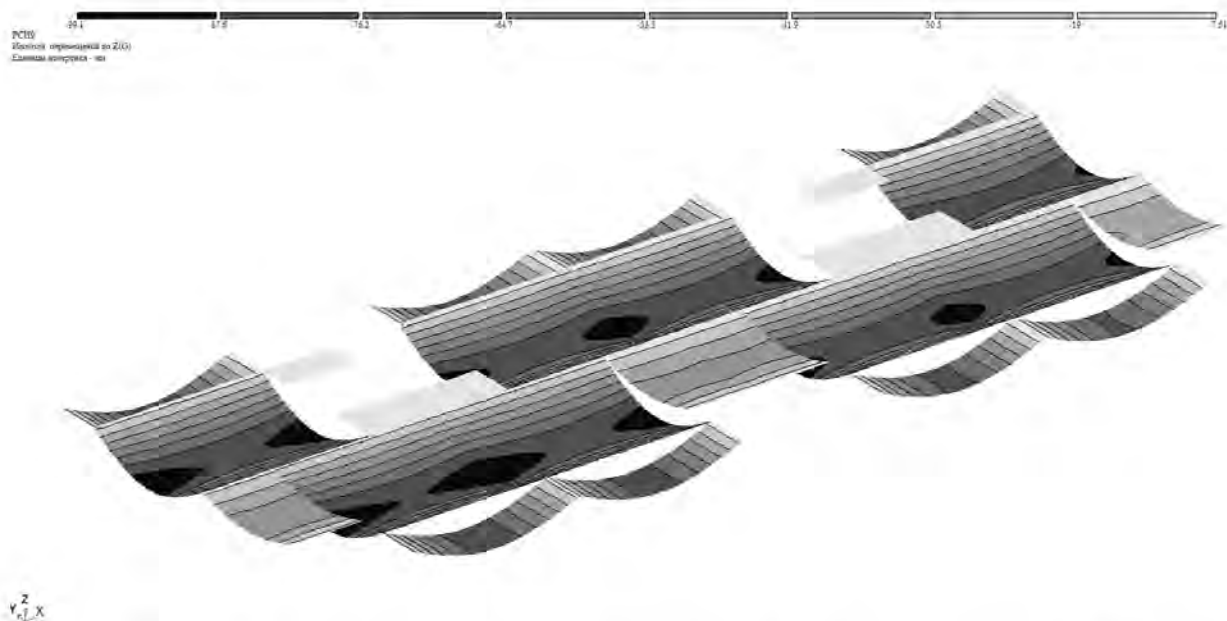


Рис. 4.10 Деформована схема перекриття типового поверху 9-поверхового будинку з ізополями вертикальних переміщень по осі z

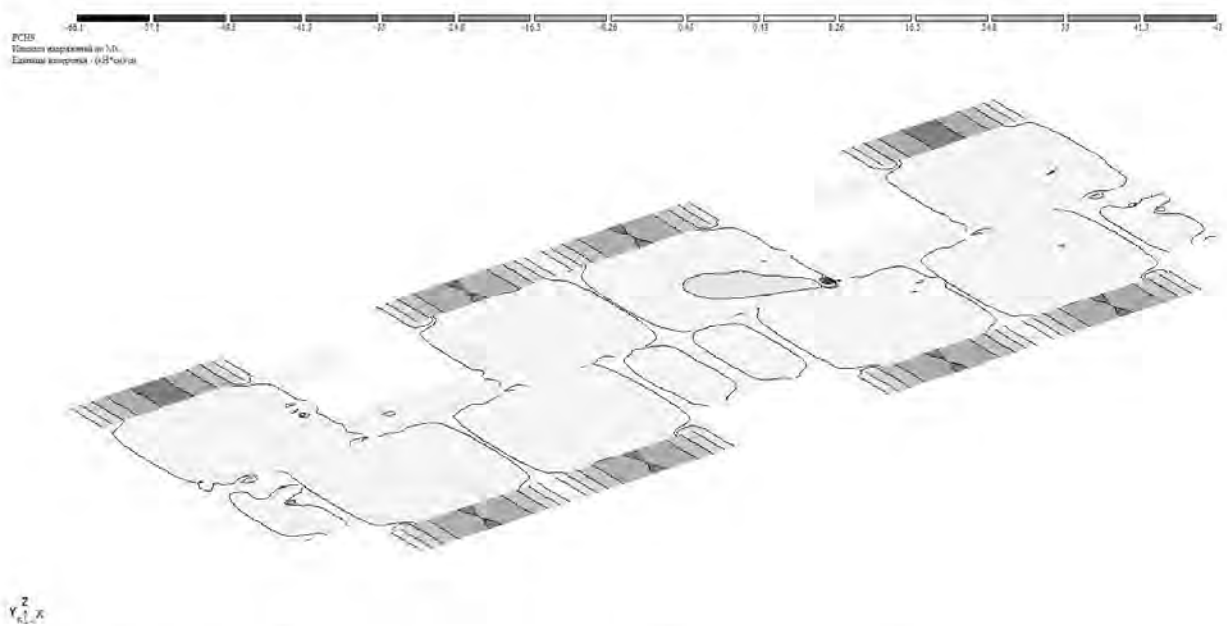


Рис. 4.11 Ізополя напружень M_x в перекритті типового поверху 9-поверхового будинку

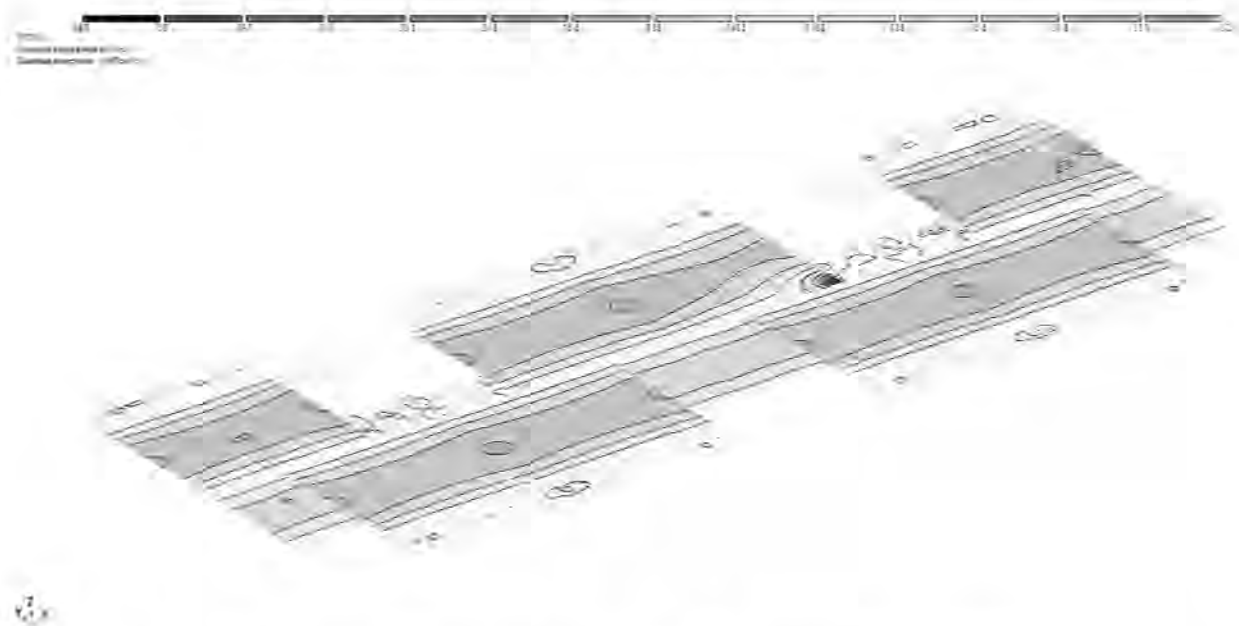


Рис. 4.12 Ізополя напружень M_y в перекритті типового поверху 9-поверхового будинку

Враховуючи значні деформації, приймаємо для панелей перекриття 7-шарові плити з деревини класу міцності C24, з наступними характеристиками матеріалу: $E_{0,\text{mean}} = 11000$ МПа, $E_{90,\text{mean}} = 370$ МПа, $G_{\text{mean}} = 690$ МПа. Панель виготовляється з дощок однакової товщини $t_1 = 4$ см. Таким чином сумарна товщина панелі становить 280 мм. Плоскі СЕ №41 моделювалися з наданням їм фізико-механічних характеристик деревини: модулі пружності визначені за формулами, наведеними в попередньому параграфі, вздовж волокон E_1 та поперек волокон E_2 , модуль зсуву $G = G_{\text{mean}} = 690$ МПа. Прийнятий розмір скінченного елемента $0,2 \times 0,2 \times 0,2$ м. Приведені модулі пружності для прийнятої панелі з ПКД: вздовж волокон зовнішніх шарів $E_1 = 7932$ МПа, поперек волокон зовнішніх шарів $E_2 = 3438$ МПа.

Напружено-деформована схема стін будинку за результатами розрахунку наведена на рис. 4.13, 4.14, 4.15.

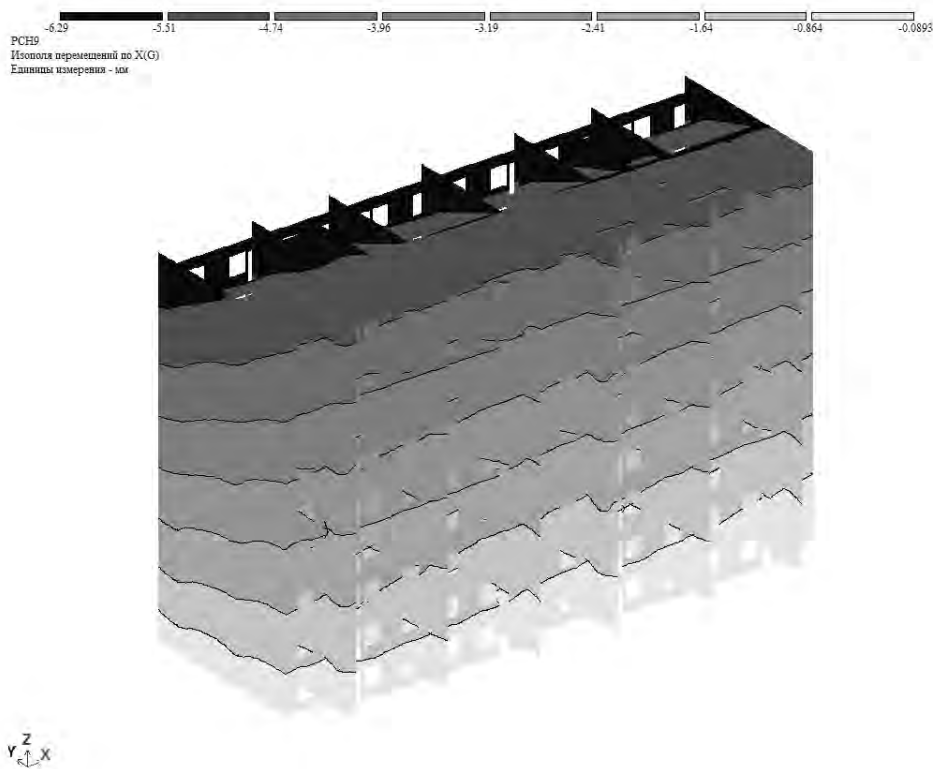


Рис. 4.13 Загальна деформована схема стін 9-поверхового будинку з ізополями переміщень по осі x

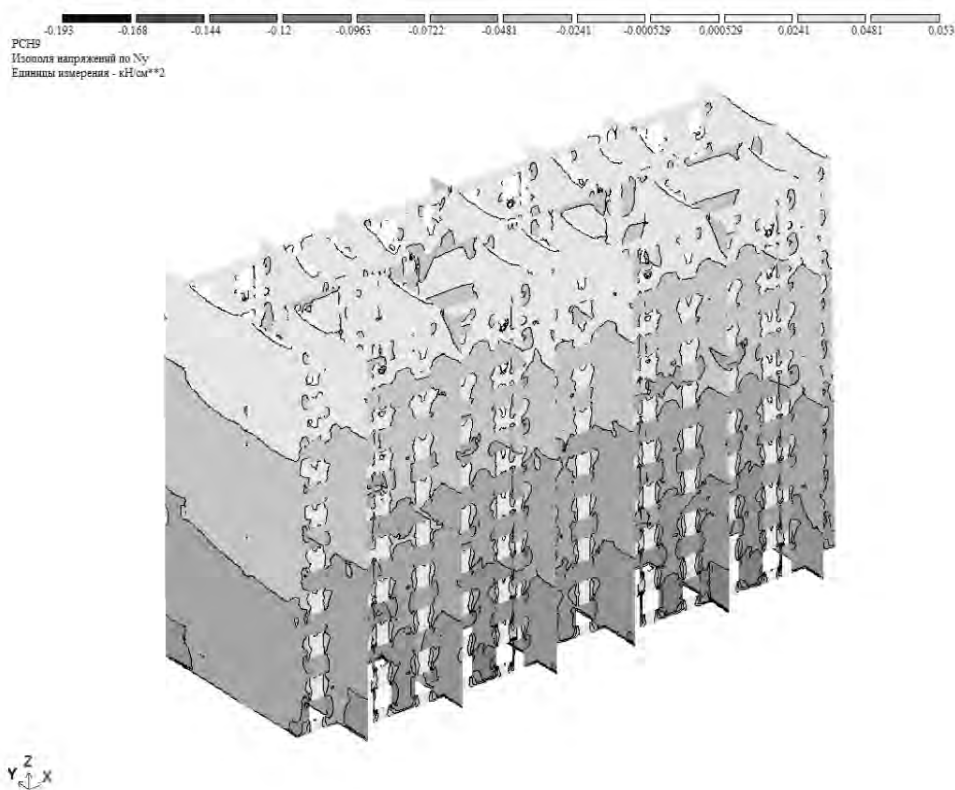


Рис. 4.14 Ізополюс напружень в стінових панелях вздовж волокон зовнішніх шарів

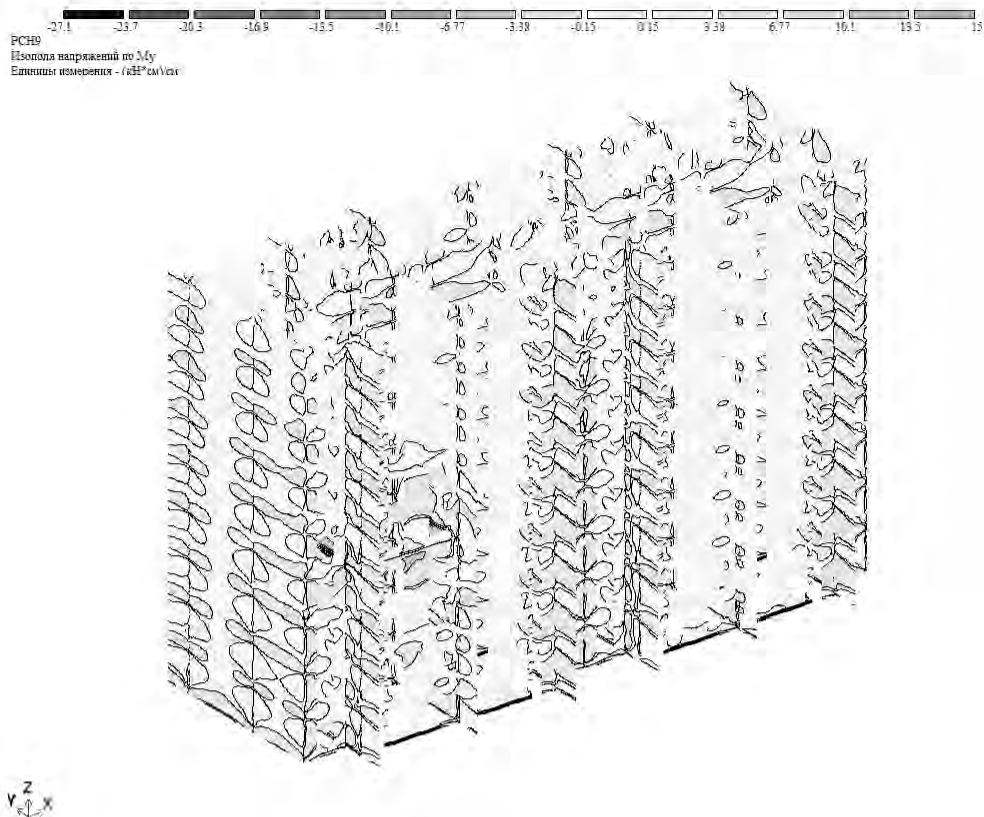


Рис. 4.15 Ізополя згинальних моментів в стінових панелях вздовж волокон зовнішніх шарів.

Збільшуємо жорсткість стінових панелей перших трьох поверхів, приймаючи 7-шарові плити з деревини класу міцності С30, з наступними характеристиками матеріалу: модуль пружності вздовж волокон $E_{0,\text{mean}} = 12000$ МПа, модуль пружності поперек волокон $E_{90,\text{mean}} = 400$ МПа, модуль зсуву $G_{\text{mean}} = 750$ МПа. Панель виготовляється з дощок однакової товщини $t_1 = 5$ см. Таким чином сумарна товщина панелі становить 350 мм. Площі СЕ №41 моделювались з наданням їм фізико-механічних характеристик деревини: модулі пружності визначені за формулами, наведеними в попередньому параграфі, вздовж волокон E_1 та поперек волокон E_2 , модуль зсуву $G = G_{\text{mean}} = 750$ МПа. Прийнятий розмір скінченного елемента $0,2 \times 0,2 \times 0,2$ м. Приведені модулі пружності для прийнятої панелі з ПКД: вздовж волокон зовнішніх шарів $E_1 = 8652$ МПа, поперек волокон зовнішніх шарів $E_2 = 3748$ МПа.

За результатами розрахунку з 7-шаровими панелями одержана напружено-деформована схема будівлі. Загальні деформації представлені на рис. 4.16.

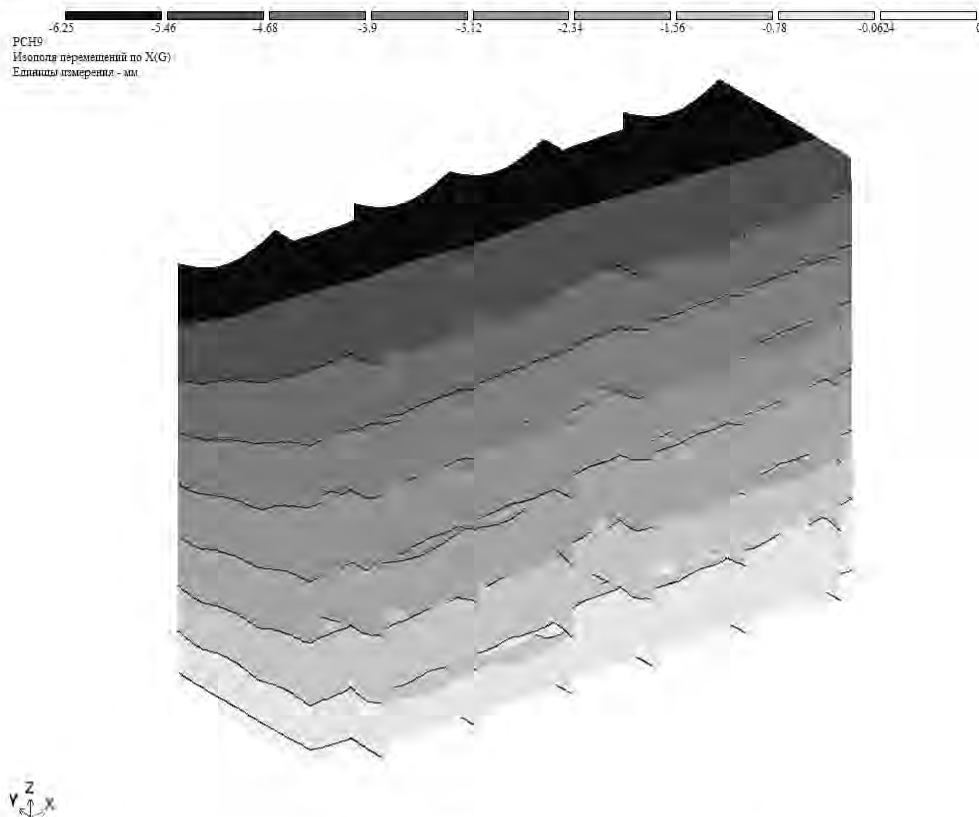


Рис. 4.16 Загальна деформована схема 9-ти поверхового будинку з ізополями вертикальних переміщень по осі x .

Напружено-деформована схема типового перекриття за результатами розрахунку наведена на рис. 4.17, 4.18, 4.19. Як видно з наведених результатів, деформації плит перекриття знаходяться в допустимих межах, а порахувавши напруження за наведеними внутрішніми зусиллями за наведеною в додатку В методикою можна переконатися в тому, що умови першого граничного стану також виконуються,

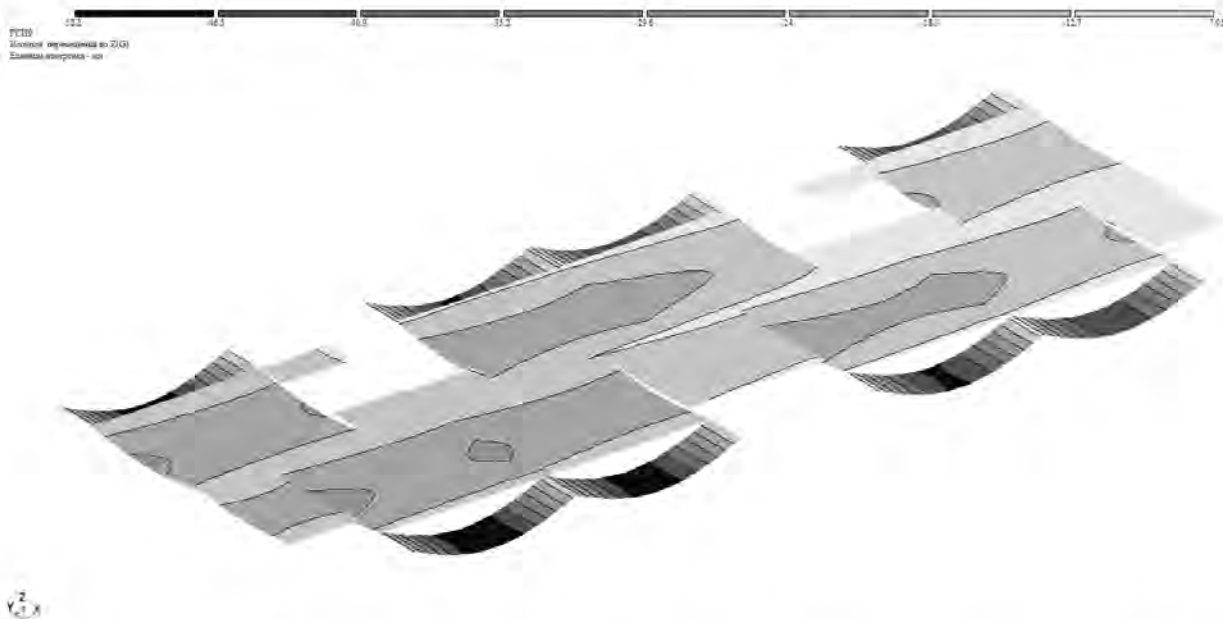
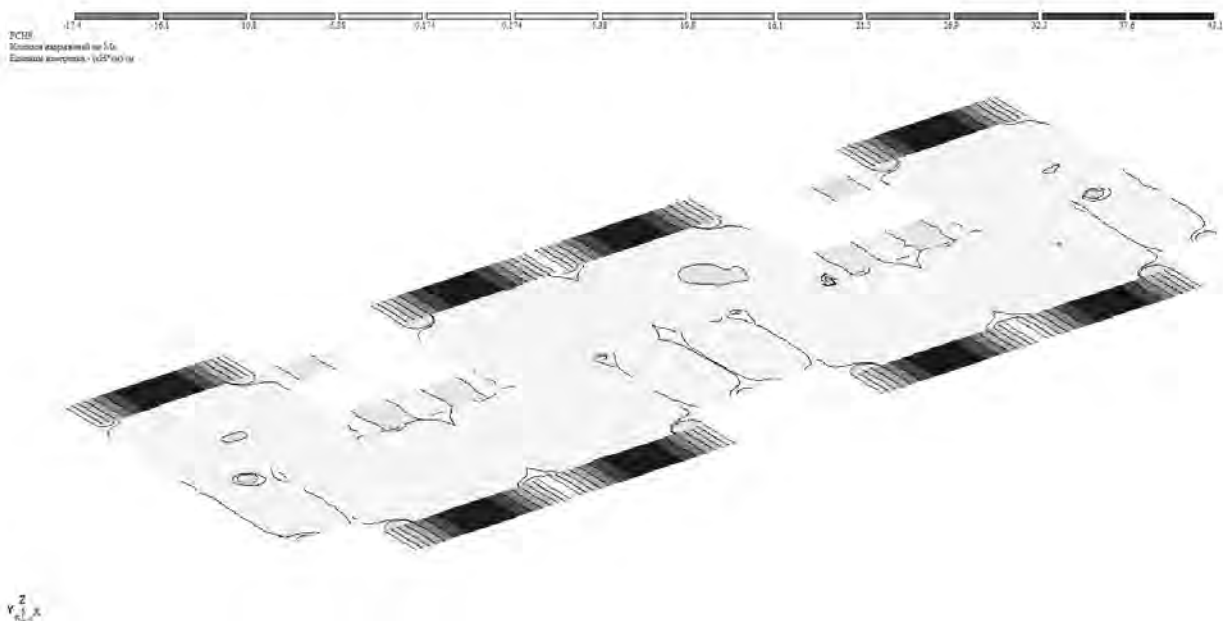


Рис. 4.17 Деформована схема перекриття типового поверху 9-поверхового будинку з ізополями вертикальних переміщень по осі z



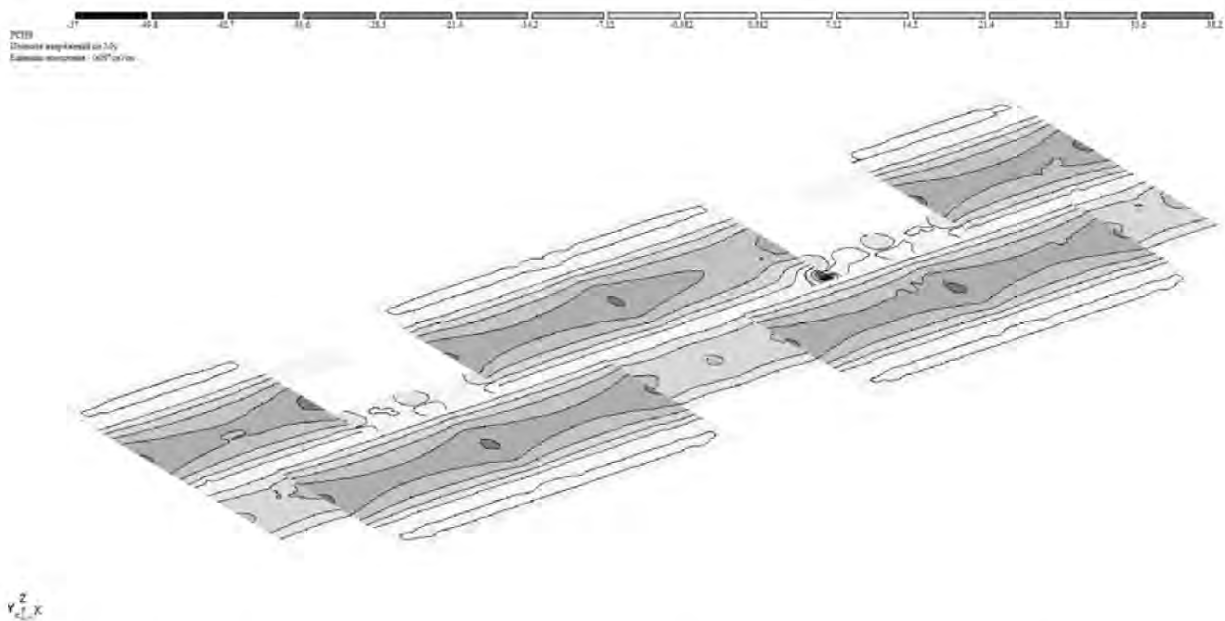


Рис. 4.19 Ізополя напружень M_y в перекритті типового поверху 9-поверхового будинку

Напружено-деформована схема стін будинку за результатами розрахунку наведена на рис. 4.20, 4.21, 4.22.

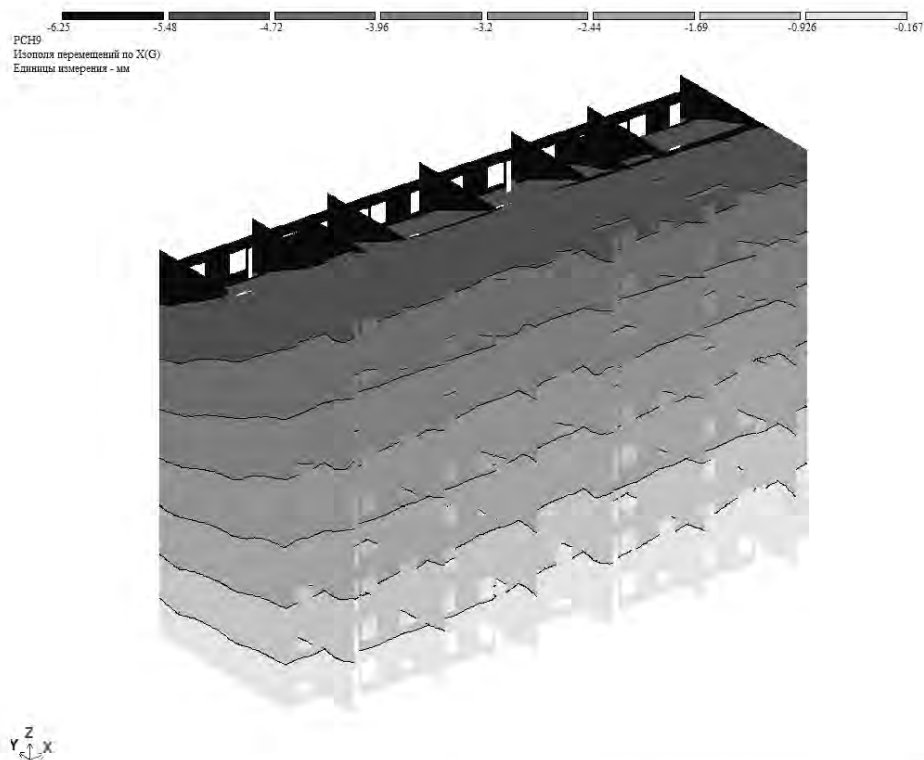


Рис. 4.20 Загальна деформована схема стін 9-поверхового будинку з ізополями переміщень по осі x

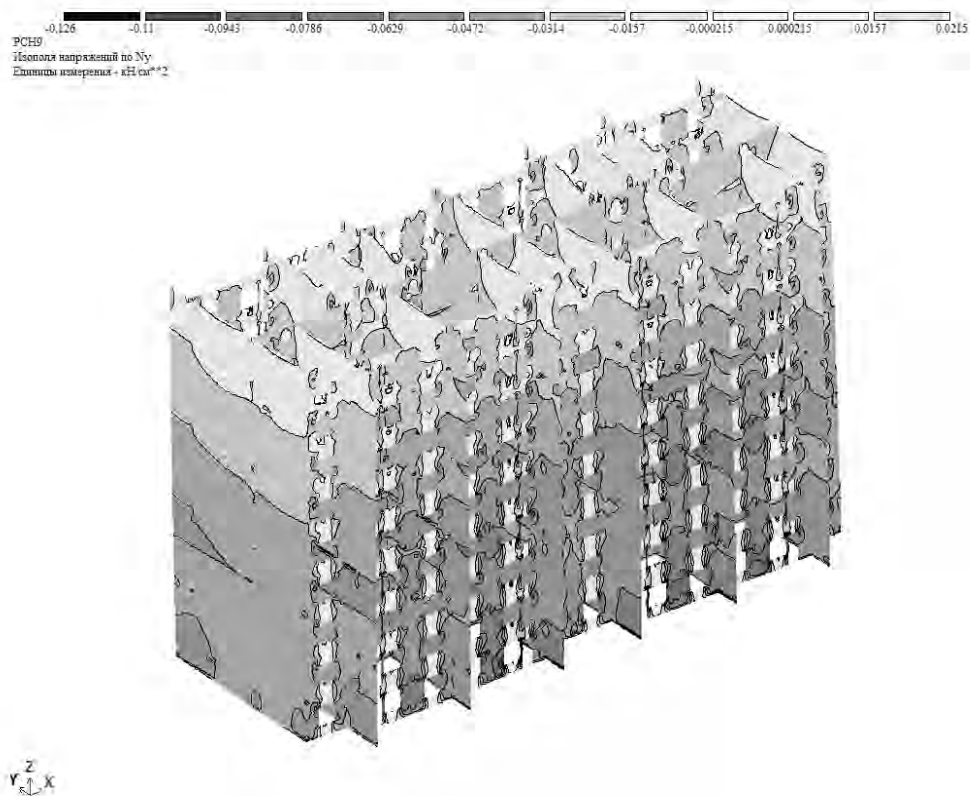


Рис. 4.21 Ізополя напружень в стінових панелях вздовж волокон зовнішніх шарів

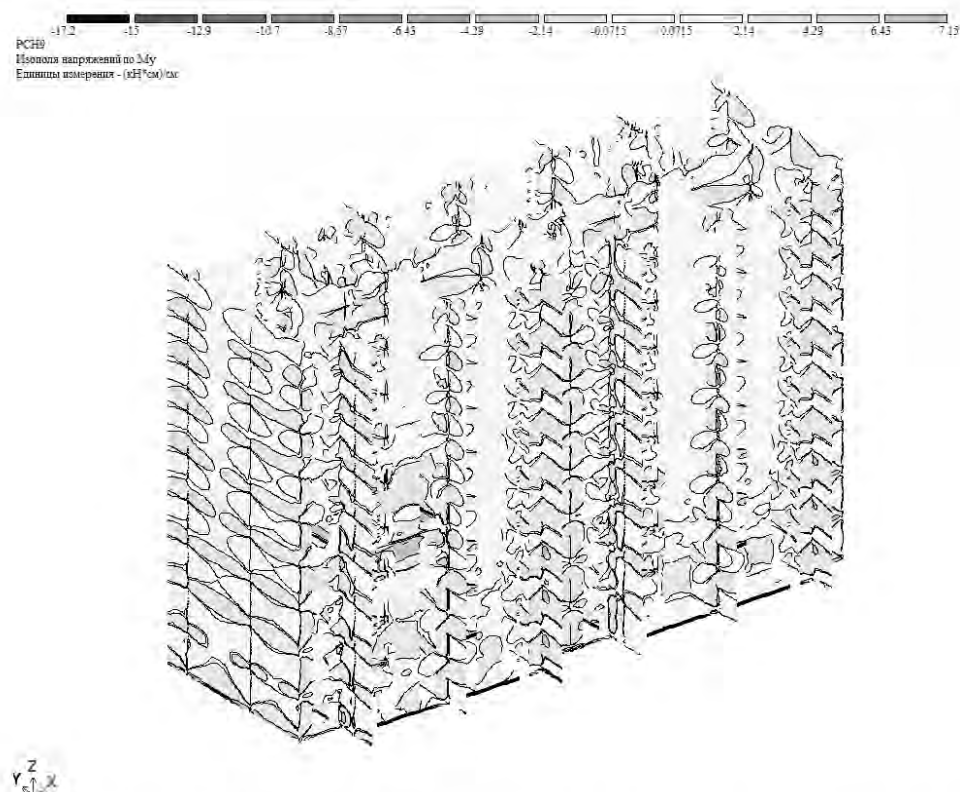


Рис. 4.22 Ізополя згинальних моментів в стінових панелях вздовж волокон зовнішніх шарів

Як бачимо, збільшення товщини стін з застосуванням семишарових панелей з поперечно-клеєної деревини не впливає на загальну жорсткість будинку, хоча при цьому напруження в самих панелях зменшуються досить значно.

З проведеного дослідження видно, що запропонована методика застосування плоских СЕ №41 з наданням їм приведених модулів пружності при моделюванні багатоповерхових будинків цілком прийнятна і значно спрощує створення розрахункових моделей «Основа-фундамент-надфундаментна конструкція», аналіз результатів розрахунку та підбір перерізів панелей з поперечно-клеєної деревини.

Висновки до розділу 4

1. Доведено високу збіжність результатів розрахунку панелей із ПКД з застосуванням існуючої аналітичної методики, МСЕ з застосуванням об'ємних СЕ №36 та плоских СЕ №41 з використанням приведених модулів пружності за запропонованою вище методикою, коригуванням коефіцієнтів Пуассона таким чином, щоб зберігалась умова існування в деревини пружного потенціалу.

2. Для розрахунку панелей із ПКД можна застосовувати МСЕ з моделюванням панелей ортотропними пластинчастими СЕ №41 з використанням приведених модулів пружності за запропонованою вище методикою, коригуванням коефіцієнтів Пуассона таким чином, щоб зберігалась умова існування в деревини пружного потенціалу.

3. При створенні розрахункових схем як системи «Основа-фундамент-надфундаментна конструкція» висотних будинків з застосуванням панелей із ПКД можна використовувати моделювання стержньовими та пластинчастими скінченими елементами з використанням приведених модулів пружності за запропонованою методикою.

4. Доведено необхідність розрахунку висотних будівель з панелей із ПКД з використанням плоских СЕ №41 з використанням приведених модулів пружності за запропонованою методикою як системи «Основа-фундамент-надфундаментна конструкція» через можливість врахування деформованої схеми будівлі в цілому.

5. Запропонована методика застосування плоских СЕ №41 з наданням їм приведених модулів пружності при моделюванні багатоповерхових будинків цілком прийнятна і значно спрощує створення розрахункових моделей «Основа-фундамент-надфундаментна конструкція», аналіз результатів розрахунку та підбір перерізів панелей з поперечно-клеєної деревини.

РОЗДІЛ 5

ВУЗЛОВІ З'ЄДНАННЯ ПАНЕЛЕЙ З ПОПЕРЕЧНО-КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ

5.1 Види вузлових з'єднань панелей з поперечної клесної деревини

Вузлові з'єднання панелей з ПКД потребують особливої уваги і вивчення через факт їх суттєвого впливу на загальну міцність, деформативність, вогнестійкість будівель. Класичні з'єднання поділяються на контактні (врубки та лобові упори), нагельні (болти, гвинти) та на вклеєних стержнях. Найбільшого поширення при зведенні панельних будинків з ПКД отримали нагельні з'єднання, які у свою чергу поділяються на 4 групи: з'єднання між стіновими та панелями перекриття (рис. 5.1, *а*), з'єднання панелі перекриття та стінової (рис. 5.1, *б*), з'єднання панелей з металевими та бетонними елементами конструкцій (рис. 5.1, *в*) та з'єднання панелей між собою під різними кутами (рис. 5.1, *г*).

Аналіз міцності гвинтів на висмикування в залежності від положення в поперечному перерізі детально проведено в роботі проф. Н. J. Blass [63].

Контактні з'єднання також знаходять своє використання при стикуванні панелей з ПКД завдяки їх простоті та використанню сучасних технологій різки деревини та фрезерування на роботизованих лініях, які забезпечують високу точність деталей та елементів конструкцій з точністю до 0,5 мм.

В останні роки позитивний досвід при стикуванні конструкцій з клесної деревини та панелей з ПКД набули з'єднання на вклеєних сталевих стержнях. В роботах Бідакова А.М. навіть розроблено вузол на вклеєних стержнях, який дозволить швидко виконувати зведення панельних будинків з ПКД (рис. 5.2). Результати випробувань вклеєних стержнів в елементах з ПКД опубліковані в роботах В. Azinovic, Н. Danielsson, Е. Serrano, М. Kramar [64, 65] та частково включені в [56].

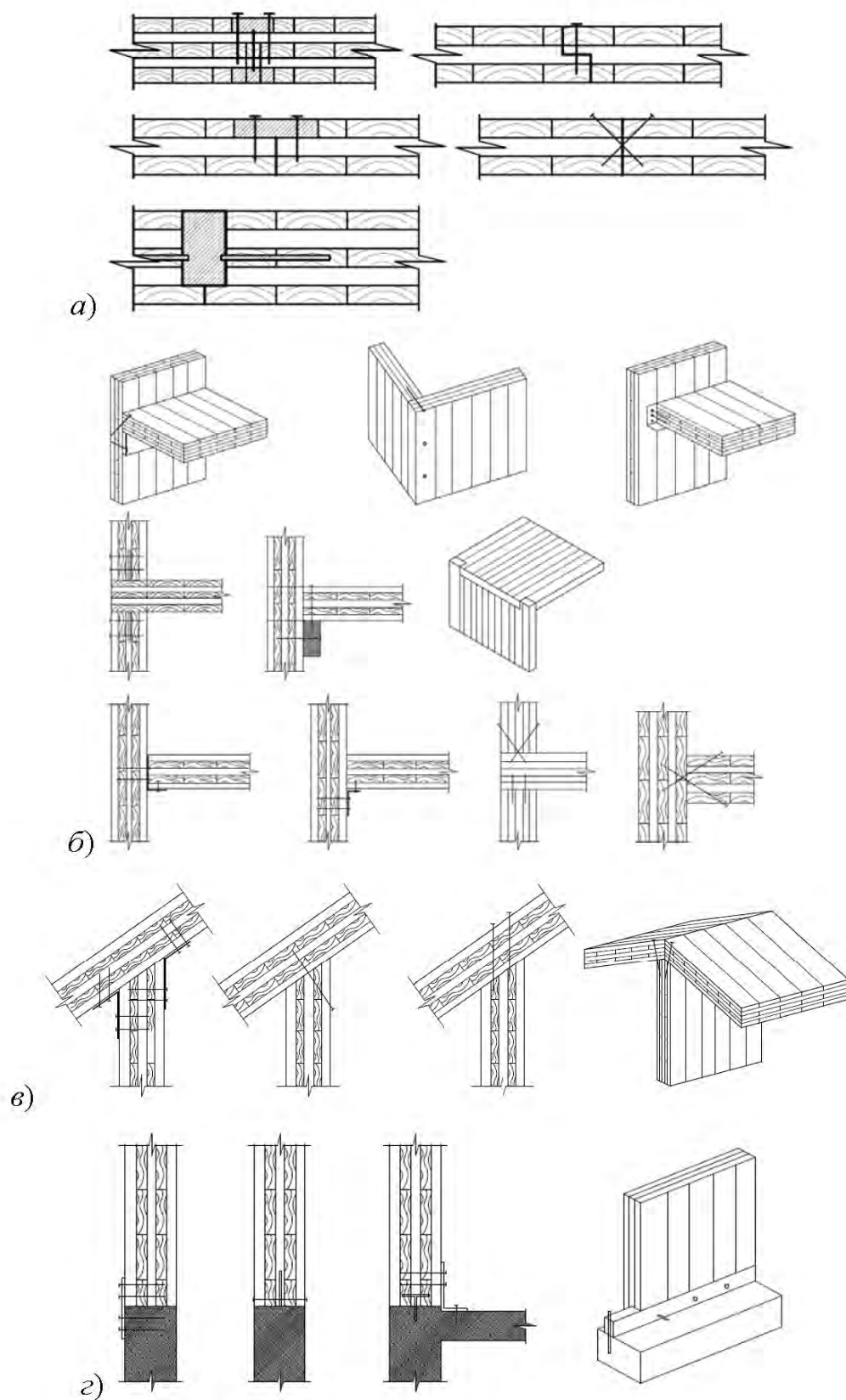


Рис. 5.1. Вузлові з'єднання панелей з поперечно-клеєної деревини: а) стик панелей по довжині; б) стик стінових та панелей перекриття; в) стик стінових і панелей покриття похилих дахів; з) стик стінової панелі з фундаментом

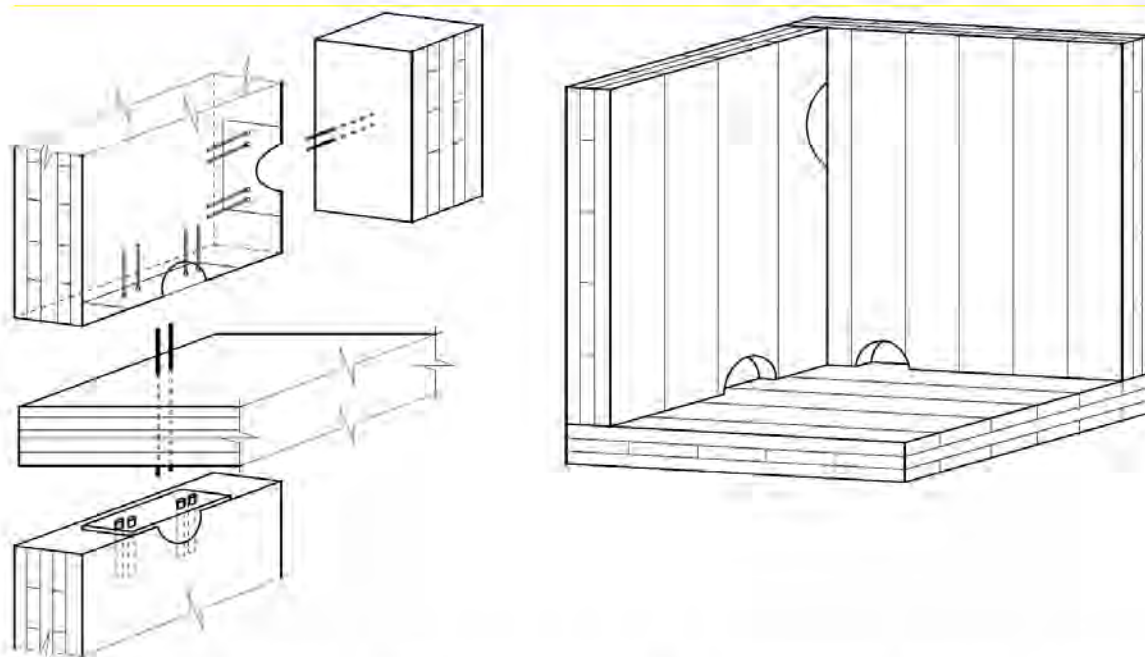


Рис. 5.2 – Вузлове з'єднання панелей з поперечно-клеєної деревини на вклеєних стержнях

Окремої уваги заслуговує розроблена компанією Rothoblaas система з'єднання панелей з ПКД «X-RAD» (рис. 5.3), яка значно підвищує швидкість виконання будівельно-монтажних робіт та забезпечує достатню надійність.

5.2 З'єднання на сталевих нагелях

З'єднання на сталевих нагелях досить часто зустрічаються в конструкціях, оскільки практично непомітні, прості в установці, мають низьку вартість та широко досліджені фахівцями різних країн протягом тривалого періоду [66].

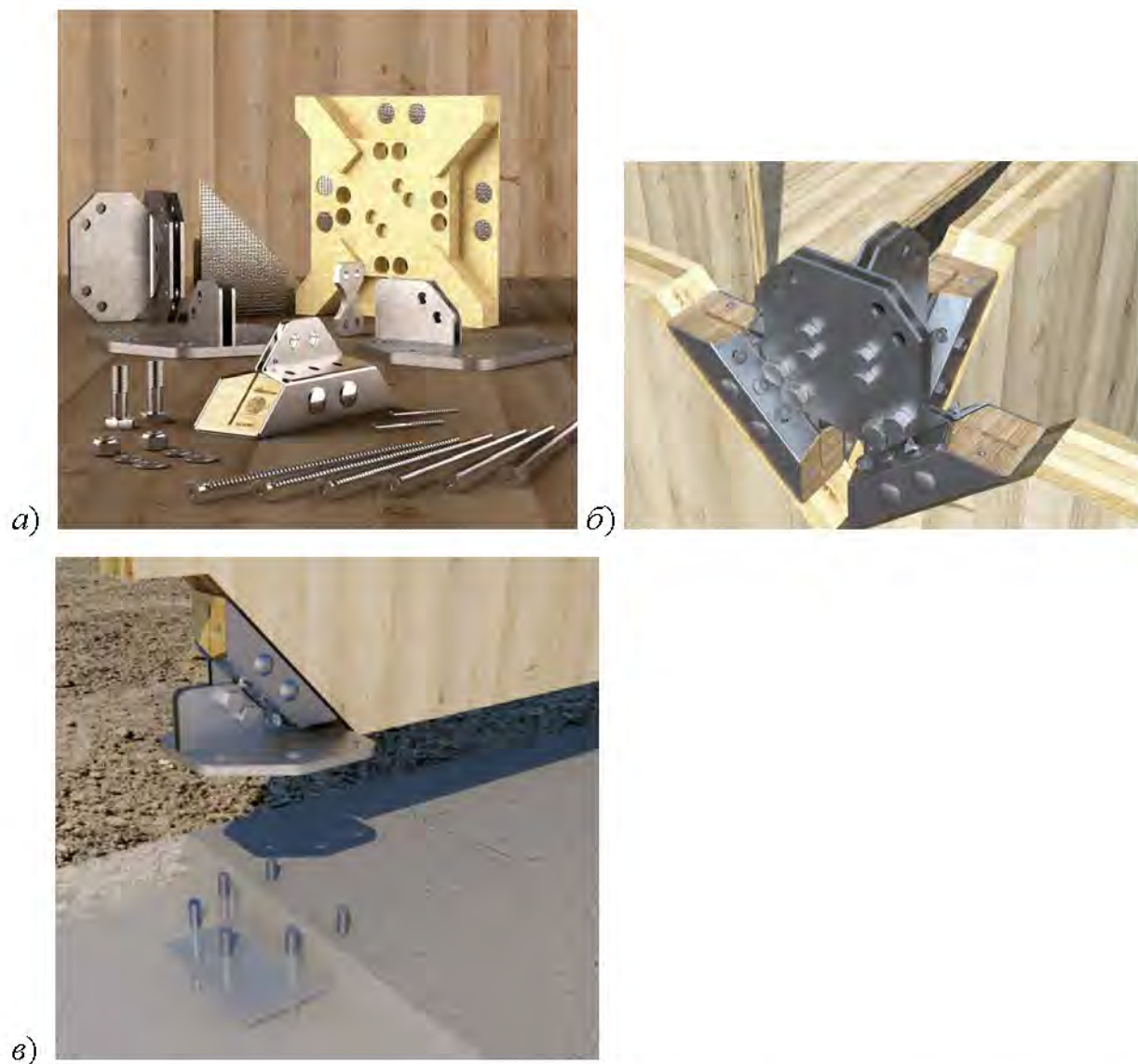


Рис. 5.3 – З'єднання панелей з поперечно-клеєної деревини системи «X-RAD»: *а)* основні деталі з'єднувальної системи «X-RAD»; *б)* стиковочний вузол панелей з ПКД між собою; *в)* анкерний вузол кріплення панелей з ПКД до фундаменту.

Сталевими нагелями (рис. 5.4 *а)*) називають циліндричні сталеві стержні діаметрами $6\text{мм} \leq d \leq 30\text{мм}$. Отвори для сталевих нагелів у з'єднуваних дерев'яних елементах слід виконувати діаметром, що відповідає діаметру нагелю. У з'єднаннях деревини за допомогою металевих пластин отвори в металі слід виконувати на 1 мм більше діаметру сталевих нагелів. У з'єднаннях деревини за допомогою металевих пластин, розташованих на зовнішніх гранях, замість

сталевих нагелів використовуються пас-болти (рис. 5.4 б). Болтами називають сталеві циліндричні стержні для різноманітних з'єднань, що включають головку і різьблення, на яке накручується гайка, і також встановлюються в попередньо засвердлені отвори. В несучих з'єднаннях з металевими нагелями слід забезпечувати як мінімум чотири площини зрізу з не менше, ніж двома нагелями. Застосовувати в з'єднанні один сталевий нагель допускається за умови, якщо характеристичне значення несучої здатності з'єднання використовується менше, ніж на 50%.

У з'єднаннях товстих дерев'яних елементів з металевими пластинами, де довжина сталевих нагелів, які виготовляються за типовим сортаментом, недостатня, може застосовуватись їх зустрічне розташування або сталеві нагелі збільшеної довжини індивідуального виготовлення.

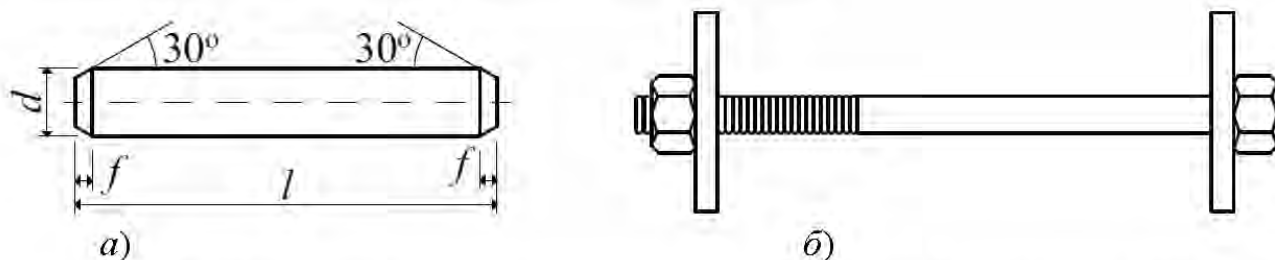


Рис. 5.4 Загальний вигляд сталевго нагеля або штифта (а) та пас-болта (б)

Характеристичне значення моменту міцності в межах пружної роботи сталевго нагеля або болта із сталі круглого поперечного перерізу обчислюється за формулою (5.1). Для типового сортаменту та найбільш розповсюджених марок сталі та класів міцності болтів наведено в табл. 5.1.

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6} \text{ (Н}\cdot\text{мм)}, \quad (5.1)$$

де: d - діаметр сталевго нагеля мм; $f_{u,k}$ - характеристичне значення міцності сталі при розтязі, МПа.

Сталеві нагелі рекомендується виготовляти зі сталей марок S 235, S 275 та S 355 за DIN EN 10025:1994-03 [67], характеристичні значення міцності яких наведено в табл. 5.1.

Таблиця 5.1

Характеристичне значення міцності сталевих нагелів

Марка сталі за DIN EN 10025:1994-03	Характеристичне значення міцності $f_{u,k}$, МПа
S 235	360
S 275	430
S 355	510

Таблиця 5.2

Характеристичне значення моменту в межах пружної роботи $M_{y,Rk}$ для сталевих нагелів та болтів різних діаметрів в кН·мм

Діаметр, мм	Марка сталі			Клас міцності болта				Фаска f , мм
	S 235	S 275	S 355	4,6	5,6	8,8	10,9	
6	11,4	13,6	15,5	12,7	15,8	25,3	31,6	1
8	24,1	28,7	32,8	26,7	33,4	53,5	66,9	1
10	43,0	51,4	58,5	47,8	59,7	95,5	119,0	1,5
12	69,1	82,5	94,0	76,7	95,9	153,0	192,0	2
16	146,0	174,0	199,0	162,0	203,0	324,0	405,0	2,5
20	261,0	311,0	355,0	290,0	362,0	579,0	724,0	3
24	419,0	500,0	570,0	465,0	582,0	931,0	1160,0	3,5
30	748,0	894,0	1020,0	831,0	1040,0	1660,0	2080,0	4

Через небезпеку розколювання деревини при розташуванні сталевих нагелів рядами вздовж волокон, визначається їх ефективна кількість n_{ef} за умовою (5.2), де для кутів орієнтації напрямку волокон до діючого зусилля в діапазоні від $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ефективна кількість нагелів або болтів n_{ef} визначається лінійною інтерполяцією і наведена в табл. 5.2.

Умову (5.2) слід застосовувати для всіх з'єднань нагельного типу (сталевих нагелів, болтів, шпильок і гвинтів з частково гладким стрижнем) та $d > 6$ мм.

$$n_{ef} = \begin{cases} \min \left\{ n; n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right\} & \text{для } \alpha = 0^\circ \\ n & \text{для } \alpha = 90^\circ \end{cases}, \quad (5.2)$$

де n - кількість нагелів, розташованих вздовж волокон, $2 \leq n \leq 20$; α - кут між напрямком дії сили та напрямком волокон; a_1 - відстань між нагелями вздовж волокон. При розрахунках ефективної кількості нагелів слід приймати мінімальну відстань вздовж волокон, яка для сталевих нагелів має становити $a_1 = 5d$. При $\alpha = 0^\circ$ (n_{ef}/n)=1 для $a_1 \geq 13 \cdot d \cdot n^{0,4}$.

Таблиця 5.2

Ефективна кількість нагелів n_{ef}

Відстань a_1 , мм	Кількість нагелів n , встановлених в ряд вздовж волокон								
	2	3	4	5	6	7	8	10	12
$5d$	1,47	2,12	2,74	3,35	3,95	4,54	5,12	6,26	7,37
$6d$	1,54	2,22	2,87	3,51	4,13	4,75	5,36	6,55	7,71
$7d$	1,6	2,3	2,98	3,65	4,3	4,94	5,57	6,8	8,02
$8d$	1,65	2,38	3,08	3,77	4,44	5,1	5,76	7,04	8,29
$10d$	1,75	2,52	3,26	3,99	4,7	5,4	6,09	7,44	8,77
$12d$	1,83	2,63	3,41	4,17	4,92	5,65	6,37	7,79	9,17
$14d$	1,9	2,74	3,55	4,34	5,11	5,87	6,62	8,09	9,53
$16d$	1,97	2,83	3,67	4,48	5,28	6,07	6,84	8,37	9,86
$18d$	2,0	2,92	3,78	4,62	5,44	6,25	7,05	8,62	10,2
$20d$	2,0	2,99	3,88	4,74	5,59	6,42	7,24	8,85	10,4
$24d$	2,0	3,0	4,0	4,96	5,85	6,72	7,57	9,26	10,9
$28d$	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	6,98	7,87	9,62	11,3

За DIN 1052 [68] ефективну кількість нагелів слід визначати за формулою (5.3), і для найбільш розповсюджених випадків наведено в таблиці 5.3 для мінімальної відстані між нагелями $a_1 = 5d$.

$$n_{ef} = \left[\min \left\{ n_s, n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right\} \right] \cdot \frac{90 - \alpha}{90} + n \cdot \frac{\alpha}{90}. \quad (5.3)$$

Для запобігання розколюванню деревини, в зоні з'єднання з застосуванням сталевих нагелів, рекомендується також застосовувати підсилення шляхом встановлення гвинтів з нарізкою різьблення по всій довжині стрижня поперек волокон деревини. В рамних вузлах з великою кількістю сталевих нагелів, розташованих по колу, підсилення поперек волокон компенсується за умови: $n_{ef} = 0,85n$.

Таблиця 5.3

Ефективна кількість нагелів n_{ef} при $a_1 = 5d$

		α										
		0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°	
n	2	n_{ef}	1,47	1,53	1,59	1,65	1,71	1,76	1,82	1,88	1,94	2,00
		n_{ef} / n	0,735	0,764	0,794	0,823	0,853	0,882	0,912	0,941	0,971	1,00
	3	n_{ef}	2,12	2,21	2,31	2,41	2,51	2,61	2,71	2,80	2,90	3,00
		n_{ef} / n	0,706	0,738	0,771	0,804	0,836	0,869	0,902	0,935	0,967	1,00
	4	n_{ef}	2,74	2,88	3,02	3,16	3,30	3,44	3,58	3,72	3,86	4,00
		n_{ef} / n	0,686	0,721	0,755	0,790	0,825	0,860	0,895	0,930	0,965	1,00
	5	n_{ef}	3,35	3,54	3,72	3,90	4,18	4,27	4,45	4,63	4,82	5,00
		n_{ef} / n	0,670	0,707	0,744	0,780	0,817	0,854	0,890	0,927	0,963	1,00
	6	n_{ef}	3,95	4,18	4,41	4,63	4,86	5,09	5,32	5,54	5,77	6,00
		n_{ef} / n	0,658	0,696	0,734	0,772	0,810	0,848	0,886	0,924	0,962	1,00
	7	n_{ef}	4,54	4,81	5,08	5,63	5,63	5,91	6,18	6,45	6,73	7,00
		n_{ef} / n	0,648	0,687	0,726	0,766	0,805	0,844	0,883	0,822	0,961	1,00
	8	n_{ef}	5,12	5,44	5,76	6,08	6,40	6,72	7,04	7,36	7,68	8,00
		n_{ef} / n	0,640	0,680	0,720	0,760	0,800	0,840	0,880	0,920	0,960	1,00
	9	n_{ef}	5,69	6,06	6,43	6,79	7,16	7,53	7,90	8,26	8,63	9,00
		n_{ef} / n	0,632	0,673	0,714	0,755	0,796	0,837	0,877	0,918	0,959	1,00
	10	n_{ef}	6,26	6,67	7,09	7,50	7,92	8,34	8,75	9,17	9,58	10,00
		n_{ef} / n	0,626	0,667	0,709	0,750	0,792	0,834	0,875	0,917	0,958	1,00
Проміжні значення визначаються методом лінійної інтерполяції												

Мінімальні відстані між осями сталевих нагелів та до граней елементів, що з'єднуються, наведені в табл. 5.4, варіанти схем їх розташування з умовними позначеннями показано на рис. 5.5.

Таблиця 5.4

Мінімальні відстані між осями сталевих нагелів та до граней елементів, що з'єднуються для сталевих нагелів та пас-болтів

	За європейськими нормами EN1995 [32, 33]		За DIN 1052 [68]
a_1	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3+2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(3+2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
a_2	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$
$a_{3,l}$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 \cdot d; 80 \text{ мм})$	$7 \cdot d; (\text{min } 80 \text{ мм})$
$a_{3,c}$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$ $150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$\max \left\{ \begin{array}{l} \max(7 \cdot d; 80 \text{ мм}) \cdot \sin \alpha \\ 3 \cdot d \end{array} \right\}$	$7 \cdot d \cdot \sin \alpha, (\text{min } 3 \cdot d)$
$a_{4,l}$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2+2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$	$3 \cdot d$
$a_{4,c}$	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$
α° кут між напрямком дії сили та напрямку волокон $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$			

Розрахунок несучої здатності з'єднань деревини з деревиною на сталевих нагелях виконується за формулами (5.4) та (5.5). Характеристичне значення міцності стінок отвору при напругах під кутом α до напрямку волокон у деревині та брусі з клеєного шпону при діаметрі болтів до 30 мм визначаються так:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad f_{h,90,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90}}, \quad (5.4)$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k, \quad (5.5)$$

в яких: $f_{h,\alpha,k}$ – характеристичне значення міцності деревини в отворі (стінок отвору) при значенні кута $\alpha \neq 0$; $f_{h,0,k}$ – характеристичне значення міцності деревини в отворі (стінок отвору) при значенні кута $\alpha = 0$; α – кут між напрямком

дії сили в сталевому нагелі і напрямком волокон; k_{90} – коефіцієнт, який слід приймати з умови (5.6).

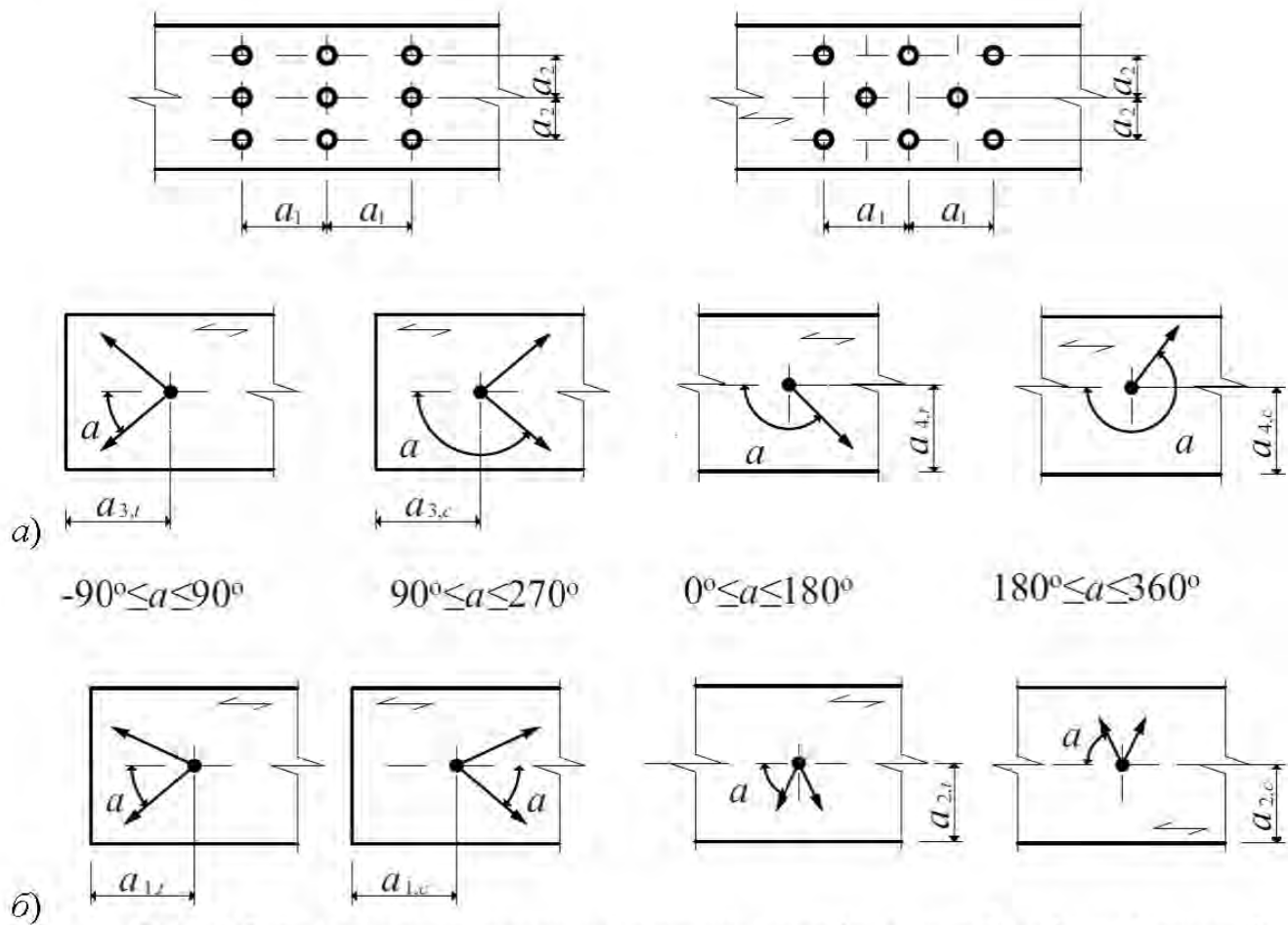


Рис. 5.5 Схеми розташування сталевих нагелів та пас-болтів у з'єднанні.

Умовні позначення a_1 - відстань вздовж волокон; a_2 - відстань впоперек волокон.

а) за EN1995 [32, 33] ($a_{3,t}$ - навантажений торець; $a_{3,c}$ - ненавантажений торець; $a_{4,t}$ - навантажена грань; $a_{4,c}$ - ненавантажена грань); б) за DIN 1052 [68] ($a_{1,t}$ - навантажений торець; $a_{1,c}$ - ненавантажений торець; $a_{2,t}$ - навантажена грань; $a_{2,c}$ - ненавантажена грань).

$$k_{90} = \left\{ \begin{array}{ll} 1,35 + 0,015 \cdot d & \text{для хвойних порід деревини} \\ 1,30 + 0,015 \cdot d & \text{для бруса з клеєного шпону} \\ 0,90 + 0,015 \cdot d & \text{для листяних порід деревини} \end{array} \right\}, \quad (5.6)$$

де ρ_k - характеристичне значення щільності, кг/м³; d - діаметр дюбеля, мм.

Для сталевих нагелів діаметром $d \leq 8$ мм значення k_{90} приймається рівним 1.

Значення $k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha$ для хвойних порід деревини можна приймати за табл. 5.5.

Таблиця 5.5

Значення для $k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha$ для хвойних порід деревини

	Діаметр сталевого нагеля d , мм							
α , °	6	8	10	12	16	20	24	30
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
5	1,003	1,004	1,004	1,004	1,004	1,005	1,005	1,006
10	1,013	1,014	1,015	1,016	1,018	1,020	1,021	1,024
15	1,029	1,031	1,033	1,036	1,040	1,044	1,048	1,054
20	1,051	1,055	1,058	1,062	1,069	1,076	1,083	1,094
25	1,079	1,084	1,089	1,095	1,105	1,116	1,127	1,143
30	1,110	1,118	1,125	1,133	1,148	1,163	1,178	1,200
40	1,145	1,155	1,164	1,174	1,194	1,214	1,234	1,263
45	1,220	1,235	1,250	1,265	1,295	1,325	1,355	1,400
50	1,258	1,276	1,293	1,311	1,346	1,381	1,417	1,469
55	1,295	1,315	1,336	1,356	1,396	1,436	1,476	1,537
60	1,330	1,353	1,375	1,398	1,443	1,448	1,533	1,600
65	1,361	1,386	1,411	1,435	1,485	1,534	1,583	1,657
70	1,389	1,415	1,442	1,468	1,521	1,574	1,627	1,706
75	1,411	1,439	1,467	1,494	1,550	1,606	1,662	1,746
80	1,427	1,456	1,485	1,514	1,572	1,630	1,689	1,776
85	1,437	1,466	1,496	1,526	1,586	1,645	1,705	1,794
90	1,440	1,470	1,500	1,530	1,590	1,650	1,710	1,800
Проміжні значення визначаються методом лінійної інтерполяції								

Таблиця 5.6

Характеристичне значення міцності деревини в отворі (стінок отвору) $f_{h,0,k}$

Щільність ρ_k , кг/м ³	Діаметр сталевого нагеля d , мм							
	6	8	10	12	16	20	24	30
хвойні породи деревини								
290	22,35	21,90	21,40	20,93	19,98	19,02	18,07	16,65
310	23,74	23,40	22,88	22,37	21,35	20,34	19,32	17,79
320	24,67	24,10	23,62	23,09	22,04	20,99	19,94	18,37
330	25,44	24,90	24,35	23,81	22,73	21,65	20,57	18,94
340	26,21	25,60	25,09	24,53	23,42	22,30	21,19	19,52
350	26,98	26,40	25,83	25,26	24,11	22,96	21,81	20,09
355	27,36	26,80	26,20	25,62	24,45	23,29	22,12	20,38
365	28,13	27,50	26,94	26,34	25,14	23,94	22,75	20,95
370	28,52	27,90	27,31	26,70	25,49	24,27	23,06	21,24
380	29,29	28,70	28,04	27,42	26,17	24,93	23,68	21,81
385	29,68	29,00	28,41	27,78	26,52	25,26	23,99	22,10
390	30,06	29,40	28,78	28,14	26,86	25,58	24,30	22,39
400	30,83	30,20	29,52	28,86	27,55	26,24	24,93	22,96
405	31,22	30,60	29,89	29,22	27,90	26,57	25,24	23,25
420	32,37	31,70	31,00	30,31	28,93	27,55	26,17	24,11
425	32,76	32,10	31,37	30,67	29,27	27,88	26,49	24,40
430	33,14	32,40	31,73	31,03	29,62	28,21	26,80	24,68
440	33,92	33,20	32,47	31,75	30,31	28,86	27,42	25,26
460	35,46	34,70	33,95	33,19	31,68	30,18	28,67	26,40
листяні породи деревини								
475	36,61	35,80	35,06	34,28	32,72	31,16	29,60	27,27
485	37,38	36,60	35,79	35,00	33,41	31,82	30,23	27,84
530	40,85	40,00	39,11	38,24	36,51	34,77	33,03	30,42
540	41,62	40,70	39,85	38,97	37,20	35,42	33,65	31,00
550	42,39	41,50	40,59	39,69	37,88	36,08	34,28	31,57
620	47,79	46,80	45,76	44,74	42,71	40,67	38,64	35,59
700	53,96	52,80	51,66	50,51	48,22	45,92	43,62	40,18
900	69,37	67,90	66,42	64,94	61,99	59,04	56,09	51,66

У таблицях 5.7 та 5.8 дано значення несучої здатності одного сталевого нагеля по DIN 1052 [68], $F_{v,Rd}$ визначені за формулами 5.7, 5.8, 5.9 і мінімальні глибини встановлення нагелів в елементи, що з'єднуються $t_{1,req}$ і $t_{2,req}$, які слід визначати за формулами 5.10-5.13 для будь-якого зсувного шва в з'єднаннях для

елементів з однаковою щільністю деревини $\rho_k = 350 \text{ кг/м}^3$ та класу міцності (характеристичне значення міцності при розтягу $f_{u,k} = 360 \text{ МПа}$) на сталевих нагелях, болтах, пас-болтах при середній тривалості дії навантаження та класах експлуатації 1 та 2. Мінімальна товщина елементів, що з'єднуються $t_{1,req}$ і $t_{2,req}$.

$$F_{v,Rd,Joh} = \frac{k_{mod} F_{v,Rk,Joh}}{\gamma_M}, \quad (5.7)$$

$$F_{v,Rk,Joh} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \cdot \min \left\{ \frac{t}{t_{req}} \right\}_1 \text{ при } (f_{h,1,k} \neq f_{h,2,k}), \quad (5.8)$$

$$F_{v,Rk,Joh} = 1,15 \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \cdot \min \left\{ \frac{t}{t_{req}} \right\}_1 \text{ при } (f_{h,1,k} = f_{h,2,k}), \quad (5.9)$$

в яких: $\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$ – відношення жорсткостей стінок отворів; $M_{y,Rk}$ – характеристичне значення моменту в межах пружної роботи $M_{y,Rk}$ для сталевих нагелів та болтів різних діаметрів з'єднувального елемента, кН·мм; $f_{h,1,k}$; $f_{h,2,k}$ – характеристичне значення міцності стінок отворів, см; d – діаметр сталевих нагелів; $t_{1,req}$ і $t_{2,req}$ – мінімальні глибини встановлення нагелів в елементи, що з'єднуються; t_1 і t_2 – наявна глибина встановлення елементів нагельного типу (рис. 5.6).

Мінімальні глибини встановлення нагелів в елементи, що з'єднуються $t_{1,req}$ і $t_{2,req}$ однозрізних з'єднань двох дерев'яних елементів або з дерев'яного елемента з іншим матеріалом на основі деревини слід визначати за формулами:

$$t_{1,req} = 1,15 \cdot \left(2 \cdot \sqrt{\frac{\beta}{1+\beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d}}, \quad (5.10)$$

$$t_{2,req} = 1,15 \cdot \left(2 \cdot \frac{1}{\sqrt{1+\beta}} + 2 \right) \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,2,k} \cdot d}}. \quad (5.11)$$

Мінімальні глибини встановлення нагелів в елементи, що з'єднуються $t_{1,req}$ і $t_{2,req}$ двозрізних з'єднань двох дерев'яних елементів або з дерев'яного елемента з іншим матеріалом на основі деревини слід визначати за формулами:

$t_{1,req}$ за формулою (5.10),

$$t_{2,req} = 1,15 \cdot \frac{4}{\sqrt{1+\beta}} \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,2,k} \cdot d}} \quad (5.12)$$

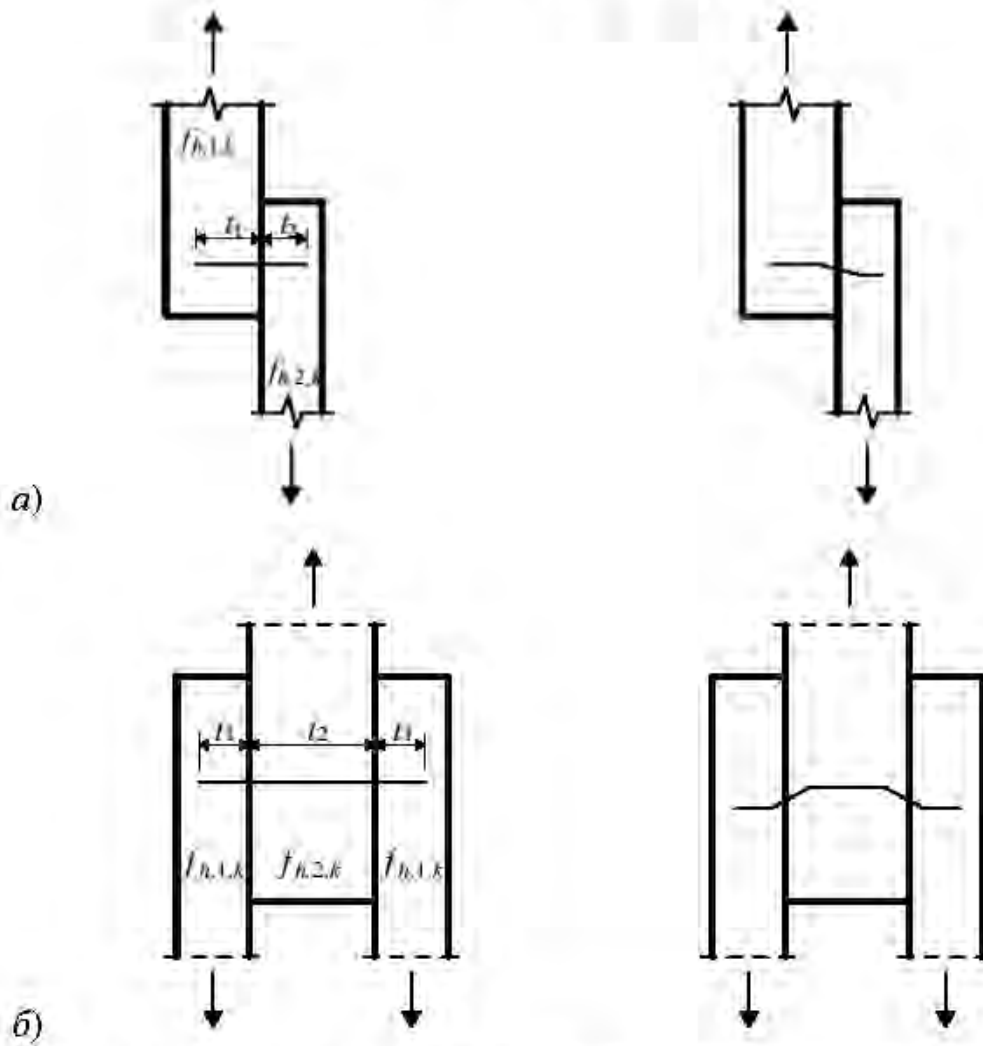
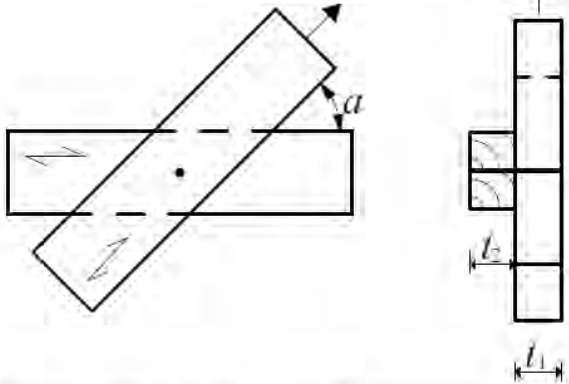


Рис. 5.6 Мінімальні глибини встановлення нагелів в елементи, що з'єднуються $t_{1,req}$ і $t_{2,req}$ а) однозрізних з'єднань, б) двозрізних з'єднань.

Таблиця 5.7

Величини $F_{v,Rd,Joh}$ для сталевих нагелів та болтів однозрізних з'єднань
деревини з деревиною.

Несуча здатність $F_{v,Rd,Joh}^{1)}$ і мінімальна глибина встановлення $t_{1,req}^{2)}$ і $t_{2,req}^{2)}$ однозрізного з'єднання з однакової деревини на сталевих нагелях, болтах, пас-болтах при середній тривалості дії навантаження та класах експлуатації 1 та 2, для елементів із щільністю деревини $\rho_k = 350 \text{ кг/м}^3$ та характеристичним значенням міцності при розтягу $f_{tk} = 360 \text{ МПа}$



Однозрізне

$\alpha, ^\circ$	$d = 10 \text{ мм}$			$d = 12 \text{ мм}$			$d = 16 \text{ мм}$			$d = 20 \text{ мм}$			$d = 24 \text{ мм}$		
	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$
0	3,34	51	51	4,58	59	59	7,51	76	76	10,95	94	94	14,82	111	111
10	3,32	51	51	4,56	59	60	7,48	76	77	10,90	93	95	14,74	111	112
20	3,29	50	52	4,51	59	61	7,38	76	80	10,75	93	98	14,52	110	117
30	3,24	50	54	4,43	58	64	7,25	75	83	10,53	92	102	14,20	109	122
40	3,18	49	57	4,35	58	67	7,09	75	87	10,28	91	108	13,84	108	130
45	3,14	49	58	4,30	58	68	7,01	74	89	10,16	91	111	13,66	107	133
50	3,11	49	59	4,26	58	70	6,93	74	91	10,03	90	113	13,48	107	137
60	3,06	49	61	4,18	57	72	6,79	73	95	9,82	90	119	13,17	106	143
70	3,02	49	63	4,12	57	75	6,69	73	98	9,65	89	123	12,93	105	148
80	2,99	48	64	4,08	57	76	6,62	73	100	9,55	89	125	12,78	105	152
90	2,98	48	64	4,07	57	76	6,60	73	101	9,51	88	126	12,73	105	153

¹⁾ Значення $F_{v,Rd,Joh}$ необхідно домножувати на коефіцієнти k_1 та k_2 (наведені в табл. 5.9) в залежності від класу міцності деревини та марки сталі нагелів.

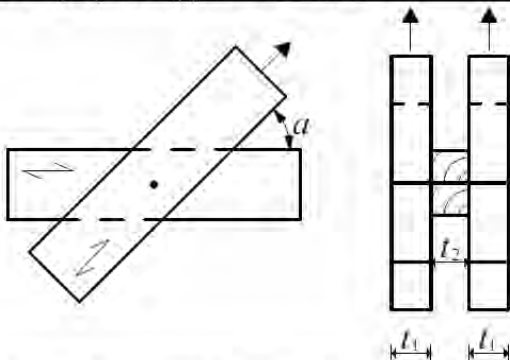
²⁾ Значення $t_{1,req}$ і $t_{2,req}$ необхідно домножувати на коефіцієнти $(1 / k_1)$ та k_2 в залежності від класу міцності деревини та марки сталі нагелів.

Значення коефіцієнтів k_1 та k_2 в залежності від класу міцності деревини та марки сталі нагелів наведені в таблиці 5.9.

Таблиця 5.8 а)

Величини $F_{v,Rd,Joh}^{1)}$ для сталевих нагелів та болтів двозрізних з'єднань
деревини з деревиною

Несуча здатність $F_{v,Rd,Joh}^{1)}$ і мінімальна глибина встановлення $t_{1,req}^{2)}$ і $t_{2,req}^{2)}$ двозрізного з'єднання з однакової деревини на сталевих нагелях, болтах, пас-болтах при середній тривалості дії навантаження та класах експлуатації 1 та 2, для елементів із щільністю деревини $\rho_k = 350 \text{ кг/м}^3$ та характеристичним значенням міцності при розтягу $f_{tk} = 360 \text{ МПа}$



Двозрізне

$\alpha, ^\circ$	$d = 10 \text{ мм}$			$d = 12 \text{ мм}$			$d = 16 \text{ мм}$			$d = 20 \text{ мм}$			$d = 24 \text{ мм}$		
	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$
0	3,34	51	42	4,58	59	49	7,51	76	63	10,95	94	77	14,82	111	92
10	3,32	51	42	4,56	59	50	7,48	76	64	10,90	93	79	14,74	111	93
20	3,29	50	44	4,51	59	51	7,38	76	66	10,75	93	82	14,52	110	98
30	3,24	50	46	4,43	58	54	7,25	75	70	10,53	92	87	14,20	109	104
40	3,18	50	48	4,35	58	57	7,09	75	74	10,28	91	92	13,84	108	111
45	3,14	49	49	4,30	58	58	7,01	74	76	10,16	91	95	13,66	107	115
50	3,11	49	51	4,26	58	60	6,93	74	79	10,03	90	98	13,48	107	119
60	3,06	49	53	4,18	57	63	6,79	73	83	9,82	90	103	13,17	106	125
70	3,02	49	55	4,12	57	65	6,69	73	86	9,65	89	108	12,93	105	131
80	2,99	48	56	4,08	57	66	6,62	73	88	9,55	89	110	12,78	105	134
90	2,98	48	56	4,07	57	67	6,60	73	88	9,51	88	111	12,73	105	135

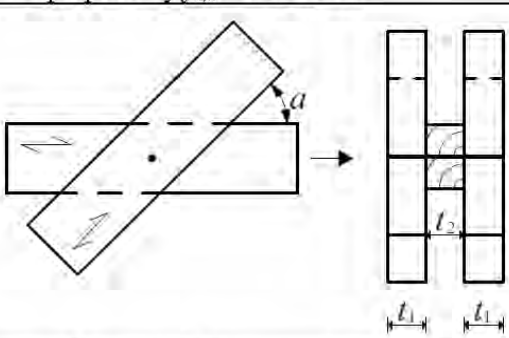
¹⁾ Значення $F_{v,Rd,Joh}$ необхідно домножувати на коефіцієнти k_1 та k_2 (наведені в табл. 5.9) в залежності від класу міцності деревини та марки сталі нагелів.

²⁾ Значення $t_{1,req}$ і $t_{2,req}$ необхідно домножувати на коефіцієнти $(1 / k_1)$ та k_2 в залежності від класу міцності деревини та марки сталі нагелів.

Таблиця 5.8 б)

Величини $F_{v,Rd,Joh}^{1)}$ для сталевих нагелів та болтів двозрізних з'єднань
деревини з деревиною

Несуча здатність $F_{v,Rd,Joh}^{1)}$ і мінімальна глибина встановлення $t_{1,req}^{2)}$ і $t_{2,req}^{2)}$ двозрізного з'єднання з однакової деревини на сталевих нагелях, болтах, пас-болтах при середній тривалості дії навантаження та класах експлуатації 1 та 2, для елементів із щільністю деревини $\rho_k = 350 \text{ кг/м}^3$ та характеристичним значенням міцності при розтягу $f_{u,k} = 360 \text{ МПа}$



Двозрізне

$\alpha, ^\circ$	$d = 10 \text{ мм}$			$d = 12 \text{ мм}$			$d = 16 \text{ мм}$			$d = 20 \text{ мм}$			$d = 24 \text{ мм}$		
	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$	$F_{v,Rd,Joh}$	$t_{1,req}$	$t_{2,req}$
0	3,34	51	42	4,58	59	49	7,51	76	63	10,95	94	77	14,82	111	92
10	3,32	51	42	4,56	60	49	7,48	77	63	10,90	95	77	14,74	112	92
20	3,29	52	41	4,51	61	48	7,38	80	62	10,75	98	76	14,52	117	90
30	3,24	54	41	4,43	64	48	7,25	83	61	10,53	102	75	14,20	122	88
40	3,18	57	40	4,35	67	47	7,09	87	60	10,28	108	73	13,84	130	86
45	3,14	58	40	4,30	68	46	7,01	89	59	10,16	111	72	13,66	133	85
50	3,11	59	39	4,26	70	46	6,93	91	58	10,03	113	71	13,48	137	84
60	3,06	61	39	4,18	72	45	6,79	95	57	9,82	119	69	13,17	143	82
70	3,02	63	38	4,12	75	44	6,69	98	56	9,65	123	68	12,93	148	80
80	2,99	64	38	4,08	76	44	6,62	100	56	9,55	125	68	12,78	152	79
90	2,98	64	38	4,07	76	44	6,60	101	56	9,51	126	67	12,73	153	79

¹⁾ Значення $F_{v,Rd,Joh}$ необхідно домножувати на коефіцієнти k_1 та k_2 (наведені в табл. 5.9) в залежності від класу міцності деревини та марки сталі нагелів, наведених в табл. 5.9.

²⁾ Значення $t_{1,req}$ і $t_{2,req}$ необхідно домножувати на коефіцієнти $(1 / k_1)$ та k_2 в залежності від класу міцності деревини та марки сталі нагелів.

Значення коефіцієнтів k_1 та k_2 в залежності від класу міцності деревини та марки сталі нагелів наведені в таблиці 5.9.

Таблиця 5.9

Значення коефіцієнтів k_1 та k_2 в залежності від класу міцності деревини та марки сталі нагелів

	C24	C30/ G124h	G128h	G132h	G136h		S235	S275	S355	3.6	4.6/ 4.8	5.6/ 5.8	8.8
k_1	1,0	1,042	1,082	1,108	1,134	k_2	1,0	1,093	1,19	0,913	1,054	1,179	1,491

Для інших класів тривалості дії навантаження значення $F_{v,Rd,Joh}$ слід домножувати на: 0,75 для постійного навантаження, 0,875 для довготривалого навантаження та 1,125 для короткочасного навантаження.

Характеристичне значення міцності з'єднань деревини з матеріалом на основі деревини (фанера, ДСП, OSB) на сталевих нагелях, пас-болтах та болтах слід виконувати за формулами (5.13), (5.14) та наведено в табл. 5.10. Характеристичне значення міцності з'єднання деревини з фанерою слід визначати за формулою:

$$f_{h,k} = 0,11 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (5.13)$$

Характеристичне значення міцності з'єднання деревини з ДСП або OSB слід визначати за формулою:

$$f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0,6} \cdot \rho_k^{0,2}, \quad (5.14)$$

де d - діаметр нагеля, мм; ρ - характеристичне значення щільності, кг/м³; t - товщина елементу з'єднання, для якого визначаємо значення міцності, мм.

Таблиця 5.10

Характеристичні значення міцності стінок отвору $f_{h,k}$ з'єднань деревини з матеріалом на основі деревини (фанера, ДСП, OSB) на сталевих нагелях, пас-болтах та болтах різних діаметрів

ρ_k , кг/м ³	Товщина t , мм							
	Фанера							
	6	8	10	12	16	20	24	30
350	36,19	35,40	34,65	33,88	32,34	30,80	29,26	26,95
600	62,04	60,70	59,40	58,08	55,44	52,80	50,16	46,20
	ДСП та OSB							
500	59,14	49,80	43,53	39,02	32,83	28,72	25,74	22,52
550	60,28	50,70	44,37	39,77	33,46	29,27	26,24	22,95
600	61,34	51,60	45,14	40,47	34,05	29,78	26,70	23,35
650	62,32	52,40	45,87	41,12	34,60	30,26	27,13	23,73

У табл. 5.11 та 5.12 наведено значення міцності $F_{v,Rd,Joh}$ зсувного шва в з'єднаннях з деревини та сталевих пластин на сталевих нагелях, пас-болтах та болтах для деревини густиною $\rho_k=350 \text{ кг/м}^3$ та характеристичного значення міцності при розтягу сталевих пластин $f_{u,k}=360 \text{ МПа}$, визначених за формулами 5.7, 5.15. Мінімальна глибина встановлення t_{req} визначається за формулами 5.16, 5.17.

Характеристичне значення міцності однозрізного з'єднання деревини зі сталевими пластинами на сталевих нагелях, пас-болтах та болтах слід визначати за формулою:

$$F_{v,Rk,Joh} = 2,3 \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} \cdot \min \left\{ \frac{t}{t_{req}} \right\} . \quad (5.15)$$

де: $f_{h,k}$ – характеристичне значення міцності стінок отвору, см; d – діаметр сталевих нагеля, мм; t_{req} - мінімальна глибина встановлення нагеля в елемент з деревини, що з'єднуються; t – наявна глибина встановлення елементу нагельного типу.

Мінімальна глибина встановлення нагеля в елемент із деревини однозрізного з'єднання деревини зі сталевими пластинами на сталевих нагелях, пас-болтах та болтах слід визначати за формулою:

$$t_{req} = 3,93 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d}} . \quad (5.16)$$

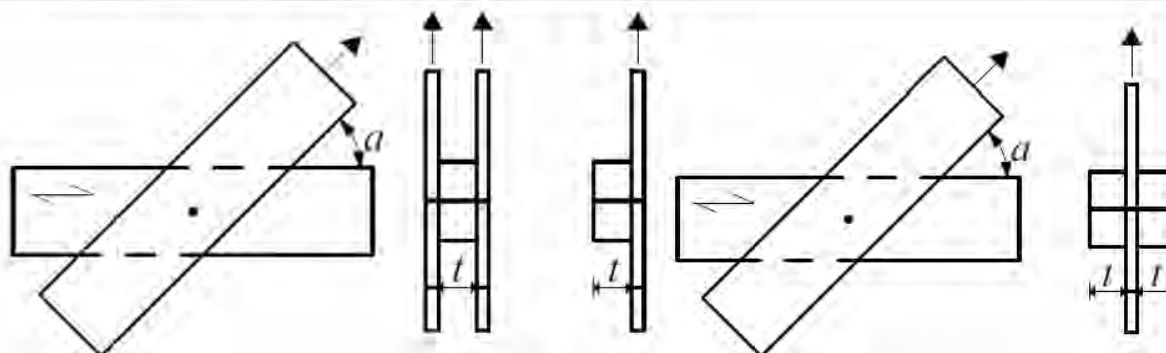
Мінімальна глибина встановлення нагеля в елемент з деревини двозрізного з'єднання деревини зі сталевими пластинами на сталевих нагелях, пас-болтах та болтах слід визначати за формулою:

$$t_{req} = 3,25 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d}} . \quad (5.17)$$

Таблиця 5.11

Величини $F_{v,Rd,Joh}$ для сталевих нагелів та болтів двозрізних з'єднань
деревини з сталевими пластинами.

Несуча здатність $F_{v,Rd,Joh}^{1)}$ і мінімальна глибина встановлення $t_{req}^{2)}$ двозрізного з'єднання з деревини та металевих пластин на сталевих нагелях, болтах, пас-болтах при середній тривалості дії навантаження та класах експлуатації 1 та 2, для елементів із щільністю деревини $\rho_k = 350 \text{ кг/м}^3$ та характеристичним значенням міцності при розтягу $f_{tk} = 360 \text{ МПа}$



$\alpha, ^\circ$	$d = 10 \text{ mm}$		$d = 12 \text{ mm}$		$d = 16 \text{ mm}$		$d = 20 \text{ mm}$		$d = 24 \text{ mm}$	
	$F_{v,Rd,Joh}$	t_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	t_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	t_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	t_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	t_{req}
0	4,72	59,3	6,48	69,4	10,62	89,5	15,49	109,6	20,96	130,1
10	4,68	59,8	6,42	70,0	10,53	90,3	15,34	110,7	20,74	131,5
20	4,58	61,1	6,28	71,6	10,27	92,5	14,93	113,7	20,14	135,4
30	4,45	62,9	6,09	73,9	9,91	95,8	14,36	118,2	19,31	141,2
40	4,29	65,2	5,87	76,7	9,52	99,8	13,75	123,4	18,43	148,0
45	4,22	66,4	5,76	78,1	9,33	101,8	13,45	126,2	18,00	151,4
50	4,15	67,5	5,66	79,5	9,15	103,8	13,18	128,8	17,61	154,9
60	4,02	69,6	5,48	82,1	8,84	107,5	12,70	133,7	16,93	161,1
70	3,93	71,3	5,34	84,1	8,61	110,3	12,34	137,5	16,43	166,0
80	3,87	72,3	5,26	85,4	8,47	112,2	12,13	139,9	16,13	169,1
90	3,85	72,7	5,24	85,9	8,42	112,8	12,06	140,8	16,03	170,1

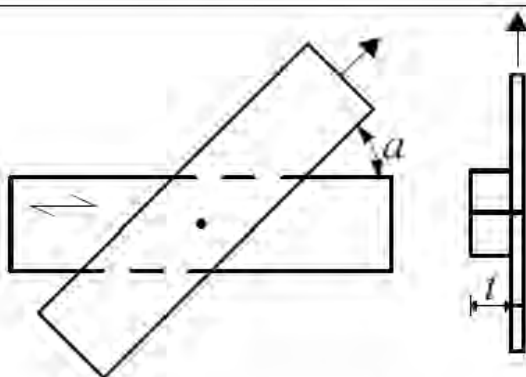
¹⁾ Значення $F_{v,Rd,Joh}$ необхідно домножувати на коефіцієнти k_1 та k_2 (наведені в табл. 5.9) в залежності від класу міцності деревини, марки сталі пластин та класу міцності болтів.

²⁾ Значення t_{req} необхідно домножувати на коефіцієнти $(1 / k_1)$ та k_2 в залежності від класу міцності деревини, марки сталі пластин та класу міцності болтів, наведених в табл. 5.9.

Таблиця 5.12

Величини $F_{v,Rd,Joh}$ для сталевих нагелів та болтів однозрізних з'єднань деревини з сталевими пластинами.

Несуча здатність $F_{v,Rd,Joh}^{1)}$ і мінімальна глибина встановлення $t_{req}^{2)}$ однозрізного з'єднання з деревини та металевої пластини на сталевих нагелях, болтах, пас-болтах при середній тривалості дії навантаження та класах експлуатації 1 та 2, для елементів із щільністю деревини $\rho_k = 350 \text{ кг/м}^3$ та характеристичним значенням міцності при розтягу $f_{u,k} = 360 \text{ МПа}$



$\alpha,$	$d = 10 \text{ мм}$		$d = 12 \text{ мм}$		$d = 16 \text{ мм}$		$d = 20 \text{ мм}$		$d = 24 \text{ мм}$	
$^{\circ}$	$F_{v,Rd,Joh}$	t_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	t_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	t_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	t_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	t_{req}
0	3,34	50,7	4,58	59,3	7,51	76,4	10,95	93,5	14,82	111,1
10	3,31	51,0	4,54	59,7	7,44	77,0	10,84	94,5	14,66	112,2
20	3,24	52,1	4,44	61,1	7,26	79,0	10,56	97,0	14,24	115,6
30	3,14	53,7	4,30	63,1	7,01	81,8	10,16	100,9	13,66	120,5
40	3,04	55,6	4,15	65,4	6,73	85,2	9,72	105,4	13,03	126,3
45	2,98	55,6	4,07	66,7	6,60	86,9	9,51	107,7	12,73	129,3
50	2,93	57,6	4,00	67,9	6,47	88,6	9,32	110,0	12,45	132,2
60	2,84	59,4	3,87	70,1	6,25	91,7	8,98	114,1	11,97	137,5
70	2,78	60,8	3,78	71,8	6,09	94,2	8,73	117,4	11,62	141,6
80	2,74	61,7	3,72	72,9	5,99	95,8	8,58	119,4	11,40	144,3
90	2,72	62,0	3,70	73,3	5,95	96,3	8,52	120,2	11,33	145,2

¹⁾ Значення $F_{v,Rd,Joh}$ необхідно домножувати на коефіцієнти k_1 та k_2 (наведені в табл. 5.9) в залежності від класу міцності деревини, марки сталі пластин та класу міцності болтів.

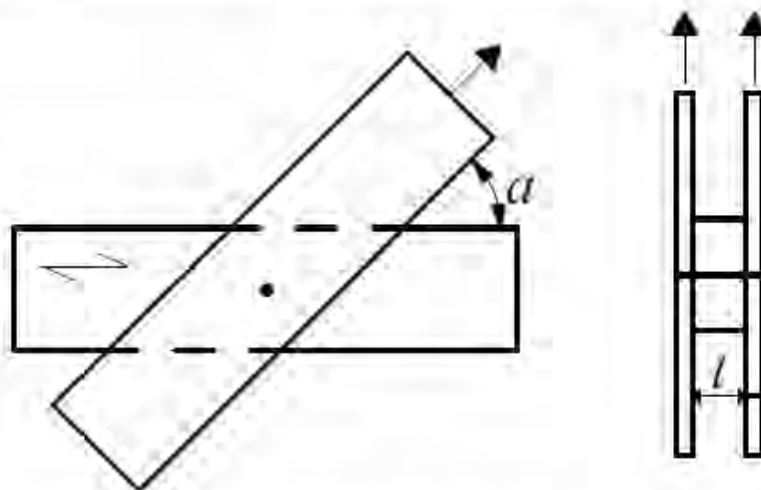
²⁾ Значення t_{req} необхідно домножувати на коефіцієнти $(1 / k_1)$ та k_2 в залежності від класу міцності деревини, марки сталі пластин та класу міцності болтів, наведених в табл. 5.9.

Таблиця 5.13

Величини $F_{v,Rd,Joh}$ для сталевих нагелів та болтів двозрізних з'єднань
деревини з тонкими сталевими пластинами.

Несуча здатність $F_{v,Rd,Joh}^{1)}$ і мінімальна глибина встановлення $l_{req}^{2)}$ двозрізного з'єднання з деревини та тонкими металевими пластинами на сталевих нагелях, болтах, пас-болтах при середній тривалості дії навантаження та класах експлуатації 1 та 2, для елементів із щільністю деревини $\rho_k = 350 \text{ кг/м}^3$ та характеристичним значенням міцності при розтягу $f_{tk} = 360 \text{ МПа}$.

Зовні розміщені тонкі пластини при двозрізному з'єднанні



α_s	$d = 10 \text{ mm}$		$d = 12 \text{ mm}$		$d = 16 \text{ mm}$		$d = 20 \text{ mm}$		$d = 24 \text{ mm}$	
∞	$F_{v,Rd,Joh}$	l_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	l_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	l_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	l_{req}	$F_{v,Rd,Joh}$	l_{req}
0	3,34	42,0	4,58	49,1	7,51	63,3	10,95	77,5	14,82	92,0
10	3,31	42,3	4,54	49,5	7,44	63,8	10,84	78,3	14,66	93,0
20	3,24	43,2	4,44	50,6	7,26	65,4	10,56	80,4	14,24	95,7
30	3,14	44,5	4,30	52,3	7,01	67,8	10,16	83,6	13,66	99,8
40	3,04	46,1	4,15	54,2	6,73	70,6	9,72	87,3	13,03	104,6
45	2,98	46,9	4,07	55,2	6,60	72,0	9,51	89,2	12,73	107,1
50	2,93	47,7	4,00	56,2	6,47	73,4	9,32	91,1	12,45	109,5
60	2,84	49,2	3,87	58,0	6,25	76,0	8,98	94,5	11,97	113,9
70	2,78	50,4	3,78	59,5	6,09	78,0	8,73	97,2	11,62	117,3
80	2,74	51,1	3,72	60,4	5,99	79,3	8,58	99,0	11,40	119,5
90	2,72	51,4	3,70	60,7	5,95	79,8	8,52	99,5	11,33	120,3

¹⁾ Значення $F_{v,Rd,Joh}$ необхідно домножувати на коефіцієнти k_1 та k_2 (наведені в табл. 5.9) в залежності від класу міцності деревини, марки сталі пластин та класу міцності болтів.

²⁾ Значення l_{req} необхідно домножувати на коефіцієнти $(1/k_1)$ та k_2 в залежності від класу міцності деревини, марки сталі пластин та класу міцності болтів, наведених в табл. 5.9.

5.3 З'єднання на болтах та шпильках

Шпильками називають сталеві стрижні з однобічним або двобічним різьбленням діаметрами від 6 до 30 мм. Характеристичне значення міцності стандартних болтів та шпильок наведені в табл. 5.14. Під головку та гайку болтів встановлюються шайби діаметром не менше $3d$ і товщиною $0,3d$, де d - діаметр болта. Шайби повинні щільно прилягати до елементів, що з'єднуються. Мінімальні відстані встановлення болтів та шпильок у з'єднанні наведені в табл. 5.15. Отвори для болтів та шпильок виконуються на 1 мм більше за номінальний.

Болти повинні бути затягнуті так, щоб елементи деревини, що з'єднуються, щільно прилягали один до одного. Для забезпечення необхідної несучої здатності та жорсткості конструкції необхідно підтягувати болти після стабілізації вологості деревини через певний період часу виконання монтажних робіт.

Для розрахунку характеристичного значення моменту плинності $M_{y,k}$ шпильок застосовується середнє значення діаметра між величиною діаметру з різьбленням та діаметру стрижня без різьблення.

Таблиця 5.14

Характеристичні значення міцності болтів, пас-болтів та шпильок

Клас міцності за DIN EN ISO 898-1:1999-11 [69]	Характеристичне значення міцності $f_{u,k}$, МПа
3,6 ¹⁾	300
4,6 ¹⁾ відповідає 4,8	400
5,6 ¹⁾ відповідає 5,8	500
8,8 ¹⁾	800
¹⁾ Не для шпильок	

Таблиця 5.15

Мінімальні відстані між осями болтів і шпильок в з'єднанні

	За європейськими нормами EN1995 [32, 33]		За DIN 1052 [DIN 1052]
a_1	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) \cdot d$	$\max[(3 + 2 \cdot \cos \alpha) \cdot d, 4 \cdot d]$
a_2	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 \cdot d$	$4 \cdot d$
$a_{3,t}$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 \cdot d, 80 \text{ мм})$	$\max(7 \cdot d, 80 \text{ мм})$
$a_{3,c}$	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$ $150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$\max[(1 + 6 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 4 \cdot d]$ $4 \cdot d$	$\max(7 \cdot d \cdot \sin \alpha, 4 \cdot d)$
$a_{4,t}$	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$	$3 \cdot d$
$a_{4,c}$	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$	$3 \cdot d$
α° кут між напрямком дії сили та напрямку волокон			

Несуча здатність з'єднань на болтах і шпильках при дії розтягуючих зусиль (рис. 5.7) обмежена несучою здатністю на розтяг самих болтів і шпильок, а також міцністю деревини контактної поверхні під шайбою на стиск поперек волокон, причому значення міцності при стиску поперек волокон приймається рівним $3 \cdot f_{c,90,d}$.

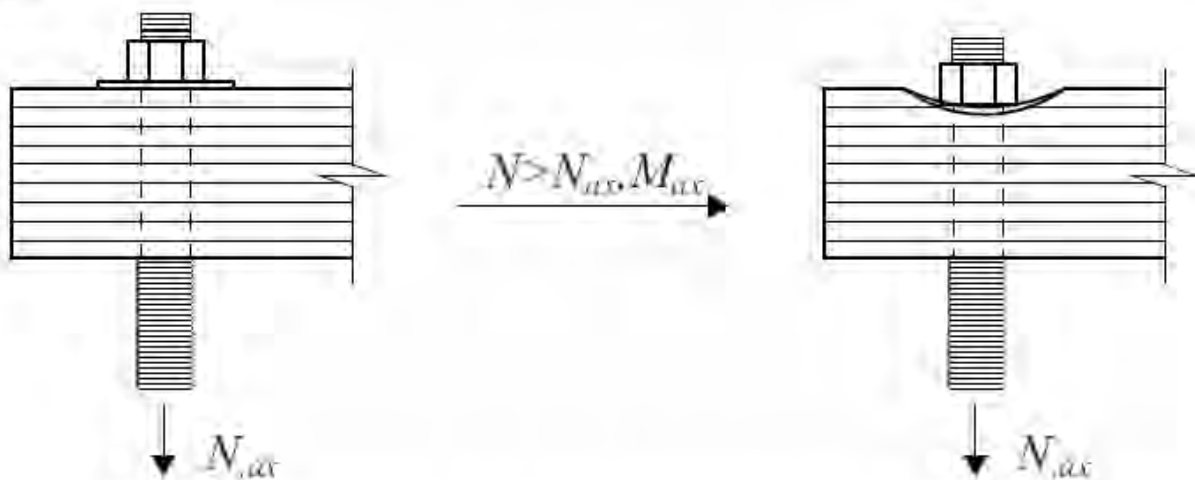


Рис. 5.7 З'єднання на болтах і шпильках при зусиллях розтягу

У табл. 5.16 містяться параметри шайб та максимально допустиме навантаження зминання деревини під шайбою для болтів діаметрами від 12 до 24 мм із шайбами. Для цих комбінацій величина несучої здатності болтів при розтягу неважлива, оскільки вона значно перевищує несучу здатність цільної та клесної деревини в зоні контакту з шайбою. Розрахункові значення міцності при дії зусиль розтягу слід визначати за формулами:

$$F_{ax,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{ax,Rk}}{\gamma_M}, \quad (5.18)$$

$$F_{ax,Rk} = 3 \cdot f_{c,90,k} \cdot A_{Schiebe}. \quad (5.19)$$

Таблиця 5.16

Діаметри шайб і максимально допустиме навантаження $F_{ax,Rd}$ при зминанні деревини під шайбою для болтів та шпильок

Болти	$d_i / d_a / s$, мм	$A_{Schiebe}$, мм ²	C24	C30/GL24h	GL28h	GL32h	GL36h
M12	14/58/6	2488	11,5	12,4	13,8	15,2	16,5
M16	18/68/6	3377	15,6	16,8	18,7	20,6	22,4
M20	22/80/8	4646	21,4	23,2	25,7	28,3	30,9
M22	25/92/8	6157	28,4	30,7	34,1	37,5	40,9
M24	27/105/8	8086	37,3	40,3	44,8	49,3	53,7

$d_i / d_a / s$ – Бажані значення внутрішнього/зовнішнього діаметру/товщини круглих шайб, мм; $A_{Schiebe}$ – площа шайби, мм².

В таблиці 5.16 наведені дані для середньої тривалості дії навантаження та класах експлуатації 1 та 2.

Для інших класів тривалості дії навантаження значення $F_{ax,Rd}$ слід домножувати на: 0,75 для постійних навантажень; 0,875 для довготривалих навантажень та 1,125 для короткочасних навантажень.

Ефективна площа деревини при стиску поперек волокон чи зминанні під шайбами визначається з урахуванням 30 мм вздовж волокон елемента (рис. 5.8).

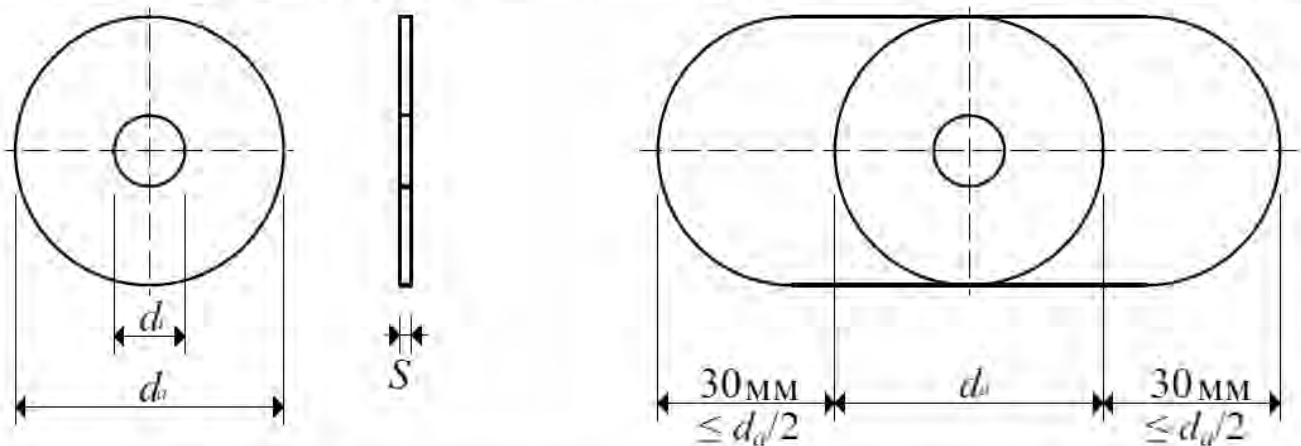


Рис. 5.8 Розрахункова площа деревини A_{ef} при стиску під шайбою

5.4 Розрахунок з'єднань на гвинтах

Для гвинтів з нарізною та гладкою частинами застосовуються правила визначення несучої здатності як для циліндричних нагелів, де ефективний діаметр d_{ef} приймається як діаметр гладкого стрижня.

Гвинти з нарізною та гладкою частинами діаметром більше 6 мм підпорядковуються правилам болтів, а діаметром 6 мм і менше за правилами розрахунку та конструювання цвяхових з'єднань. Довжина частини гвинта з різьбленням має бути не менше за $6d$. Номінальний діаметр (різьблення-зовнішній діаметр) у відповідності до вимог EN 14592:2009 [EN 14592:2009+A1:2012 Timber structures - Dowel-type fasteners - Requirements; 41 p.], повинен знаходитись в наступних межах: $2,4\text{мм} \leq d \leq 24\text{мм}$. Внутрішній діаметр різьблення має бути в межах: $0,6 d \leq d_1 \leq 0,9 d$. В несучих з'єднаннях слід ставити не менше двох гвинтів. Це не відноситься до закріплення елементів обшивки, брусків, вітрових в'язей, прогонів тощо. При використанні гвинтів діаметром $d \leq 6\text{мм}$ у з'єднаннях із хвойної деревини не потрібно виконувати попереднє свердління отворів. При діаметрі гвинтів $d > 6\text{мм}$ необхідно виконувати попереднє свердління отворів для деревини як хвойних, так і листяних порід з дотриманням наступних вимог: – на довжину стрижня та діаметром, рівним

діаметру стрижня; – на довжину різьблення та діаметром, рівним близько 70% діаметру стрижня.

Попереднє свердління отворів для установки гвинтів має бути діаметром не більше, ніж внутрішній діаметр різьблення d_1 .

5.4.1 З'єднання на гвинтах при роботі на зріз

До гвинтів з нарізною та гладкою частинами та діаметром $d \leq 6$ мм при роботі на зріз слід застосовувати правила для розрахунку цвяхів, що працюють на зріз. Гвинти з нарізною та гладкою частинами та діаметром $d > 6$ мм при роботі на зріз слід застосовувати правила розрахунку сталевих нагелів та болтів, що працюють на зріз.

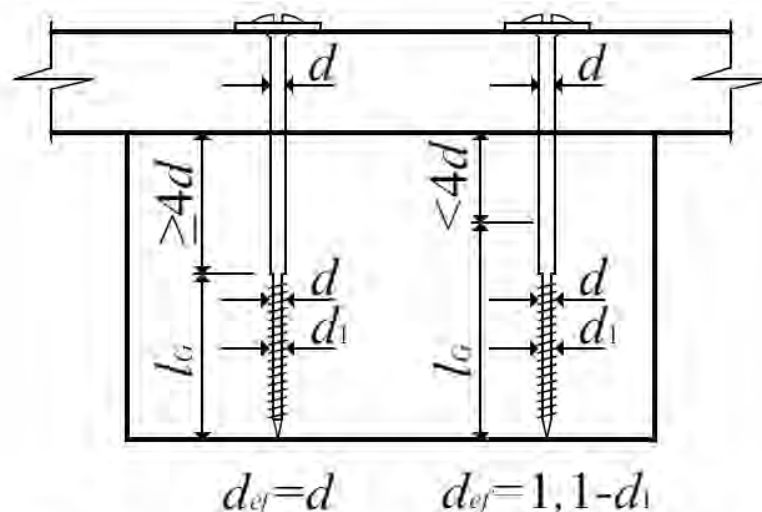


Рис. 5.9 Ефективний діаметр гвинтів залежно від довжини гладкої частини стрижня

Так як діаметр внутрішнього різьблення менший за діаметр гладкої частини, то при розрахунках несучої здатності слід дотримуватись наступних правил:

- якщо довжина гладкої частини стрижня $\geq 4 \cdot d$, ефективний діаметр d_{ef} слід приймати рівним зовнішньому діаметру гвинта d , див. рис. 5.9.
- якщо довжина гладкої частини стрижня $< 4 \cdot d$, ефективний діаметр d_{ef} слід приймати рівним внутрішньому діаметру гвинта d_1 , див. рис. 5.9.

Для гвинтів, встановлених впоперек волокон з діаметром $d \leq 8\text{мм}$ при різних кутах між напрямком дії сили та напрямком волокон, слід визначати значення міцності стінок отворів елементів конструкцій з деревини хвойних порід за формулами (5.20) та (5.21), де кут між віссю гвинта та напрямком волокон деревини має знаходитись в межах $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$:

- міцність стінок отворів елементів конструкцій з деревини хвойних порід без попереднього свердління:

$$f_{h,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}; \quad (5.20)$$

- міцність стінок отворів елементів конструкцій з деревини хвойних порід з попереднім свердлінням:

$$f_{h,k} = \frac{0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}; \quad (5.21)$$

де ρ_k – характеристичне значення щільності, кг/м^3 ; d – зовнішній діаметр гвинта, мм; α – кут між віссю гвинта і широкою поверхнею елемента з'єднання, має бути в межах $0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$; ε – кут між напрямками дії зусилля та спрямуванням волокон деревини, $0^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ$.

Мінімальні відстані між осями гвинтів і від осей гвинтів до граней елементів, що з'єднуються, приймаються як для цвяхів (табл. 5.17, 5.18), за умови, що діаметр гвинта менше або становить 6мм, і відповідно при діаметрі гвинтів більше 6 мм мінімальні відстані їх встановлення приймаються як для болтових з'єднань (табл. 5.15). Мінімальні розміри дощок із цільної деревини хвойних порід залежно від діаметру гвинта наведені у табл. 5.19.

Таблиця 5.17

Мінімальні відстані між цвяхами в з'єднаннях двох дерев'яних елементів

	Без попереднього свердління отворів				З попереднім свердлінням отворів	
	$\rho_k \leq 420 \text{ кг/м}^3$		$420 \text{ кг/м}^3 < \rho_k < 500 \text{ кг/м}^3$		свердлінням отворів	
	$d < 5 \text{ мм}$	$d \geq 5 \text{ мм}$	$d < 5 \text{ мм}$	$d \geq 5 \text{ мм}$	$d < 5 \text{ мм}$	$d \geq 5 \text{ мм}$
$a_1^{1), 2)}$	$(5+5\cos\alpha)d$	$(5+7\cos\alpha)d$	$(7+8\cos\alpha)d$		$(4+\cos\alpha)d$	
$a_2^{1), 2)}$	$5d$		$7d$		$(3+\sin\alpha)d$	
$a_{3,t}$	$(10+5\cos\alpha)d$		$(15+5\cos\alpha)d$		$(7+5\cos\alpha)d$	
$a_{3,c}$	$10d$		$15d$		$7d$	
$a_{4,t}$	$(5+2\sin\alpha)d$	$(5+5\sin\alpha)d$	$(7+2\sin\alpha)d$	$(7+5\sin\alpha)d$	$(3+2\sin\alpha)d$	$(3+4\sin\alpha)d$
$a_{4,c}$	$5d$		$7d$		$3d$	

a_1, a_2 – відстань в осях між цвяхами вздовж і впоперек волокон відповідно;

$a_{3,t}, a_{4,t}$ – відстань від осі цвяху до грані елемента, що з'єднується відповідно вздовж і впоперек волокон при розтязі відповідної грані;

$a_{3,c}, a_{4,c}$ – відстань від осі цвяху до грані елемента, що з'єднується відповідно вздовж і впоперек волокон при стиску відповідної грані;

α – кут між напрямком дії зусилля і напрямком волокон елементів, що з'єднуються.

1) – для з'єднань дерев'яних елементів з застосуванням сталевих пластин, значення слід домножувати на 0,7;

2) – для з'єднань дерев'яних елементів з застосуванням плитних матеріалів на основі деревини, значення слід домножувати на 0,85.

Відстань між осями цвяхів в з'єднанні не має перевищувати величини $40 d$ вздовж волокон і $20 d$ поперек волокон згідно з DIN 1052 [68].

Таблиця 5.18

Мінімальні відстані між осями цвяхів, встановлених у дошки зовнішніх шарів та у бічні грані панелі з ПКД

Відстань	a_1	a_2	$a_{3,t}$	$a_{3,c}$	$a_{4,t}$	$a_{4,c}$
У дошках зовнішніх шарів	$(3+3\cos\alpha)d$	$3d$	$(7+3\cos\alpha)d$	$6d$	$(3+4\sin\alpha)d$	$3d$
У бічній грані	$10d$	$3d$	$12d$	$7d$	-	$5d$
α – кут між напрямком дії зусилля і напрямком волокон в дошках зовнішніх шарів панелі з ПКД.						

Таблиця 5.19

Мінімальні розміри перерізів дощок із цільної деревини хвойних порід при з'єднаннях на гвинтах

Діаметр, d , мм	Ширина, $b_{\min}$, мм	Товщина, $t_{\min}$, мм
6	50	30
7	50	30
8	50	30
9	60	40
10	60	40
11	80	60
12	100	80

5.4.2 З'єднання на гвинтах в яких виникає зусилля розтягу

Мінімальна товщина дерев'яних елементів у з'єднанні на гвинтах, в яких виникає зусилля розтягу, має становити $t \geq 12 \cdot d$. Мінімальна величина різьблення з боку вістря гвинта має бути $l_{ef} \geq 6 \cdot d$.

Мінімальні відстані між гвинтами, в яких виникає зусилля розтягу в з'єднаннях, наведені в табл. 5.20, див. рис. 5.10.

Таблиця 5.20

Мінімальні відстані між гвинтами, в яких виникає зусилля розтягу

Відстань між осями гвинтів		Відстань від граней до осі гвинта	
поздовжнє розміщення вздовж волокон	поперечне розміщення вздовж волокон	від торцевої грані	від бічних граней
a_1	a_2	$a_{1,CG}$	$a_{2,CG}$
7d	5d	10d	4d

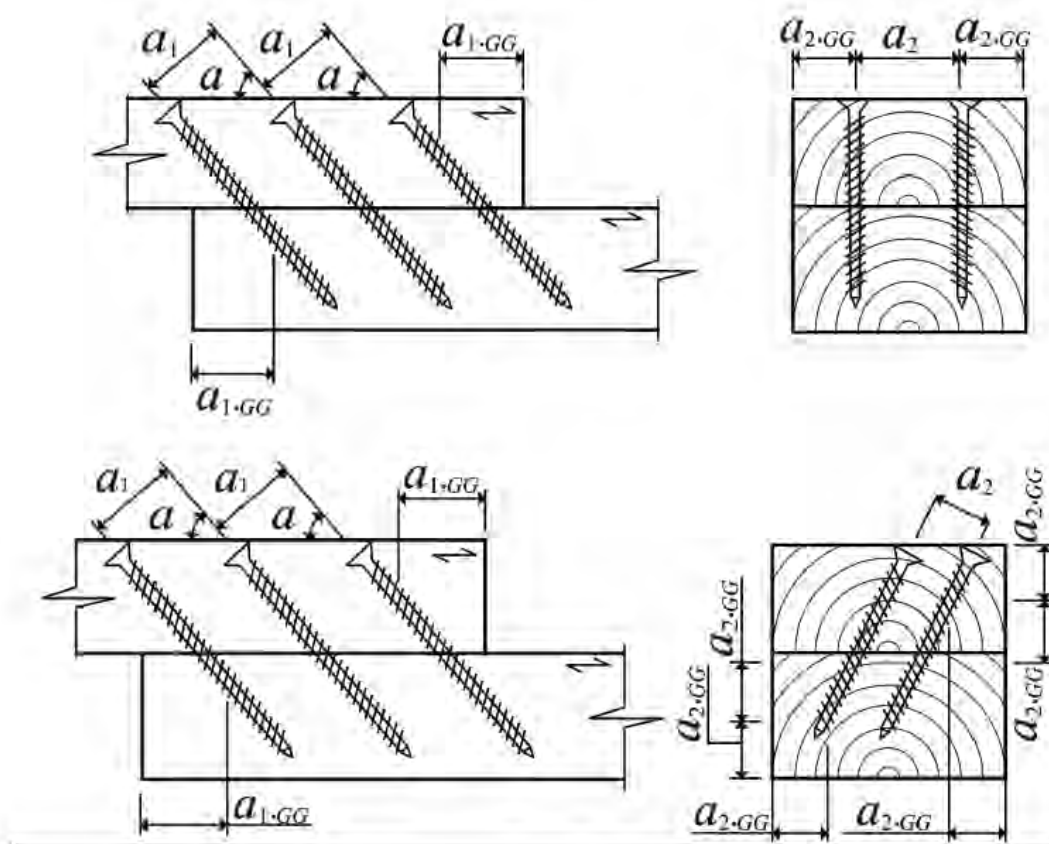


Рис. 5.10 Відстань від граней з'єднань на гвинтах, в яких виникає зусилля розтягу

Несуча здатність з'єднань на гвинтах, в яких виникає зусилля розтягу визначається з умови:

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \leq 1; \quad (5.22)$$

де $F_{ax,Ed}$ – розрахункове значення сили розтягу у гвинті; $F_{ax,Rd}$ – розрахункове значення несучої здатності гвинта на розтяг.

Розрахунок несучої здатності передбачає такі види відмов з'єднань:

- висмикування різьблення з деревини або деревного матеріалу;
- протягування головки гвинта через деревину або деревинний матеріал;
- руйнування гвинта під час розтягу, тобто відрив головки через перевищення напружень межі міцності матеріалу гвинта;
- руйнування деревини навколо групи гвинтів у з'єднаннях із сталеву накладкою при дії напружень зрізу (руйнування у вигляді відриву блоком).

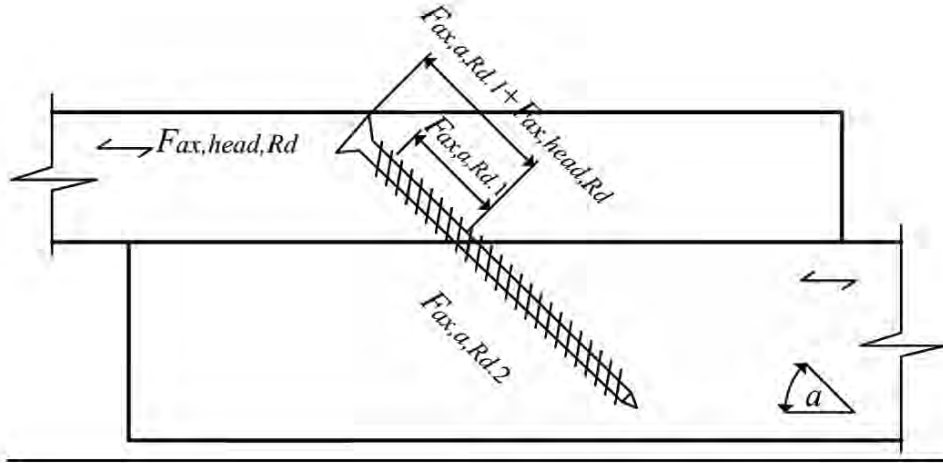


Рис. 5.11 Схема роботи гвинта, в якому виникає зусилля розтягу в з'єднанні

Для кожного елемента з'єднання на гвинтах визначають несучу здатність при розтягу. На рис. 5.11 показано з'єднання двох дерев'яних елементів на гвинтах. Несуча здатність гвинта при появі в ньому розтягу в елементі 1 є сумою міцності на висмикування $F_{ax,\alpha,Rd,1}$ різьбової частини з деревини та міцності протягування $F_{ax,head,Rd}$ головки гвинта.

Несуча здатність гвинта при розтягу в елементі 2 складається з міцності висмикування $F_{ax,\alpha,Rd,2}$ різьбової частини з деревини. $F_{t,Rd}$ – несуча здатність матеріалу гвинта при розтягу – межа міцності. Таким чином, розрахункове значення несучої здатності з'єднання, наведеного на рис. 5.11, визначається за виконання умов:

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_{ax,\alpha,Rd,1} + F_{ax,head,Rd} \\ F_{ax,\alpha,Rd,2} \\ F_{t,Rd} \end{array} \right\}. \quad (5.23)$$

З'єднання з більш, ніж трьох дерев'яних елементів, чи з'єднання за допомогою сталевих пластин слід розраховувати за тими само принципами, як і з'єднання двох елементів.

Міцність різьблення висмикуванню з деревини визначається за формулою:

$$F_{ax,\alpha,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{ax,\alpha,Rk}}{\gamma_M}. \quad (5.24)$$

Для гвинтів діаметри яких при роботі на розтяг знаходяться в межах $6 \text{ мм} \leq d \leq 12 \text{ мм}$ та $0,6 \text{ мм} \leq (d_1 / d) \leq 0,75$ мм, характеристичне значення міцності різьблення висмикуванню з деревини розраховується за формулою:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef}}{n} \cdot \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}; \quad (5.25)$$

де

$$n_{ef} = n^{0,9}; \quad (5.26)$$

$$f_{ax,k} = \frac{0,52}{\sqrt{d}} \cdot l_{ef} \cdot \rho_k^{0,8}; \quad (5.27)$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{0,125 \cdot d}{1} \right\}; \quad (5.28)$$

де $F_{ax,\alpha,Rk}$ – характеристичне значення міцності гвинта на висмикування при роботі на розтяг під кутом α до напрямку волокон, Н; $F_{ax,\alpha,Rd}$ – розрахункове значення міцності гвинта на висмикування при роботі на розтяг під кутом α до напрямку волокон, Н; α – кут між віссю гвинта та напрямком волокон, має знаходитись в межах $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$; $n_{ef} = n^{0,9}$ – розрахункова (ефективна) кількість гвинтів, при визначенні n – число гвинтів в групі, яка працює на розтяг; $f_{ax,k}$ – міцність висмикуванню поперек волокон, МПа; l_{ef} – глибина вкрученого різьблення, мм; k_d – безрозмірний параметр.

Для гвинтів діаметри яких при роботі на розтяг знаходяться в межах: $6 \text{ мм} \leq d \leq 12 \text{ мм}$ та $0,6 \text{ мм} \leq (d_1 / d) \leq 0,75$ мм, характеристичне значення міцності різьблення висмикуванню з деревини розраховується за формулою:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef}}{n} \cdot \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8}; \quad (5.29)$$

де $n_{ef} = n^{0,9}$ – розрахункова (ефективна) кількість гвинтів, при визначенні n – число гвинтів в групі, яка працює на розтяг; $f_{ax,k}$ – характеристичне значення міцності висмикуванню гвинта поперек волокон, для відповідної щільності деревини ρ_a ,

МПа; l_{ef} – розрахункова глибина вкрученого різьблення гвинта, мм; ρ_a – щільність, кг/м³.

Для гвинтів, вироблених компанією Rothoblaas, міцність на висмикування різьблення визначається аналогічно вище наведеним виразам з деякими доповненнями:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{k_{\beta}} \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8}; \quad (5.30)$$

де $k_{ax} = 1$ при $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$; $k_{ax} = a + (b \cdot \alpha)/45^\circ$ для $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$, в яких $a = 0,5$ - для клеєного шпону (LVL), $a = 0,3$ - для деревини, $b = 0,7$ - для деревини; $k_{\beta} = 1$ - для деревини, $k_{\beta} = 1,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha$ - для бруса з клеєного шпону (LVL).

Величина міцності гвинтів на висмикування також має враховуватися з урахуванням вимог попереднього свердління отворів, щоб уникнути розколювання деревини, особливо для бруса з клеєного шпону (LVL). Буковий шпоновий брус чутливий до розтріскування дещо більше, ніж шпоновий брус на основі хвойних порід деревини. При чому, розколювання елементів з деревини бука та дуба може відбуватись не тільки при встановленні гвинтів, а, що небезпечніше, при навантаженні елементів конструкцій. Тому компанією Rothoblaas, рекомендується виконувати попереднє свердління отворів під гвинти з врахуванням рекомендацій, наведених в табл. 5.21.

При проектуванні та встановленні гвинтів певного виробника слід враховувати рекомендації, що містяться в технічних звітах та протоколах випробувань, оскільки відсутній єдиний стандарт для гвинтів різних виробників. Кожна європейська компанія-виробник має сертифікацію своєї продукції, яка, як правило, відрізняється від продукції конкурентів і постійно вдосконалюється, що позитивно оцінюється рядом провідних експертів у галузі конструкцій з деревини.

Таблиця 5.21

Діаметр попередньо просвердлених отворів для хвойних та букових порід
деревини

Діаметр гвинта, мм	Діаметр попередньо висвердленого отвору з допуском $\pm 0,1$ мм, мм	
	елементи з хвойної деревини	елементи з деревини бука та дуба
3	2	-
3,5	2	-
4	2,5	-
4,5	2,5	-
5	3	3,5
5,3	3,5	4
5,6	3,5	4
6	4	4
7	4	5
8	5	6
10	6	7
11	6	7
12	7	8
13	8	9
14	8	9
16	13	-
20	16	-

Модуль ковзання K_{ser} для гвинтів, що працюють поперек осі в елементах з клеєного шпону (LVL), необхідно визначати за формулою:

$$K_{ser} = 60 \cdot \left(\frac{d \cdot \rho_{mean}}{510} \right)^{1,5} \quad (5.31)$$

Модуль ковзання K_{ser} для гвинтів, навантажених вздовж осі, слід визначати з урахуванням наступних вимог:

для деревини хвойних порід - $K_{ser} = 25 \cdot d \cdot l_{ef}$;

для деревини листяних порід - $K_{ser} = 30 \cdot d \cdot l_{ef}$;

де d - зовнішній діаметр гвинта, мм; l_{ef} - глибина вкручування гвинта, мм; ρ_{mean} - середнє значення щільності деревини, кг/м³.

У з'єднаннях із гвинтами міцність протягування головки гвинта через деревину розраховується за формулою:

$$F_{ax,head,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{ax,head,Rk}}{\gamma_M}; \quad (5.31)$$

де $\gamma_M = 1,3$ – коефіцієнт надійності за матеріалом; $F_{ax,head,Rd}$ – розрахункове значення міцності протягуванню головки гвинта при дії розтягу під кутом α до напрямку волокон, Н, при $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$; $F_{ax,head,Rk}$ – характеристичне значення міцності протягуванню головки гвинта через деревину при дії розтягу під кутом α до напрямку волокон, Н, при $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Характеристичне значення міцності протягування головки гвинта через деревину розраховується за формулою:

$$F_{ax,head,Rk} = \frac{n_{ef}}{n} \cdot f_{head,k} \cdot d_h^2 \cdot \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8}; \quad (5.32)$$

де $n_{ef} = n^{0,9}$ – розрахункова (ефективна) кількість гвинтів, при визначенні n – число гвинтів в групі, яка працює на розтяг; $f_{head,k}$ – характеристичне значення міцності протягуванню гвинта поперек волокон для відповідної щільності ρ_a , МПа; d_h – діаметр головки гвинта, мм; ρ_a – щільність, кг/м³.

Розрахункове значення міцності при відриві головки гвинта при розтязі стрижня слід розраховувати за формулою:

$$F_{t,Rd} = \frac{F_{t,Rk}}{\gamma_M}; \quad (5.33)$$

де $\gamma_M = 1,3$ – коефіцієнт надійності за матеріалом; $F_{t,Rk}$ – характеристичне значення міцності при відриві головки гвинта при розтязі стрижня, яке визначається за формулою (5.34).

$$F_{t,Rk} = \frac{n_{ef}}{n} \cdot f_{tens,k}; \quad (5.34)$$

де $n_{ef} = n^{0,9}$ – розрахункова (ефективна) кількість гвинтів, при визначенні n - число гвинтів в групі, яка працює на розтяг; $f_{tens,k}$ – характеристичне значення міцності гвинта при розтягу в гвинті для відповідної щільності ρ_a , МПа.

Несучу здатність гвинтів при одночасній роботі на зріз та розтяг слід перевіряти за формулою:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1. \quad (5.35)$$

Для гвинтових з'єднань панелей з ПКД, навантажених поперек осі гвинта, мінімальні відстані між гвинтами, встановленими у зовнішні дошки панелі (рис. 5.12 а) та у бічні грані панелі (рис. 5.12 б) наведені в табл. 5.22.

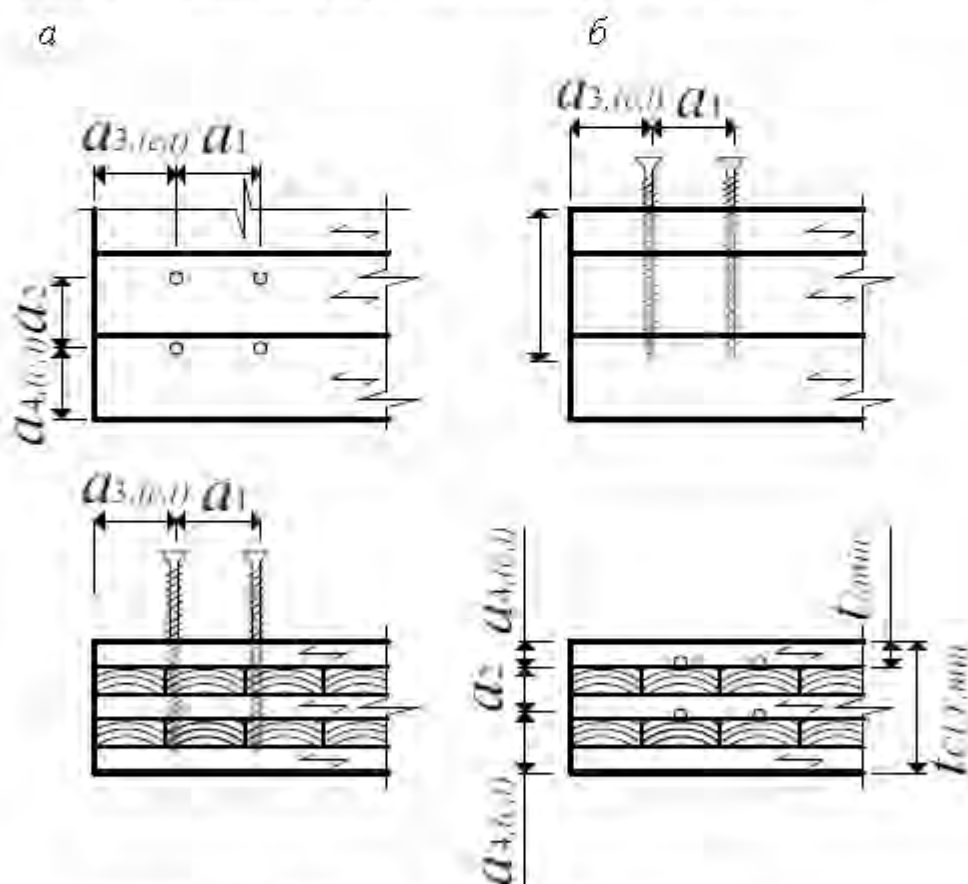


Рис. 5.12 Мінімальні відстані між гвинтами в панелях з поперечно-класової деревини

Таблиця 5.22

Мінімальні відстані між гвинтами в панелях з поперечно-кесної деревини

Відстань	a_1	a_2	$a_{3,t}$	$a_{3,c}$	$a_{4,t}$	$a_{4,c}$
В дошках зовнішніх шарів	$10d$	$4d$	$12d$	$7d$	$6d$	$3d$
В бічних гранях	$4d$	$2,5d$	$6d$	$6d$	$6d$	$2,5d$

Для гвинтів, що працюють на поздовжні зусилля, або гвинтів, що працюють на висмикування в панелях з ПКД, мінімальні відстані становлять: $a_1 \geq 7d$, $a_2 \geq 5d$, як показано на рис. 5.13.

Мінімальна товщина панелі з ПКД ($t_{CLT,min}$) при встановленні гвинтів у бічну грань повинна становити $10d$, а мінімальна товщина дошки в панелі $t_{l,min}=2d$ (якщо $d \leq 8$ мм) і $t_{l,min}=3d$ (якщо $d > 8$ мм). При цьому має бути додержана вимога щодо мінімальної глибини встановлення гвинта, яка має становити $l_{min}=10d$.

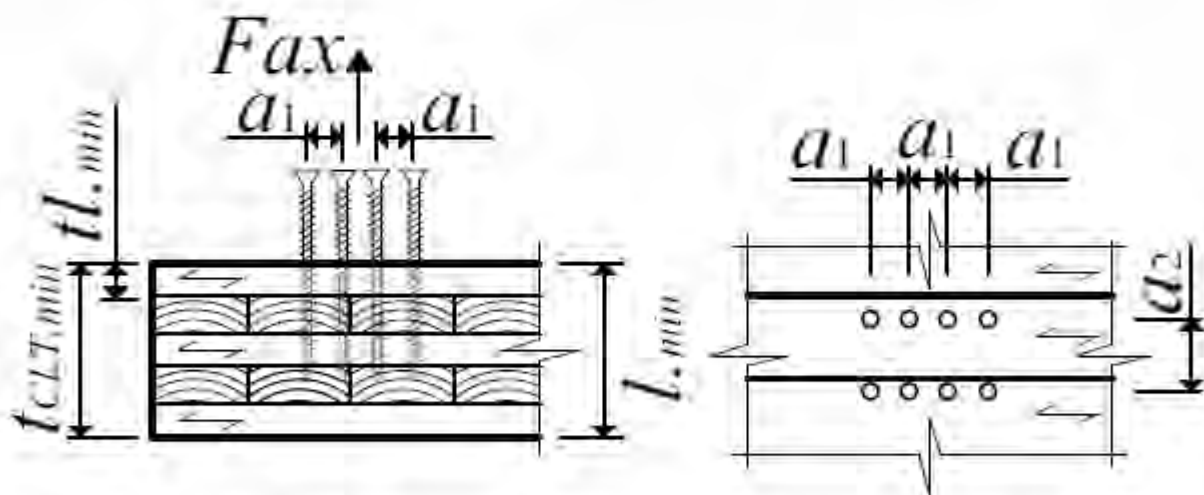


Рис. 5.13 Мінімальні відстані між гвинтами, навантаженими вздовж них осі в панелі з ПКД

Мінімальний номінальний діаметр гвинтів, що працюють на поздовжні зусилля та встановлені у зовнішніх дошках панелей з ПКД, має бути не менше 8 мм. Характеристичне значення міцності гвинтів, навантажених вздовж осі та

встановлених у бічних гранях панелі з ПКД, слід визначати, незалежно від місця встановлення гвинтів у зовнішніх дошках панелі з ПКД, за формулою:

$$f_{ax,k} = 20 \cdot d^{0,8} \cdot l_{ef}^{0,9}; \quad (5.36)$$

де d – діаметр гвинта, l_{ef} – глибина установки (вкручування) гвинта.

Мінімальний номінальний діаметр для гвинтів у несучих з'єднаннях панелей з ПКД повинен бути не менше 6 мм та встановлюватися на глибину щонайменше $l_{\min} = 4d$. Максимальні відстані $e_{\max}$ для з'єднання на гвинтах панелей з ПКД мають становити: з'єднання двох панелей: $e_{\max} = 500$ мм; з'єднання панелі зі сталевією балкою: $e_{\max} = 750$ мм; з'єднання панелі з масивними будівельними конструкціями (кутові з'єднання): $e_{\max} = 1000$ мм.

Висновки до розділу 5

1. Наведено існуючі методики розрахунку основних видів з'єднань, які застосовуються при проектуванні будинків і споруд з панелей із ПКД.
2. Всі наведені методики потребують імплементації до чинної нормативної бази України, що дозволить найближчим часом значно розширити можливості багатоповерхового будівництва панельних будинків і споруд з ПКД.
3. Враховуючи стан розвитку будівельної галузі в частині зведення споруд з ПКД можна стверджувати про доцільність розробки нових видів з'єднань та удосконалення і уточнення існуючих методик розрахунку з урахуванням стану вітчизняної будівельної галузі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- | № п/п | Назва джерела |
|-------|--|
| 1. | Исследование вопросов технологии изготовления деревянных клееных конструкций. Труды ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1977. 180 с. |
| 2. | Производство и повышение качества деревянных клееных конструкций. Труды ЦНИИСК им. Кучеренко. М., 1978. 176 с. |
| 3. | Заполь М. Ю. Клееные деревянные арки покрытия спортивного зала пролетом 63 м. / М. Ю. Заполь // Научн.-техн. реф. Сб., Серия 8, вып. 3 / ЦНИИС Госстроя СССР.-1979. С. 16-19. |
| 4. | Эффективное использование древесины и древесных материалов в современном строительстве // Материалы Всесоюзного совещания. - М., 1980. 432 с. |
| 5. | Опыт проектирования и строительства общественных зданий с покрытием из клееных деревянных конструкций / В. И. Травуш, М. Ю. Заполь. – М.: Стройиздат, 1982. 24 с. |
| 6. | Берковская Л. А. Современное состояние развития деревянных клееных конструкций за рубежом. – В сб.: Расширение применения деревянных клееных конструкций в строительстве (материалы Всесоюзной научно-практической конференции). - М.: ЦНИИСК им. Кучеренко. 1983. С. 121-130. |
| 7. | Расширение применения деревянных клееных конструкций в строительстве. Труды ЦНИИСК им. Кучеренко. - М., 1983. 150 с. |
| 8. | Гетц К.-Г. Атлас деревянных конструкций / К.-Г. Гетц, Д. Хоор, и др.; Пер. с нем. Н. И. Александровой; Под ред. В. В. Ермолова. - М.: Стройиздат, 1985. 272 с. |
| 9. | Исследования в области деревянных конструкций. – Сб. научных трудов / ЦНИИСК им. Кучеренко; Под ред. проф. С. М. Ковальчука. |

- М., 1985. 172 с.
10. Деревянные конструкции в строительстве. – Сб. научных трудов / Ред. кол.: д-р т. н. Ю. Н. Хромец (гл. ред.) и др. – М.: ЦНИИпромзданий, ЦНИИСК им. Кучеренко. 1986. 224 с.
 11. Ковальчук Л. М. Технология изготовления и надежность деревянных конструкций / Л. М. Ковальчук // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1988. - №8. С. 24 - 23.
 12. Новые исследования в области технологии изготовления деревянных конструкций: Сб. научн. тр. / Центр. н.-и. и проект.-эксперим. ин-т комплексных проблем строит. конструкций и сооружений; Ред. Л. М. Ковальчук. – М., 1988. – 198 с.
 13. Деревянные конструкции мостов и путепроводов. ВНИИНТПИ Госстроя СССР, М.: - 1989. 45 с.
 14. Клеевые деревянные пространственные конструкции покрытий зданий и сооружений. ВНИИНТПИ Госстроя СССР. - М. - 1989. 38 с.
 15. Деревянные конструкции в строительстве. [Л. М. Ковальчук, С. Б. Турковский и др.] - М.: Стройиздат, 1995. 248 с.
 16. Пермяков В. А. Состояние и перспективы применения строительных деревянных конструкций в Украине / В. А. Пермяков, В. З. Клименко – К. : АБУ, часопис Економіка будівництва. №4. 2005. С. 36-41.
 17. Кліменко В. З. Вітчизняний досвід впровадження в капітальному будівництві конструкцій з клеєної деревини. Здобутки і проблеми / В. З. Кліменко – К. : науково-виробничий журнал Будівництво України №5 2009. С. 17-21.
 18. Flaig M., Blass H.J. Keilgezinkte Rahmenecken und Satteldachträger aus Brett sperrholz. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau 29, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015, 180 p.
 19. Flatscher G., Bratulic K. and Schickhofer G., “*Screwed joints in cross-laminated timber structures*”, 13th World Conference on Timber

- Engineering (WCTE), Quebec, Canada, 2014, P. 8.
20. EN16351:2015, "Timber structures – Cross laminated timber – Requirements" European Committee for Standardization CEN, Bruxelles, Belgium, 102 p.
 21. ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення.» - Київ, «Укрархбудінформ» 2017. 125 с.
 22. Blass H. J., Görlacher R., Bemessung im Holzbau: Brettspertholz-Berechnungsgrundlagen. Holzbau-Kalender. Bruder-Verlag, Karlsruhe, 2003., pp. 580-598
 23. Stürzenbecher R., Hofstetter K., Eberhardsteiner J., Structural design of Cross Laminated Timber (CLT) by advanced plate theories. Composites Science and Technology, 2010, 70(9), pp. 1368-1379.
 24. Bogensperger T., Moosbrugger T., Schickhofer G., New test configuration for CLT-wall elements under shear load. CIB-W18 Timber Engineering, Karlsruhe, Germany, 2007, p.p. 40-21
 25. Reinhard B., Production and Technology of Cross Laminated Timber (CLT): A state-of-the-art Report (2012) Graz: Graz University of Technology, 33p.
 26. Dujic, B., Strus, K., Zarnic, R., Ceccotti, A., Prediction of dynamic response of a 7-storey massive wooden building tested on a shaking table (2007) Slovenia: World Connection on Timber Engineering, 8 p.
 27. Ashtari, S., In-plane stiffness of cross-laminated timber floors. 2012. Master Thesis. Vancouver: The University of British Columbia, 146 p.
 28. Joseph F. Miller. Design and analysis of mechanically laminated timber beams using shear keys (2009) USA, Michigan: Michigan technological University, 211 p.
 29. Cziesielski E., Wagner, C. Dachscheiben aus Spanplatten. Forschungsbericht, "bauen mit holz", 1/79, PP.6-10.
 30. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная

редакция СНиП II-25-80 [Чинний від 2017-08-28]. – ОАО «ЦПП» – Москва, 2017. 105 с.

31. ТКП 45-5.05-146-2009 Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования, Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь Минск, 2009, 63с.
32. EN1995-1-1:2008: Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings, European Committee for Standardization CEN, Bruxelles, Belgium, 2008, 102 p.
33. ДСТУ EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT) [Чинний від 2013-07-01]. К. Мінірегіонбуд, 2010. 244 с.
34. Ашкенази Е.К. Прочность анизотропных древесных материалов: [текст] / Е.К. Ашкенази. – Л.: Стройиздат, 1966. 165 с.
35. Ашкенази Е. К. Анизотропия древесины и древесных материалов. / Е. К. Ашкенази - М.: Лесная промышленность - 1978. 224 с.
36. Ашкенази Е. К. Анизотропия конструкционных материалов. / Е. К. Ашкенази, Э. В. Ганов - Л.: Машиностроение, 1980. 247 с.
37. Белянкин Ф.П., Яценко В.Ф. Деформативность и сопротивляемость древесины. АН УССР.-К.- 1957. 178с.
38. Белянкин Ф. П. Прочность и деформативность стеклопластиков при двухосном сжатии. / Ф. П. Белянкин, В. Ф. Яценко, Г. Г. Марголин // Киев: Наукова думка. 1971. 153 с.
39. Flaig M., Blass H.J. Keilgezinkte Rahmenecken und Satteldachträger aus Brett sperrholz. Karlsruher Berichte zum Ingenieurholzbau 29, KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015 180 p.
40. EN 14080:2013, “Timber structures – Glued laminated timber and glued solid timber – Requirements”, European Committee for Standardization (CEN), 2013 103 p.

41. Brandner R. Production and Technology of Cross Laminated Timber (CLT): A state-of the-art Report, Focus Solid Timber Solutions. European Conference on Cross Laminated Timber (CLT), COST Action FP1004, Graz, 2013 P. 3-36.
42. Schickhofer G.: Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz – Ausgewählte Forschungsaktivitäten und Einsatzbereiche. Forschungsarbeit. Graz. Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2011 67 p.
43. EN 15425:2017 Adhesives – One component polyurethane adhesives for load bearing timber structures – Classification and performance requirements 17 p.
44. EN 301:2014 Adhesives, phenolic and aminoplastic, for load-bearing timber structures – Classification and performance requirements, European Committee for Standardisation, Brussels 16 p.
45. EN 13986:2002-06, “Wood-based panels for use in construction – Characteristics, evaluation of conformity and marking”, European Committee for Standardisation, Brussels, 2002 68 p.
46. EN 14081-1:2016+A1:2019 Timber structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section - Part 1: General requirements 36 p.
DIN 4074-1:2012-06 Strength grading of wood – Part 1: Coniferous sawn timber 23p.
47. EN 338:2016 Structural timber – Strength classes. European Committee for Standardisation, Brussels, 2016 11 p.
48. EN 392:1995-01 Glued laminated timber – Shear test of glue lines European Committee for Standardisation, Brussels, 1995 10 p.
49. EN 16351:2015 Timber structures - Cross laminated timber – Requirements 102 p.
50. ДСТУ EN 16351:2020 Лісоматеріали конструкційні. Клеєна багатошарова деревина з перехресним розташуванням шарів. Вимоги

(EN 16351:2015, IDT) 154c.

51. EN 789:2004 Timber structures – Test methods – Determination of mechanical properties of wood based panels, European Committee for Standardisation, Brussels, 2004 32p.
52. EN 408:2012, Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties, European Committee for Standardization (CEN), 2012 38p.
53. EN 14358:2016: Timber structures - Calculation of characteristic 5-percentile and mean values for the purpose of initial type testing and factory production control; (CEN) 15p.
54. Schickhofer G., Brandner R., Bauer H. Introduction to CLT, Product Properties, Strength Classes, Proceedings of the Joint Conference of COST Actions FP1402&FP1404 “Cross Laminated Timber – A competitive wood product for visionary and fire safe buildings”. KTH Royal Institute of Technology, Division of Building Materials, March 10-11, Stockholm, Sweden, 2016 22p.
55. EN 15497:2014 Structural finger jointed solid timber - Performance requirements and minimum production requirements, European Committee for Standardisation, Brussels, 2014 57p.
56. The CLT Handbook. CLT structures – facts and planning. Föreningen Sveriges Skogsindustrier. Stockholm, May 2019, 187 p.
57. Blass H. J., Sandhaas C. Timber engineering principles for design. English, «KIT Scientific Publishing» 2017, 658 p.
58. Ahvenainen J., Sousa H. S. Multistorey building made of CLT: How to design it right?. In: Seminário: “Construir em madeira”, Guimarães, Portugal, 15 Junho 2016. Eds: Branco J.M., Lourenço P.B., pp. 95-118.
59. Vilguts A., Serdjuks D., Pakrastins L. Design Methods of Elements from Cross-Laminated Timber Subjected to Flexure / International Scientific Conference Urban Civil Engineering and Municipal Facilities,

SPbUCEMF-2015 / Riga Technical University, Azenes Str.16, Riga, LV 1048, Latvia pp. 10-19.

60. Vilguts A., Serdjuks D. Design Methodology Analysis of Cross-Laminated Timber Elements Subjected to Flexure / Institute of Structural Engineering and Reconstruction, Faculty of Civil Engineering / Riga Technical University, Azenes st. 16/20, LV-1048 Riga, Latvia pp. 50-58
61. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування [Чинний від 2007-10-01]. К. : Мінрегіон, 2006. 75 с
62. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд [Чинний від 2019-01-01]. К. : Мінрегіон, 2018. 30 с
63. Uibel, T., Blass, H. J. "Edge joints with dowel type fasteners in cross laminated timber." CIB W-18, Bled, Slovenia, 2007 – 11p.
64. Boris Azinovic, Henrik Danielsson, Erik Serrano, Miha Kramar Glued-in rods in cross laminated timber – Numerical simulations and parametric studies. Construction and Building Materials 212 (2019) P. 431–441
65. Boris Azinovic, Erik Serrano, Miha Kramar, Tomaž Pazlar Experimental investigation of the axial strength of glued-in rods in cross laminated timber Materials and Structures; ISSN 1359-5997;  v. 51(6); P. 1-16
66. Uibel T., Blaß H. J., “Load Carrying Capacity of Joints with Dowel Type Fasteners in Solid Wood Panels”, CIB-W18/ 39-7-5, Proceedings of the international council for research and innovation in building and construction, Working commission W18 – timber structures, Meeting 39, Florence, Italy, 2006 – 10p
67. DIN EN 10025:1994-03 Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Baustählen; Technische Lieferbedingungen (enthält Änderung A1:1993); Deutsche Fassung EN 10025:1990 – 26p.

- 68 DIN 1052:2008 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken. Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, Berlin, 2009 – 240 p.
- 69 DIN EN ISO 898-1:1999-11 Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl - Teil 1: Schrauben (ISO 898-1:1999); Deutsche Fassung EN ISO 898-1:1999 - 28p.