

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВОДНОГО ГОСПОДАРСТВА ТА
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Гомон Святослав Степанович

УДК 624. 011:620.172/.178.2

ДИСЕРТАЦІЯ

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН І РОЗРАХУНКИ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МЕТОДИКОЮ ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ ПРИ ОДНОРАЗОВИХ ТА ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди
19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей,
результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело
_____ С.С. Гомон

Науковий консультант Бабич Євгеній Михайлович, доктор технічних наук, професор

Рівне -2020

АНОТАЦІЯ

Гомон С. С. Напружено-деформований стан і розрахунки за деформаційною методикою елементів з деревини при дії одноразових та повторних навантажень. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія (05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди»). Національний університет водного господарства та природокористування. – Національний університет «Львівська політехніка», Львів, 2020.

Розроблено деформаційну методику розрахунку та запропоновано теоретично і експериментально обґрунтовану теорію деформування елементів з цільної та клеєної деревини за стиску, розтягу, прямого і косоного поперечного згину при одноразових та повторних навантаженнях. В основу розробки деформаційної методики покладені: повна діаграма механічного стану деревини « σ - u », розрахунковий нормальний поперечний переріз елемента з деревини, встановлені чотири стадії напружено-деформованого стану роботи елементів з деревини під навантаженням, гіпотези та допущення до розробки методики.

В роботі обґрунтовано, що для перерізу зі складкою в стиснутій зоні можна застосовувати відомі закони розподілення деформацій по висоті, як в стиснутій, так і в розтягнутій зонах, виходячи із закономірностей нескінченно малих величин за умови нерозривності функції в околиці точки перерізу, яка обумовлюється гіпотезою суцільності і однорідності матеріалу. Розроблена модель розрахункового нормального поперечного перерізу елемента з деревини. Вперше обґрунтовано існування стадій напружено-деформованого стану елементів з деревини з наявністю утворення складок в стиснутій зоні. Запропоновано аналітичний апарат для визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів дерев'яних елементів, що зазнають згину чи позacentрового стиску на основі повних діаграм деформування матеріалу.

Вперше розроблено і запропоновано деформаційний метод визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів дерев'яних елементів, що зазнають поперечного згину, а також деформаційний метод прогнозування часу працездатності конструкцій за дії малоциклових навантажень.

В межах деформаційної методики розрахунки елементів з цільної чи клеєної деревини в найбільш напруженому розрахунковому нормальному перерізі здійснюється урахування нелінійного деформування шляхом вирішення замкнутої системи рівнянь механіки деформованого твердого тіла. Обґрунтовано з фізичної точки зору пропозиції щодо вибору критеріїв вичерпання несучої здатності елементів з деревини виходячи з доведеної трансформації фізичного стану в механічний.

У **вступі** обґрунтовано актуальність, мета і задачі досліджень, загальна характеристика та наукова новизна і практична цінність роботи.

У **першому розділі** наведено огляд особливостей завантажень елементів з деревини, етапів теорії розвитку деформування та опору силовим діям деревини. Висвітлено ретельний аналіз сучасного стану експериментально-теоретичних досліджень та існуючих методів випробування елементів з деревини. На основі проведеного огляду окреслено напрямок наукових досліджень та шляхи вирішення задач, поставлених в дисертаційній роботі.

Другий розділ присвячено експериментально-теоретичним дослідженням діаграм механічного стану деревини за дії одноразового короткочасного повздовжнього стиску, розтягу, сколювання, а також в нагельних і клейових з'єднаннях. Розроблені устаткування та методика експериментальних досліджень дозволили отримати повні діаграми повздовжнього стиску деревини. Виконано аналіз результатів експериментальних досліджень та аналітичний опис механічного стану цільної та клеєної деревини за одноразового короткочасного деформування вздовж волокон в жорсткому режимі прикладення навантаження до повного руйнування. Встановлено основні характерні ділянки та параметри механічного стану деревини за стиску – розтягу вздовж волокон, а також стани

деформування деревини за короткочасного, тривалого, повторного та постійного і епізодичного навантажень.

У третьому розділі представлені результати експериментально-теоретичних досліджень діаграм механічного стану цільної та клеєної деревини на різних циклах роботи за дії малоциклових навантажень. Висвітлені особливості роботи деревини за різних режимів повторних навантажень при повздовжньому стиску, суміжних волокон деревини поряд площини повздовжнього сколювання та суміжних волокон поряд площини клейових швів. Розроблені способи визначення малоциклового пристосування деревини та її витривалості в клейових та нагельних з'єднаннях. Наведено результати експериментальних досліджень роботи нагельних з'єднань з сухої та вологої деревини та деревини в отворах цих з'єднань за дії малоциклових навантажень.

Четвертий розділ присвячено експериментально-теоретичним дослідженням роботи елементів з деревини за прямого та косоного поперечного згину. Виконано дослідження основних деформативних характеристик деревини за повздовжнього стиску та поперечного згину, а також запропоновано нову методику визначення модуля пружності на зразках конструктивних розмірів. Встановлено закономірності визначення пошарового деформування цільної та клеєної деревини по висоті нормального перерізу згинального елемента за різних рівнів та режимів навантаження. Запропонована методика визначення нейтральної лінії поперечного перерізу та показано закономірності зміни її положення за дії одноразового та малоциклових навантажень. Встановлено критичні та граничні значення відносних деформацій за повздовжньої дії навантажень.

В п'ятому розділі запропоновані робочі гіпотези та передумови моделювання напружено-деформованого стану нормального перерізу елементів з цільної та клеєної деревини. Розроблено розрахунковий апарат визначення несучої здатності елементів з деревини та критерії її втрати. В розрахунках за нормальний розрахунковий поперечний переріз прийнято ділянку згинального елемента з деревини, де утворюється складка в стиснутій зоні в стадії роботи

перед руйнуванням, оскільки переріз зі складкою є найслабкішою ділянкою. В розрахунках використано апарат нескінченно малих величин, так як виконується умова нерозривності функції в околиці точки перерізу, а в механіці твердого тіла обумовлюється гіпотезою суцільності і однорідності матеріалу. Обґрунтовано можливість трансформування діаграм фізичного стану в діаграми механічного стану елементів з деревини, вперше запропоновано поняття стадій роботи конструкцій з деревини під навантаженням.

Шостий розділ присвячений встановленню напружено-деформованого стану нормальних перерізів елементів з цільної та клеєної деревини за прямого та косоного згину на різних стадіях роботи за дії короткочасних одноразових та мало циклових навантажень та виконано їх ґрунтовний аналіз.

В сьомому розділі викладено основні положення деформаційної методики розрахунку міцності нормальних розрахункових перерізів елементів з деревини за поперечного згину на основі деформаційної моделі. Розроблено математичний апарат розрахунку нормальних перерізів балок з цільної та клеєної деревини за дії одноразових та повторних навантажень при роботі в умовах прямого та косоного поперечного згину. Запропоновано методику прогнозування працездатності конструкцій з деревини за дії повторних навантажень.

Ключові слова: деревина, елементи з цільної та клеєної деревини, жорсткість, діаграми механічного стану, критичні деформації, стадії роботи, розрахунковий переріз, критерії руйнування, деформаційна методика, жорсткість, несуча здатність.

ABSTRACT

Gomon S. S. Stress-strain state and calculations according to the deformational method of wood elements under single and repeated loads - Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

The dissertation for the Doctor of Technical Sciences degree in specialty 192 - Construction and civil engineering (05.23.01 "Building structures, buildings and

structures"). National University of Water and Environmental Engineering. - Lviv Polytechnic National University, Lviv, 2020

The deformational method of calculation has been developed and a theoretically and experimentally substantiated theory of deformation of solid and glued wood elements under compression, tension, direct and oblique transverse bending at single and repeated loads has been proposed. The foundation of the deformational model is: the full diagram of the wood mechanical state “ σ - u ”, the estimated normal cross section of the wood element, installed four stages of the stress-strain state of the work of wood elements under load are established.

It is substantiated in the work that for a section with a fold, one can apply the known laws of the distribution of deformations along the height, both in the compressed and in the stretched zones, based on the laws of infinitesimal values under the condition of continuity of the function in the vicinity of the section point, which is determined by the hypothesis of material integrity and uniformity . A model of the calculated normal cross section of a wood element has been developed. For the first time, the existence of stages of the stress-strain state of wood elements with the formation of folds in the compressed zone is substantiated. An analytical apparatus is proposed for determining the stress-strain state of normal sections of wooden elements experiencing bending or eccentric compression based on complete diagrams of material deformation.

For the first time, a deformational method for determining the stress-strain state of normal cross sections of wooden elements experiencing transverse bending, as well as a deformational method for predicting the time of operational efficiency under the low-cycle loads influence, were developed.

In the framework of the deformational methodology for calculating elements made of solid or glued wood in the most intense estimated normal section, nonlinear deformation is taken into account by solving a closed system of equations of mechanics of a deformable solid. From a physical point of view, proposals on the selection of

criteria for the exhaustion of the bearing capacity of elements from wood based on the proved transformation of a physical state into a mechanical one are justified.

The introduction substantiates the relevance, purpose and objectives of research, the general characteristics and scientific novelty, the practical value of the work.

The first section provides an overview of the features of loading elements from wood, the stages of the theory of the development of deformation and resistance to force action of wood. A thorough analysis of the current state of experimental and theoretical research and existing methods for testing elements of wood is presented. On the basis of the inspection, the directions of scientific research and the ways of solving the tasks set in the thesis are indicated

The second section is devoted to experimental and theoretical studies of the diagrams of the mechanical state of wood under the action of a one-time short-term longitudinal compression, stretching, chipping, as well as in nailed and glued joints. The developed equipment and experimental research methods made it possible to obtain complete diagrams of longitudinal compression of wood. An analysis of the results of experimental studies and an analytical description of the mechanical state of solid and glued wood during a single short-term deformation along the fibers in the hard load application mode to complete failure is performed. The main characteristic sections and parameters of the mechanical state of wood under compression - tension along the fibers, as well as the state of deformation of the wood under short-term, long-term, repeated, constant and episodic loading are established.

The third section presents the results of experimental-theoretical studies of the mechanical state diagrams of solid and glued wood at various work cycles under the action of low-cycle loads. The features of the work of wood under various modes of repeated loads during longitudinal compression, of wood fibers adjacent to the plane of longitudinal cleaving and adjacent to the plane of adhesive joints are highlighted. Methods have been developed for determining the low-cycle adaptation of wood and its endurance in glued and nailed joints. The results of experimental studies of the

operation of nailed joints from dry and wet wood and wood in the holes of these compounds under the influence of low-cycle loads are presented.

The fourth section is devoted to experimental and theoretical studies of the operation of wood elements in direct and oblique transverse bending. A study of the basic deformative characteristics of wood under longitudinal compression and lateral bending was carried out, and a new method was proposed for determining the elastic modulus on samples of structural dimensions. The laws of determining the layer-by-layer deformation of solid and glued wood by the height of the normal section of the bending element at various levels and load conditions are established. A technique is proposed for determining the neutral cross-section line and patterns of change in its position under the action of single and low-cycle loads are shown. The critical and limiting values of the relative deformations under the longitudinal action of loads are established.

In the fifth section, working hypotheses and prerequisites for modeling the stress-strain state of the normal section of solid and glued wood elements are proposed. A design apparatus for determining the bearing capacity of wood elements and criteria for its loss have been developed. In the calculations, the normal calculated cross section is taken to be the portion of the bending element made of wood, where a fold is formed in the compressed zone at the stage of work before fracture, since the section with the fold is a weak section. In the calculations, the apparatus of infinitesimal quantities was used, since the condition of continuity of the function in the vicinity of the section point is fulfilled, and in solid mechanics it is determined by the hypothesis of continuity and homogeneity of the material. The possibility of transforming physical state diagrams into diagrams of the mechanical state of wood elements is substantiated, the concept of the stages of work of wood structures under load is proposed for the first time.

The sixth section is devoted to the determination of the stress-strain state of normal sections of solid and glued wood elements with direct and oblique bending at different stages of operation under the influence of short-term single and low-cycle loads. And their detailed analysis was performed.

The seventh section sets out the main provisions of the calculating method for the strength of normal design sections of wood elements in transverse bending based on the deformation model. A mathematical apparatus has been developed for calculating normal sections of solid and glued wood beams under the action of single and repeated loads when working in conditions of direct and oblique transverse bending. A technique for predicting the performance of wood structures under repeated loads is proposed.

Keywords: wood, elements from solid and glued wood, diagrams of mechanical condition, critical deformations, stages of work, calculated section, criteria of destruction, deformation technique, rigidity, bearing capacity.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Монографії:

1. Гомон С.С. Напружено-деформований стан і розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях: монографія. Рівне: Волинські обереги, 2019.–288с.
2. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Робота та розрахунок сталевих нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за повторних навантажень: монографія. Рівне : НУВГП, 2013. – 111с.

Статті у наукових періодичних виданнях іноземних держав та у наукових виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

3. Gomon S., Karavan V., Gomon P., Podhorecki A. Calculated cross-sectional model and stages of the stress-strain state of the wood element for transverse bending. AIP Conference Proceedings 2077, 020019 (2019). P. 1-6. <https://doi.org/10.1063/1.5091880>. (Автору належить загальна методологія та методика розрахунку).(SCOPUS).

4. Gomon S., Gomon S., Pavluk A., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Complete deflections of glued beams in the conditions of oblique bend for the effects of low cycle loads. AIP Conference Proceedings 2077, 020021 (2019). P.1-6. <https://doi.org/10.1063/1.5091882>. (Автору належить постановка задачі та методика досліджень). (SCOPUS).
5. Gomon S., Gomon S., Karavan V., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Investigation of solid and glued wood on the effect of variables of low-cycle repeated loads. AIP Conference Proceedings 2077, 020020 (2019). P. 1-6. <https://doi.org/10.1063/1.5091881>. (Автору належить постановка задачі та методика випробувань). (SCOPUS).
6. Gomon S., Pavluk A. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending. Підводні технології. Київ: КНУБА, 2017. № 07. С. 42-48. (Автору належить методика досліджень). (Index Copernicus).
7. Гомон С.С., Полищук Н.В. Способ определения упруго-пластических характеристик цельной и клееной древесины на образцах конструкционных размеров при сжатии. Natural and Technical Sciences. Budapest, 2018. VI(21) ISSUE 179. P. 17-20. (Автору належить загальна методологія та методика розрахунку). (Index Copernicus).
8. ГОМОН С.С., Сасовский Т.А. Работа изгибаемых элементов из клееной древесины при малоцикловых нагрузках. Вестник Белорусско-Российского университета. Могилев, 2016. №1 (50). С. 130-139. (Автору належить постановка задачі та методика досліджень).
9. Гомон С.С., Павлюк А.П. Работа балок из цельной и клееной древесины при косом изгибе. Вестник Белорусско-Российского университета.- Могилев, 2017- Вып.3(56) - С.111-121. (Автору належить методика досліджень).
10. Gomon S., Gomon S., Gomon P., Shkirenko S. The Basis of the Deformation Method for Calculating of Elements from Wood under Cross-Section Bending. International Journal of Engineering & Technology. 2018. Vol.7 (4.8). P. 109-114.

DOI: 10.14419/ijet.v7i4.8.27223 (Автору належить наукове обґрунтування та методика розрахунку).

Статті у наукових фахових виданнях України:

11. Babich E.M., , Gomon S.S. Calculation of bending elements of wood after the action of low-cycle repeated loads on the criterion of deformation destruction. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2019. Випуск 37. С. 106-117. (Автору належить методика розрахунку).

12. Гомон С.С., Глагов'як В.Ц., Мацьоха Л.Є., Стасюк І.О. Процес деформування нагельного з'єднання з деталей сухої та вологої деревини. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2000. Випуск 5. С. 152-157. (Автору належить методика досліджень).

13. Гомон С.С., Алексієвець В.І Несуча здатність нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за дії одноразових навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2009. Випуск 18. С. 163-168. (Автору належить методика розрахунку).

14. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Несуча здатність нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій. Галузеве машинобудування, будівництво. Збірник наукових праць. Полтава, ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка. 2009. Випуск 3 (25). Том 3. С.54-58. (Автору належить методика розрахунку).

15. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Робота модифікованої силором деревини поперек волокон за дії малоциклових навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2010. Випуск 20. С. 170-174. (Автору належить методика досліджень).

16. Гомон С.С. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2011. Випуск 21. С. 176-180.

17. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Особливості роботи болтових з'єднань за одноразових статичних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2011. Випуск 22. С. 260-265. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку).*
18. Гомон С.С., Сасовський Т.А., Яцук В.О. Визначення напружено-деформованого стану нормального перерізу за роботи деревини на поперечний згин з урахуванням повної діаграми деформування матеріалу. Проблеми розвитку міського середовища. Науково-технічний збірник. НАУ. Київ, 2012. Випуск 8. С. 56-62. *(Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку).*
19. Гомон С.С., Сасовський Т.А., Гомон С.С. Діаграма механічного стану деревини сосни за одноразового короткочасного деформування до повної втрати міцності матеріалу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2012. Випуск 23. С. 166-170. *(Автору належить загальна методологія та методика досліджень).*
20. Гомон С.С. Расчет элементов конструкций из древесины при работе на кривой изгиб с использованием полной диаграммы деформирования материала. Сборник научных трудов "Современные строительные конструкции из металла и древесины". Одесса, ОГАСА. №16. Часть 1. 2012. С. 64-70.
21. Гомон С.С., Гомон С.С., Сасовський Т.А. Діаграми механічного стану деревини сосни за повторного деформування до повної втрати міцності матеріалу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2012. Випуск 24. С. 106-112. *(Автору належить загальна методологія та методика досліджень).*
22. Гомон С.С. Критерій руйнування позацентрово стиснутих та згинальних елементів з деревини з урахуванням пружно пластичної роботи матеріалу з обмеженою деформативністю. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2013. Випуск 25. С. 248-253.

23. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Дослідження напруженого стану згинальних елементів із деревини з використанням повної діаграми деформування матеріалу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2013. Випуск 27. С. 62-67. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.
24. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Дослідження роботи згинальних елементів із клеєної деревини за дії повторних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2014. Випуск 28. С. 163-167. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.
25. Гомон С.С. Передумови до запобігання прогресуючому руйнуванню конструкцій з деревини при дії різних видів навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2014. Випуск 29. С. 108-116
26. Гомон С.С., Павлюк А.П., Ющук О.В. Дослідження роботи деревини на сколювання вздовж волокон за дії повторних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2015. Випуск 30. С. 116-121. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.
27. Гомон С.С., Павлюк А.П. Робота дерев'яних балок в умовах косоного згину. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2015. Випуск 31. С. 422-428. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку)*.
28. Гомон С.С., Павлюк А.П. Жорсткість балок з цільної деревини за косоного згину залежно від характеру обпирання і прикладання навантаження. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2016. Випуск 32. С. 143-149. *(Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку)*.
29. Гомон С.С., Павлюк А.П. Деформативність балок з цільної деревини в умовах косоного згину. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди.

Збірник наукових праць. Рівне, 2016. Випуск 33. С. 137-142. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.

30. Гомон С.С., Поліщук М.В. Експериментально-статистичні дослідження залежностей «січний модуль-рівень напружень» для цільної та клеєної деревини. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2018. Випуск 35. С. 60-67. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку)*.

31. Гомон С.С., Поліщук М.В. Експериментально-статистичні дослідження січного модуля пружності деревини залежно від тривалості її насичення водою. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2018. Випуск 36. С. 96-101. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку)*.

32. Гомон С.С., Павлюк А.П. Робота балок з клеєної деревини в умовах косоного згину. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво, №19. Львів, 2018.- С.84-89. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.

33. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Малоциклове пристосування з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов. №14, Часть 1. ОГАСА. Одесса, 2010. С. 74-79. *(Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку)*.

34. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Малоциклова витривалість деревини повторним навантаженням. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов. №15, Часть 3. ОГАСА. Одесса, 2011. С. 18-22. *(Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку)*.

35. Гомон С.С., Павлюк А.П., Поліщук М.В. Зміна положення нейтральної лінії балок з цільної деревини за косоного згину в залежності від характеру обпирання і прикладення навантаження. Містобудування та територіальне планування:

Науково-технічний збірник . К., КНУБА, 2016. Вип.61. С. 120-127. *(Автору належить постановка задачі та методика досліджень)*.

36. Гомон С.С, Алексієвець В.І. Дослідження роботи з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах за дії малоциклових навантажень. Вісник НУВГП: збірник наукових праць. Рівне, 2007. Вип. 4(40). С. 239 – 244. *(Автору належить постановка задачі, методологія та методика досліджень)*.

37. Бабич Є.М., Гомон С.С. Особливості розрахунку елементів з деревини при прямому поперечному згині за деформаційною методикою. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць. Луцьк, 2019. Випуск 12. С. 21-30.*(Автору належить методологія та методика досліджень)*.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

38. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Робота з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах за дії малоциклових навантажень. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов Международного симпозиума. Часть 1. ОГАСА. Одесса, 2008. С. 26-31. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.

39. Гомон С.С., Алексеевец В.И. Определение малоцикловой выносливости соединений древесины на гвоздях. Современные металлические и деревянные конструкции. Сборник научных трудов Международного симпозиума. Брест, 2009. С. 50-54. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку)*.

40. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Несуча здатність вологих з'єднань на цвяхах при малоциклових навантаженнях. Розвиток житлово-комунального комплексу міст. Збірник тез доповідей науково-практичної конференції. Одеса. ОДАБА, 2010. С. 131-133. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.

41. Гомон С.С., Алексеевец В.И., Шекиризянов В.Д. Работа болтовых соединений деревянных конструкций при действии статических и малоцикловых нагрузок. Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии. Материалы

международной научно-технической конференции. Могилев. ГУ ВПО Белорусско-Российский университет. Часть 2. 2012. С.79-80. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.

42. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Методика дослідження роботи дощатоклеєних балок за дії повторних навантажень. Перспективи розвитку будівельної галузі. Матеріали Всеукраїнської конференції молодих учених і студентів. Полтава. ПолтНТУ, 2013. С. 145-148.

43. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Дослідження міцності та деформативності деревини сосни за повторного деформування до досягнення повної втрати міцності матеріалу. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. - 2014. - Вип. 1. - С. 40-46. Електр.ресурс [http://nbuv.gov.ua/UJRN/stmbr_2014_1_8]. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.

44. Гомон С.С., Павлюк А.П. Изменение положения нейтральной линии балок из цельной древесины при косом изгибе. Образование, наука и производство в XXI веке : современные тенденции развития: Материалы юбилейной международной конференции – Могилев, 2016 - с.89-90. *(Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку)*.

45. Гомон С.С., Павлюк А.П. Жорсткість балок з цільної деревини в умовах прямого та косоного згину. Ресурсозберігаючі технології в проектуванні, землевпорядкуванні та будівництві. Всеукраїнська науково-практична інтернет-конференція з міжнародною участю. Матеріали конференції. Кременчук: КрНУ, 2017- с. 191-202. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.

46. Gomon S., Pavluk A. Installation of tension in the beams of glued wood for slanting bend different stages of work using the deformation model. Proceedings of the 1st Eastern Europe Conference on Timber Constructions. Kharkiv – “Madrid” Typography, 2018.- P.137-142. *(Автору належить методологія та методика досліджень)*.

47. Гомон С.С., Поліщук М.В. Влаштування комбінованого армування балок з клеєної деревини. Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура

села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат. Тези доповідей міжнародної науково-практичної конференції. Дубляни. ЛНАУ. 2019. С. 99-100. *(Автору належить методологія та методика досліджень)*.

У інших виданнях:

48. Гомон С.С., Сасовский Т.А. Робота згинальних елементів із клеєної деревини за дії мало циклових навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”, НУВГП. Випуск 29. Рівне, 2014. С.123-128. *(Автору належить методологія та методика досліджень)*.

49. Гомон С.С. Конструкції з дерева та пластмас. Навчальний посібник. Рівне: НУВГП, 2016. 219 с.

50. Гомон С.С., Павлюк А.П. Жорсткість балок з клеєної деревини в умовах косоного згину. Будівельні конструкції. Теорія і практика. Збірник наукових праць. К.: КНУБА . Випуск 1. 2017. – С. 69-74. *(Автору належить методологія та методика досліджень)*.

51. Гомон С.С., Павлюк А.П. Робота дощатоклеєних дерев’яних балок в умовах косоного згину при дії одноразових та повторних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2017. Випуск 34. С. 118-128. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.

52. Гомон С.С., Поліщук М.В. Клеєна дерев’яна балка: пат. 135229 Україна: МПК E04C 3/12 (2006.01). № u201900104; заяв. 03.01.2019; опубл. 25.06.2019, Бюл. №12. 4 с. *(Автору належить методологія та наукове обґрунтування)*.

53. Гомон С.С., Бабич Є.М., Павлюк А.П. Розрахунок несучої здатності дерев’яних балок за поперечного згину з використанням деформаційної моделі: Рекомендації. – Рівне: НУВГП, 2019.- 28с.

ЗМІСТ

УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ, СИМВОЛИ, ОДИНИЦІ ВИМІРЮВАНЬ,	
ТЕРМІНИ.....	25
ВСТУП.....	28
РОЗДІЛ 1	
СТАН РОЗВИТКУ ТЕОРІЇ РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ З ЦІЛЬНОЇ	
ТА КЛЕЄНОЇ ДЕРЕВИНИ	38
1.1. Структура та склад деревини.....	38
1.2. Особливості завантажень на елементи конструкцій	40
1.3. Фактори які впливають на опір деревини силовим діям.....	44
1.4. Розвиток теорії опору деревини за дії однорідних та	
неоднорідних зовнішніх навантажень.....	48
1.5. Моделювання механізму деформування стиснутої і розтягнутої.....	
деревини та моделі напружено-деформованого стану	55
1.6. Експериментальні діаграми механічного стану деревини	60
1.7. Аналітичний опис діаграм механічного стану деревини	65
1.8. Основні параметри діаграм деформування деревини.....	67
1.9. Деформативність конструкцій з деревини.....	68
1.10. Аналіз існуючих методів випробування елементів з деревини.....	70
1.11. Визначення модуля деформацій деревини	75
1.12. Характеристика малоциклових навантажень, які діють на конструкції ..	
з деревини	79
1.13. Основні положення розрахунку згинальних елементів та конструкцій ..	
з деревини на міцність відповідно до чинних норм (Єврокод 5,	
ДБН В.2.6-161:2017)	82
1.14. Висновки по аналізу літератури. Мета та задачі досліджень	85

РОЗДІЛ 2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДІАГРАМ ФІЗИЧНОГО СТАНУ ДЕРЕВИНИ ЗА СТИСКУ, РОЗТЯГУ, СКОЛЮВАННЮ ТА ЗГИНУ	88
2.1. Особливості методики випробування дослідних зразків.....	88
2.2. Конструкція устаткування і методика проведення випробувань за стиску вздовж волокон при центральному деформуванні за..... жорсткого режиму прикладення навантаження.....	89
2.3. Експериментальні дослідження діаграми « $\sigma_d - u_d$ » за стиску..... вздовж волокон при центральному деформуванні за жорсткого режиму прикладення навантаження	91
2.4. Експериментальні дослідження діаграми « $F_d - \Delta_d$ » стиску деревини..... в отворах нагельних з'єднань за дії одноразових статичних..... навантажень.....	93
2.5. Аналіз результатів експериментальних досліджень повних..... діаграм деформування деревини в отворах нагельних з'єднань.....	97
2.6. Аналіз результатів експериментальних досліджень повних..... діаграм деформування деревини за короткочасного розтягу вздовж..... волокон.....	99
2.7. Експериментальні дослідження деревини за короткочасного..... сколювання вздовж волокон.....	101
2.8. Експериментальні дослідження роботи клейових швів..... деревини за сколювання вздовж волокон.....	106
2.9. Аналітичний опис діаграм механічного стану деревини за..... одноразового короткочасного деформування вздовж волокон до повного .. руйнування	110
2.9.1. Аналітичний опис діаграм механічного стану деревини за..... одноразового короткочасного деформування стиску вздовж волокон..... до повного руйнування	110

2.9.2. Аналітичний опис діаграм механічного стану деревини за..... одноразового короткочасного деформування розтягу вздовж волокон..... до повного руйнування	112
2.10. Характерні ділянки та параметри діаграм механічного стану..... деревини за стиску-розтягу вздовж волокон.....	113
2.11. Стани деформування деревини.....	115
2.11.1. Деформування деревини за одноразового короткочасного..... навантаження	115
2.11.2. Деформування деревини за тривалого навантаження.....	117
2.11.3. Деформування деревини за повторного навантаження.....	118
2.11.4. Деформування деревини вздовж волокон за дії постійного та..... епізодичного навантаження.....	119
2.12. Висновки за результатами другого розділу.....	121
РОЗДІЛ 3	
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО–ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	
ДІАГРАМ МЕХАНІЧНОГО СТАНУ ДЕРЕВИНИ ЗА.....	
МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ.....	
3.1. Деформування деревини за малоциклових навантажень	123
3.1.1. Діаграма « $\sigma_d - u_d$ » цільної деревини за малоциклових	123
навантажень.....	123
3.1.2. Деформування клеєної деревини вздовж волокон за дії	129
малоциклових навантажень.....	129
3.1.3. Деформування суміжних волокон деревини поряд площини	132
повздовжнього сколювання за дії малоциклових навантажень	132
3.1.4. Деформування суміжних волокон деревини поряд площини	139
повздовжнього сколювання клейового шва за дії малоциклових	139
навантажень	139
3.2. Деформування нагельних з'єднань за дії малоциклових.....	143
навантажень.....	143

3.2.1. Деформування нагельних з'єднань з сухої деревини за дії	
малоциклових навантажень	143
3.2.2. Деформування нагельних з'єднань з вологої деревини за дії	
малоциклових навантажень	146
3.2.3. Експериментальні дослідження діаграми « $F - \Delta_d$ » стиску	
деревини в отворах нагельних з'єднань за дії малоциклових	
навантажень.....	149
3.3. Малоциклове пристосування деревини	150
3.3.1. Малоциклова витривалість деревини.....	150
3.3.2. Довговічність клейових з'єднань	153
3.3.3. Довговічність нагельних з'єднань	155
3.3.4. Малоциклове пристосування деревини та дерев'яних з'єднань	
повторним навантаженням	156
3.4. Аналітичний опис діаграми деформування деревини вздовж волокон ...	
за дії малоциклового навантаження до повного руйнування	160
3.5. Визначення несучої здатності нагельних з'єднань.....	165
3.6. Висновки до розділу.....	166
РОЗДІЛ 4	
ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО–ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ.....	
ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ ЗА ПРЯМОГО ТА КОСОГО.....	
ПОПЕРЕЧНОГО ЗГИНУ.....	
4.1. . Визначення модуля пружності для елементів з цільної та клеєної.....	
деревини.....	168
4.1.1. Дослідження основних деформативних характеристик цільної.....	
та клеєної деревини за дії статичних навантажень стиску.....	168
4.1.2. Дослідження основних деформативних характеристик цільної.....	
та клеєної деревини за дії статичних навантажень поперечного згину.....	171
4.1.3. Визначення модуля пружності деревини.....	175
4.2. Деформування деревини в нормальному поперечному перерізі	

елемента при поперечному згині за дії одноразового навантаження	176
4.2.1. Деформування деревини в нормальному поперечному перерізі	
згинальних елементів за одноразового прямого згину	176
4.2.2. Деформування нормальних перерізів згинальних елементів з цільної	
деревини за косоного згину	180
4.2.3. Деформування нормальних перерізів згинальних елементів з	
клеєної деревини за косоного згину	185
4.3. Деформування клеєної деревини нормального поперечного	
перерізу згинальних елементів за дії малоциклових навантажень	188
4.3.1. Деформування клеєної деревини нормального перерізу згинальних ..	
елементів при прямому згині за дії повторних навантажень	188
4.3.2. Деформування клеєної деревини нормального перерізу згинальних ..	
елементів при косому згині за дії повторних навантажень	191
4.4. Положення нейтральної лінії за прямого згину при дії одноразових	
та повторних навантажень	193
4.5. Положення нейтральної лінії нормального розрахункового перерізу	
при косому згині за дії одноразових та малоциклових навантажень	196
4.6. Критичні та граничні значення відносних деформацій деревини	197
4.7. Основні результати та висновки до розділу	204
РОЗДІЛ 5	
РОБОЧІ ГІПОТЕЗИ ТА ПЕРЕДУМОВИ МОДЕЛЮВАННЯ.....	
НАПРУЖЕНО–ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НОРМАЛЬНОГО	
ПЕРЕРІЗУ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ	206
5.1. Основні передумови розрахунку.....	206
5.2. Розрахункова модель поперечного перерізу елемента з цільної.....	
та клеєної деревини.....	207
5.3. Критерії руйнування елементів з деревини за роботи на згин та для будь-	
якого виду стиску різного поперечного перерізу.....	210
5.3.1. Критерії втрати несучої здатності.....	210

5.3.2. Критерії втрати стійкості.....	213
5.4. Трансформування діаграм фізичного стану деревини в діаграми механічного стану елементів з деревини	216
5.5 Характерні ділянки, параметри та розрахункові залежності.....	217
5.6. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів елементів з ... деревини на згин.....	220
5.7. Основні висновки до розділу.....	227

РОЗДІЛ 6

НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ

ЗА ПРЯМОГО ТА КОСОГО ПОПЕРЕЧНОГО ЗГИНУ	229
6.1. Розподіл напружень у балках з деревини за дії одноразових..... навантажень при поперечному згині	230
6.1.1. Розподіл напружень у балках з цільної деревини за дії..... одноразових навантажень.....	230
6.1.2. Розподіл напружень у балках з клеєної деревини за дії..... одноразових навантажень.....	233
6.2. Нормальні напруження у балках з деревини за дії одноразових навантажень при косому згині.....	236
6.2.1. Нормальні напруження у балках з суцільної деревини за дії одноразових навантажень при косому згині.....	238
6.2.2. Нормальні напруження у балках з клеєної деревини при косому згині за дії одноразових навантажень	245
6.3. Вплив повторних навантажень на напружений стан за роботи на прямий поперечний згин	249
6.4. Вплив повторних навантажень на розподіл напружень в елементі за роботи на косий поперечний згин	256
6.5. Основні результати та висновки по розділу.....	268

РОЗДІЛ 7

УДОСКОНАЛЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МЕТОДИКИ

РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ	
ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ	270
7.1. Розрахунок нормальних перерізів балок з деревини за дії одноразових... поперечних навантажень на основі деформаційної моделі.....	270
7.1.1. Розрахунок нормальних перерізів балок з деревини за дії одноразових навантажень при роботі на прямий поперечний згин	270
7.1.2. Розрахунок нормальних перерізів балок з деревини за дії одноразових навантажень на косий поперечний згин	279
7.2. Розрахунок нормальних перерізів елементів з деревини за повторного... згину на основі деформаційної моделі	285
7.2.1. Розрахунок нормальних перерізів балок з деревини за дії повторного... поперечного прямого згину.....	285
7.2.2. Розрахунок нормальних перерізів балок з деревини за дії повторного... поперечного косого згину.....	291
7.3. Прогнозування часу працездатності конструкцій за дії повторних	
навантажень	301
7.4. Висновки до розділу	305
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	306
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	312
Додаток А. Впровадження результатів досліджень	339
Додаток Б. Список опублікованих праць за темою дисертації	345
Додаток В. Відомості про апробацію результатів дисертації	354
Додаток Г. Обсяг експериментальних досліджень	357
Додаток Д. Рекомендації щодо розрахунку несучої здатності балок з	
деревини за поперечного згину з використанням деформаційної моделі	361
Додаток Е. Блок схема розрахунку дерев'яних балок в умовах косого	
згину з використанням деформаційної моделі	376
Додаток Є – Значення руйнівних навантажень за дії одноразового	
навантаження при повздовжньому сколюванні.....	378
Додаток Ж. Зведена таблиці випробувань дощатоклеєних балок	379

УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ, СИМВОЛИ, ОДИНИЦІ ВИМІРЮВАНЬ, ТЕРМІНИ

A_c – площа стиснутої зони поперечного перерізу, м²

A_d – площа поперечного перерізу, м²

A_n – площа поперечного перерізу нетто, м²

A_v – площа сколювання вздовж волокон, м²

E' – січний модуль пружності, МПа

E_0 – початковий модуль пружності деревини вздовж волокон, МПа

$E_{0,05}$ – 5% квантіль модуля пружності, МПа

E_{mean} – середнє значення модуля пружності, МПа

F – сила, кН

F_c – сила стиску, кН

F_t – сила розтягу, кН

F_{n_s} – верхній рівень прикладення малоциклового навантаження, кН

F_{n_n} – нижній рівень прикладення малоциклового навантаження, кН

M – розрахунковий момент, кН•м

M_{max} – максимальний розрахунковий момент, кН

N – осьова сила, кН

b – ширина поперечного перерізу, м

d – діаметр нагеля (болта), м

Δ – деформації зсуву з'єднання, мм

Δ_b – деформації нагеля в з'єднанні, мм

Δ_d – деформації зминання деревини в отворах, мм

h – висота поперечного перерізу, м

$f_{c,0,d}$ – розрахункове значення міцності деревини за стиску вздовж волокон, МПа

$f_{t,0,d}$ – розрахункове значення міцності деревини за розтягу вздовж волокон, МПа

$f_{m,d}$ – розрахунковий опір деревини згину, МПа

t_1 – товщина крайнього елемента, м

t_2 – товщина середнього елемента, м

σ – нормальні напруження, МПа

$\sigma_{c,d}$ – нормальні напруження стиску вздовж волокон, МПа

$\sigma_{c,d,np}$ – напруження стиску рівне умовній межі пропорційності, МПа

$\sigma_{t,d}$ – нормальні напруження за центрального розтягу вздовж волокон, МПа

τ_d – тимчасова міцність деревини на сколювання вздовж волокон, МПа

$u_{c,d}$ – відносні повздовжні деформації деревини за центрального стиску вздовж волокон, мм/мм

$u_{c,el,d}$ – відносні повздовжні пружні деформації деревини за центрального стиску вздовж волокон, мм/мм

$u_{c,fin,d}$ – розрахункове значення відносних критичних деформацій стиску в поперечному перерізі, мм/мм

$u_{c,fin,d,u}$ – граничні значення відносних деформацій деревини стиску вздовж волокон, мм/мм

$u_{c,pl,d}$ – відносні повздовжні пластичні деформації деревини за центрального стиску вздовж волокон, мм/мм

$u_{t,d}$ – відносні повздовжні деформації деревини за центрального розтягу вздовж волокон, мм/мм

$u_{t,fin,d,u}$ – розрахункове значення граничних відносних деформацій деревини розтягу вздовж волокон в перерізі, мм/мм

n_{suc} – кількість повторних навантажень, шт

γ_{suc} – коефіцієнти умов роботи симетричних нагельних з'єднань

η – рівень величини навантажень

w – прогин, м

Діаграма деформування стиснутої деревини вздовж волокон – діаграма, що відображає залежність між напруженнями та відносними деформаціями матеріалу, одержана експериментальними випробуваннями на стандартних зразках з унормованими геометричними характеристиками при стандартному режимі прикладення навантажень.

Режим дії навантаження – закон зміни навантаження у часі.

Нормальний переріз елемента з деревини – переріз нормальний до його повздовжньої осі.

Напружено-деформований стан – стан нормального перерізу, обумовлених дією зовнішніх зусиль, який характеризується розподілом та величиною напружень і деформацій в розрахунковому перерізі.

Розрахункове напруження – напруження яке було отримане в результаті розрахунку елемента чи з'єднання за діючими нормами і яке діє в напрямку однієї з головних геометричних осей елемента чи з'єднання.

Критичні повздовжні деформації стиснутої деревини – значення відносних деформацій стиснутої деревини, що відповідають максимальним напруженням в ньому за реальною діаграмою деформування.

Граничні повздовжні деформації стиснутої деревини – максимальні значення відносних деформацій стиснутої зони елементів з деревини на момент втрати їх несучої здатності.

Граничні повздовжні деформації розтягнутої деревини – максимальні значення відносних деформацій розтягнутої зони елементів з деревини на момент втрати їх несучої здатності.

ВСТУП

Використання екологічно-чистої деревини в будівництві уже багато століть є перспективним, оскільки вона є міцним, безпечним, естетичним будівельним матеріалом. І тільки деревина є єдиним матеріалом, який відновлює природа. Винахід же клеєної деревини, шпоно-клеєної деревини дає можливість її використання у всіх напрямках будівництва, бо вона не тільки зберігає найкращі властивості цільної деревини, але й покращує їх та усуває обмеженість сортаменту.

Для визначення механічних властивостей матеріалу необхідно ідеалізувати матеріал і створювати моделі, в яких відкидаються несуттєві ознаки. За класифікацією твердих тіл можна виділити три ідеалізовані речовини (в будівництві – матеріали) за механічними характеристиками та реакцією на вплив навантажень: а) пружні; б) пластичні; г) в'язкі.

Як правило, конструкційні матеріали мають сукупність декількох видів деформацій, наприклад, пружно-пластичні. Крім того, деревина має декілька орієнтованих площин, за якими механічні властивості суттєво відрізняються між собою.

В зв'язку з тим, що деревина має сукупність декількох видів деформацій та виражену анізотропію, то дослідження реакції матеріалу на прикладення до нього зусиль сильно ускладнюється, як і математичний опис цього процесу.

Дослідження достовірного силового деформування деревини дає можливість об'єктивно враховувати властивості матеріалу при оцінюванні роботи під навантаженням конструктивних елементів з деревини, вплив виявлених факторів при проектуванні та встановлення критеріїв руйнування.

Методи розрахунку напружено-деформованого стану постійно удосконалюються. Однак, методики розрахунку цільних та дощатоклеєних балок, які рекомендовані чинними нормами проектування, не дають можливості достатньо враховувати численні фактори, що впливають на характер напружено-

деформованого стану, обумовлюючи в багатьох випадках перевитрату матеріалу, а інколи недостатню надійність конструкції.

Актуальність теми. Розширення області застосування деревини в конструкціях будівель і споруд різного типу та призначення сприяють очевидні переваги – невелика густина, достатньо високі міцносні характеристики, простота обробки і утилізації, корозійна стійкість, естетичність та постійне відновлення запасів в природі.

Найчастіше деревина в будівництві використовується в конструкціях балок, які в будівлях виконують роль основних несучих конструкцій покриття чи перекриття, ребер жорсткості в панелях покриття і стінових панелях та прогонах різного виду покриття.

Наразі проектування дерев'яних конструкцій здійснюється за ДБН В.2.6-161:2017, в якому деревина розглядається як пружний матеріал, але допускається використання нелінійних залежностей між деформаціями і напруженнями, які на даний час практично не досліджені.

Наведені в нормах (ДБН В.2.6-161:2017) розрахункові залежності в певній мірі успішно виконують своє завдання по забезпеченню міцності та жорсткості окремих елементів конструкцій з деревини, але не дають можливості встановлювати напружено-деформований стан на всіх стадіях її завантаження.

Тому, не випадково, останнім часом все частіше і гостріше постає питання про нову системну постановку та єдиного способу вирішення задач теорії розрахунків конструкцій з деревини, який би враховував нелінійність і нерівномірність деформування матеріалу та з'єднань елементів. Необхідна теорія, яка б базувалася на гіпотезах, що узагальнюють дані експериментальних досліджень та фундаментальних законів теорії опору матеріалів, пов'язаних з особливостями фізичної моделі об'єкта досліджень, тобто деревини.

Побудова такої теорії розрахунку в майбутньому мала б велике значення для будівельної практики та науки. Вже на цей час є розв'язки деяких задач в цьому

напрямку за центрального та позацентрального стиску частково вирішені Пятикрестовським К.П. та Вареником К.А.

Розв'язок задач з використанням деформаційно-силової моделі на сьогодні зіштовхуються з великими труднощами, пов'язаними з визначенням параметрів нелінійності діаграм стану суцільної чи клеєної деревини. Наразі немає залежності, яка б в достатній мірі описувала б діаграму повздовжнього деформування суцільної деревини за короткочасної дії навантаження, а дослідження діаграм повздовжнього деформування клеєної деревини взагалі не проводилося. В зв'язку з цим задача розробки методики розрахунку елементів з деревини з урахуванням дійсних діаграм є актуальною.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Виконана робота є одним із етапів досліджень, які виконуються на кафедрі інженерних конструкцій, а з 2013 року промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування за проблемою «Дослідження напружено-деформованого стану будівельних конструкцій, удосконалення методики їх розрахунку та розробка пропозицій до нормативних документів» (номер державної реєстрації 0117U002816), «Дослідження роботи та удосконалення методів розрахунків будівельних конструкцій при різних режимах зовнішніх впливів» (номер державної реєстрації 0107U004181) та за темою «Розробити нові та удосконалити існуючі методики розрахунку будівельних конструкцій, включаючи підсилені, при дії одноразових та повторних навантажень» (державний реєстраційний номер 0112U001122).

Мета роботи: встановити повні діаграми механічного стану деревини при одноразовому та повторному стисканні, виявити можливі характерні стадії роботи згинальних елементів від початку навантаження до руйнування, сформулювати критерії досягнення згинальними елементами граничних станів та на їх основі розробити деформаційну методику розрахунку згинальних елементів

з цільної та клеєної деревини при одноразових та повторних навантаженнях.

Задачі дослідження. Для досягнення мети поставлені такі задачі:

- за літературними джерелами виконати аналіз експериментально-теоретичних досліджень та апроксимуючих функцій діаграм деформування деревини, встановити їх позитивні сторони та недоліки;
- розробити методику експериментальних досліджень повної діаграми деформування деревини вздовж волокон за короткочасного стиску та розтягу і побудови повної діаграми механічного стану матеріалу від початку завантаження і до руйнування;
- обґрунтувати та запропонувати апроксимуючі функції експериментальних діаграм деформування, які б досить достовірно врахували вплив різних факторів;
- провести експериментально-теоретичні дослідження роботи деревини та з'єднань із елементами з деревини за дії малоциклових навантажень різної інтенсивності;
- удосконалити методику визначення модуля пружності цільної та клеєної деревини;
- визначити та охарактеризувати характерні стадії напружено-деформованого стану нормального розрахункового поперечного перерізу роботи деревини під навантаженням;
- обґрунтувати допущення та гіпотези і розробити модель розрахункового нормального поперечного перерізу елемента з деревини та сформулювати критерії досягнення елементами граничного стану;
- розробити методику визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів в елементах з деревини за поперечного згину;
- розробити основи деформаційної моделі опору нормальних розрахункових перерізів елементів конструкцій з деревини;
- розробити практичні методи розрахунків конструкцій з деревини на основі деформаційної методики та рекомендації з проектування конструкцій з цільної та клеєної деревини.

Об’єкт дослідження - проектування конструкцій з цільної та клеєної деревини з використанням деформаційної методики.

Предмет дослідження – діаграми механічного стану деревини при навантаженнях, стадії роботи елементів деревини при навантаженні, критерії руйнування, деформаційна методика розрахунку елементів з цільної та клеєної деревини при одноразових та повторних навантаженнях.

Методи дослідження. Вивчення та аналіз експериментально-теоретичних досліджень, що приведені в доступних літературних джерелах; наукове обґрунтування та формулювання завдань теоретичних та експериментальних досліджень, експериментальні натурні дослідження на зразках елементів з цільної та клеєної деревини в лабораторних умовах, а також обробка та аналіз отриманих результатів; фізичне та математичне моделювання основних фізико-механічних властивостей деревини, параметрів напружено-деформованого стану елементів конструкцій з деревини; формулювання основних висновків і розробка рекомендацій щодо впровадження результатів досліджень у практику; загальні методи емпіричного та теоретичного дослідження – абстрагування, аналіз, синтез, дедукція.

Наукова новизна отриманих результатів. Новизна одержаних результатів полягає в наступному:

вперше:

- науково обґрунтовано верифікацію допущень та гіпотез на розроблену модель розрахункового нормального поперечного перерізу зі складкою в стиснутій зоні елемента з деревини та обґрунтовані передумови та встановлено стадії напружено-деформованого стану елементів з деревини з врахуванням утворення складки в стиснутій зоні;
- отримані нові уявлення про роботу цільної та клеєної деревини та з’єднань елементів з деревини за дії малоциклових навантажень різної інтенсивності;

- запропонована нова методологія та методика експериментально-графічного способу визначення січного модуля деформування деревини та початкового модуля пружності на зразках конструкційних розмірів;
- розроблено аналітичний апарат для визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів дерев'яних елементів, що зазнають згину на основі повних діаграм деформування матеріалу, а також запропонована деформаційна методика розрахунку несучої здатності нормальних перерізів дерев'яних елементів за дії одноразових та малоциклових навантажень;

удосконалено:

- методику експериментальних досліджень повних діаграм деформування деревини та запропоновано аналітичні залежності для визначення параметрів встановлених діаграм механічного стану за різних режимів завантажень;
- деформаційну методику прогнозування часу працездатності конструкцій після дії малоциклових навантажень.

Достовірність отриманих наукових результатів забезпечується:

- результатами експериментальних досліджень, які виконані на сучасному рівні, та їх дублюванням з використанням сучасної вимірювальної апаратури та повірених приладів з високим класом точності;
- використанням для обробки результатів експериментів та отримання аналітичних залежностей апарату математичної статистики;
- задовільною збіжністю отриманих експериментальних досліджень з теоретичними результатами та з результатами інших авторів;
- використанням апробованих положень теорії твердого тіла.

Практичне значення одержаних результатів роботи. Для практичного використання розроблені рекомендації “Розрахунок несучої здатності дерев'яних балок за поперечного згину з використанням деформаційної моделі”, які можуть використовуватися при проектуванні дерев'яних конструкцій проектними та будівельними організаціями.

Матеріали дисертації направлені в Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій для використання при внесенні змін до національних нормативних документів України: ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення» та ДСТУ Б В.2.6-151:2010 «Конструкції будинків і споруд. Конструкції дерев'яні клеєні. Загальні технічні умови.». Прийняття матеріалів для розгляду та використання підтвержені довідкою інституту.

В Національному університеті водного господарства та природокористування розроблені конструкції мобільних комбінованих сховищ, основою яких є покриття у вигляді призматичних тришарових залізобетонних складок з діафрагмами з деревини, які розраховані з використанням розробленої деформаційної методики. Запропоновані конструкції малогабаритних сховищ, які допускають свою передислокацію, можуть використовуватися для обладнання вогневих точок, командних та спостережних пунктів, бліндажів тощо, що підтверджено довідкою ДП Міністерства оборони України «Центральний проектний інститут».

Окремі положення дисертаційної роботи застосовані проектними організаціями:

- товариством з обмеженою відповідальністю «Орбіта будпроект» при проектуванні наступних об'єктів: “Фізкультурно-оздоровчого басейну на базі Костопільської ДЮСШ за адресою: провулок Артилерійський, 5а, м. Костопіль, Рівненська область” при розрахунку основних несучих конструкцій (дерев'яних рам) та проектуванні клеєних та нагельних з'єднань косозігнутих дерев'яних елементів прогонної системи покрівлі басейну з врахуванням малоциклового пристосування; “Реконструкції приміщень в м. Рівне по вул.16 Липня, 87» при визначенні несучої здатності дерев'яних балок перекриття з врахуванням дії малоциклових повторних навантажень.

- приватним підприємством «Творчо-виробничою фірмою ТРІАДА» при проектуванні основних несучих дерев'яних конструкцій наступних об'єктів:

“Будівництво комплексу приймання, первинної обробки та зберігання зернових в с. Малий Шпаків, Рівненського району, Рівненської області” та “Будівництво цеху по виготовленню розсипних кормів в с. Немовичі, Сарненського району, Рівненської області”.

Теоретичні положення дисертації використані в навчальному посібнику “Конструкції з дерева та пластмас” для студентів закладів вищої освіти, а також використані в робочих програмах навчальних дисциплін «Конструкції з деревини і пластмас», «Прогресивні методи дослідження, проектування і застосування конструкцій з деревини і пластмас» Національного університету водного господарства та природокористування.

Особистий внесок здобувача:

- розроблена та виконана багаторічна програма експериментальних досліджень діаграм “ $\sigma - u$ ” суцільної та клеєної деревини, а також механічного стану поведінки згинальних елементів з суцільної та клеєної деревини за дії поперечних навантажень;
- розроблені методики і устаткування для експериментального дослідження деревини для отримання повних діаграм “ $\sigma - u$ ” та вивчення роботи згинальних елементів з суцільної та клеєної деревини за дії поперечних навантажень;
- вперше встановлено чотири стадії напружено-деформованого стану згинальних елементів з деревини ;
- удосконалено методи дослідження властивостей суцільної та клеєної деревини за повздовжнього та поперечного стиску, а також повздовжнього сколювання та згину;
- вперше розроблено деформаційну методику розрахунку згинальних елементів з суцільної та клеєної деревини за дії поперечних навантажень залежно від реальних фізико-механічних властивостей матеріалу.

Апробація результатів дисертаційної роботи. Основні положення і результати дисертаційної роботи доповідалися на наукових конференціях

професорсько-викладацького складу, аспірантів та студентів Національного університету водного господарства та природокористування (2000-2019р.р.); міжнародних симпозиумах “Современные строительные конструкции из металла и древесины”, м.Одеса (2008, 2010, 2011р.р.); міжнародному симпозиумі “Современные металлические и деревянные конструкции”, м. Брест, Республіка Білорусь; міжнародних науково-практичних конференціях «Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности», м. Могильов, Республіка Білорусь (2009, 2012 р.р.); «Образование, наука и производство в XXI веке: современные тенденции развития» м. Могильов, Республіка Білорусь, 2016 р.); «Проблеми розвитку міського середовища», Київ, 2012 р.; «Перспективи розвитку будівельної галузі», Полтава, 2013 р.; науково-практичній конференції «Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції», м. Київ, 2016 р.; науково-практичних конференціях «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди», м. Рівне (2003, 2005, 2007, 2009, 2011, 2014, 2019 р.р.), третій міжнародній науково-практичній конференції «Підводні технології 2017», м. Київ, 2017 р.; міжнародній науково-технічній конференції «Ефективні технології і конструкції у будівництві та архітектурі села», м. Дубляни, 2018 р.; міжнародній конференції «Eastern Europe Conference of Timber Constructions», м. Харків, 2018 р.; міжнародній конференції «Science without boundaries development in 21st century – 2018», Будапешт, Угорщина, 2018р.; десятій міжнародній науковій конференції «Scientific Session on Applied Mechanics X», Bydgoszcz, Польща, 2018р.; міжнародній конференції “ Society for cultural and scientific progress in Eastern Europe”, Будапешт, Угорщина, 2020 р. та ін.

Публікації. Основні положення і результати дисертації викладені у 53 опублікованих працях, в тому числі в двох монографіях, 8 наукових періодичних виданнях інших держав та у виданнях України, які включено до міжнародних наукометричних баз даних (Scopus, Index Copernicus) та 27 наукових публікаціях у фахових виданнях.

Дана дисертаційна робота виконана за ініціативою автора. З тематики напрямку, що був сформульований автором, захищені кандидатські дисертації аспірантами Алексієвцем В.І., Сасовським Т.А., Павлюком А.П., які виконані під керівництвом та безпосередній участі автора.

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається із вступу, семи розділів, загальних висновків, списку використаних літературних джерел (266 найменувань) і 8-ми додатків. Робота представлена на 383 сторінках, з яких 311 сторінок основного тексту, 28 сторінок списку літератури та 44 сторінки додатків. Основна частина роботи містить 148 рисунків та 11 таблиць.

РОЗДІЛ 1

СТАН РОЗВИТКУ ТЕОРІЇ РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ З СУЦІЛЬНОЇ ТА КЛЕСНОЇ ДЕРЕВИНИ

1.1. Структура та склад деревини

Деревина - це матеріал органічного походження, що містить в своєму складі декілька хімічних елементів, з яких складається мікро та макроструктура. Особливістю деревини в тому, що вона складається з великої кількості клітин волокнистої будови, які орієнтовані уздовж стовбура дерева. Для вивчення будови деревини розрізняють три головних розрізи стовбура (див. рис.1.1).

Розріз 1 - тангенціальний, проходить паралельно серцевині стовбура і віддалений від неї на деяку відстань. Розріз 2 проходить перпендикулярно серцевині стовбура і його називають торцевим. Він перпендикулярний річним кільцям і волокнам. Розріз 3, що проходить через серцевину стовбура, називають радіальним.

Розміщення напрямку волокон в порівнянні з напрямком дії зовнішнього навантаження впливає на міцнісні характеристики матеріалу. Найбільшу міцність деревина проявляє за роботи на стиск та розтяг в повздовжньому напрямку в порівнянні з роботою в радіальному та тангенціальному напрямках (рис. 1.1). Хімічні з'єднання визначають клітинну структуру деревини. Деревина має велику пористість за рахунок того, що в об'ємі є порожнини в клітинах та в міжклітинних проміжках.

В деревині клітини мають різне функціональне значення. Частина з них виконують властивості опорних (механічних), тобто визначають технологічні функції при сприйнятті зовнішніх навантажень, а інша частина – функції провідних для переміщення води з розчиненими в ній мінеральними речовинами [27, 55, 143, 177, 208]. Шари, що виконують функцію опорних, у вигляді

мікрофібрил орієнтованих, в основному, паралельно одна одній і створюють високу міцність деревини вздовж волокон на розтяг.

На поперечному перерізі стовбура видно концентричні шари, що розташовуються навколо серцевини. Це річні кільця – кільця приросту деревини за рік.

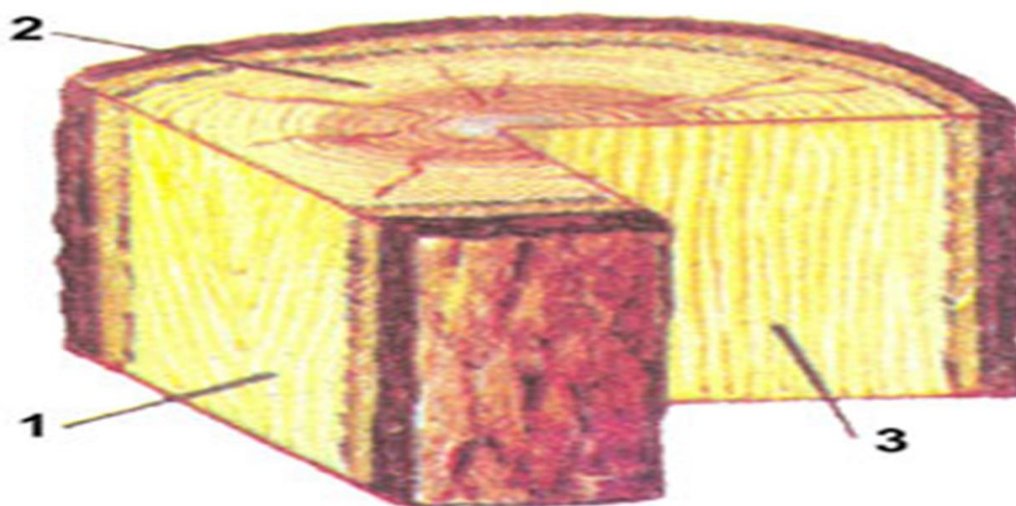


Рис.1.1– Головні розрізи стовбура дерева: 1 – тангенціальний розріз ; 2 – поперечний розріз; 3 – радіальний розріз

Для сприйняття навантажень найбільше значення мають полімерні целюлозні волокна. Об'єднані мікроелементи визначають макроструктуру деревини.

Деревина виходячи з особливостей її макробудови є композитним матеріалом. Наявність річних шарів, що складаються з двох частин – ранньої та пізньої деревини, які утворюються в різні пори року мають різні механічні характеристики і таким чином ускладнюють цей, на перший погляд, простий композитний матеріал.

Поперечний переріз ствола дерева складається з кори, тонкого шару камбія, заболоні (у листвяних порід), ядра (у дуба, сосни, кедра, тополі, каштана іт.д.) і серцевини. Серцевина в стовбурі дерева є найменш міцною та рихлою частиною і

практично малоприсадна для виготовлення будівельних несучих конструкцій та їх елементів.

Деревина в стволі дерева на протязі всього періоду росту знаходиться в досить напруженому стані зі знакозмінним сприйняттям зовнішніх навантажень. Це навантаження від власної ваги, ваги крони, дії вітру та напружень, що виникають за росту дерева, тобто поділу клітин в камбієвому кільці. При поділі клітин вони відкладаються всередину стовбура.

Основна деревина в стовбурі дерева складається з двох частин – внутрішньої, більш темної, яку називають ядром та зовнішньої, що називають заболонню. Також в поперечному розрізі ствола видно кору, що виконує функції захисту та камбій, який відповідає за ріст дерева. На повздовжньому розрізі стовбура видно направлену волокнисту структуру деревини яка йде вздовж всього ствола.

1.2. Особливості навантажень на елементи конструкцій

За різного роду роботи елементів з деревини утворюються умови складного завантаження – поперечного прямого та косоого згину, позацентрового стиску, косоого позацентрового стиску. Виникають такі завантаження внаслідок неоднорідності густини деревини, через дії малоімовірних навантажень, викликаних виникненням аварійних ситуацій з утворенням дефектів чи внаслідок пошкодження сусідніх елементів конструкцій за проходження техногенних аварій або землетрусів, неточностей при проектуванні. Елементи конструкцій за таких умов завантаження працюють в складному напружено-деформованому стані. І важливу роль у створенні складного завантаження грає кут φ нахилу площини дії зовнішнього навантаження при згинанні або значення ексцентриситетів e_y та e_z чи зміна їх значень за дії повздовжньої сили при стиску та зростанні вигину. При проектуванні не врахування зміни цих параметрів призводить до перевитрат матеріалу, спотворення дійсного уявлення про напружено-деформований стан роботи елемента, а то й до аварійних ситуацій.

За впливу складних навантажень працюють практично всі згинальні елементи та елементи, які працюють на стиск. Тому що, завантаження виникає не тільки від силового навантаження і деформування, а також від нерівномірного розподілення температурних деформацій та деформацій від зволоження та висихання, технологічних неточностей при виготовленні, монтажу, механічних пошкоджень, тощо. Різноманітність причин, що призводить до виникнення складних видів завантажень на практиці проєктувальники спрощують до простіших схем завантаження – плоского та косоного згину, плоского позацентрового стиску. Підхід до спрощення схем завантаження обумовлений багатьма причинами: відсутність простої методики врахування небезпечних варіацій температурних явищ та впливів вологи; відсутність методики, що однозначно встановлювала б небезпечні варіації розрахункового складного завантаження; відсутність простих та досконалих методів розрахунку конструкцій з цільної та клеєної деревини на складні види навантажень з урахуванням не лінійності деформування матеріалу.

В сучасних умовах розрахунок поперечного перерізу дерев'яних елементів з цільної та клеєної деревини, які працюють на стиск, розтяг, згин, проводять за досить спрощеною методикою [91, 197, 231, 35], яка базується на теоретичних твердженнях запропонованих в 50-х роках ХХ століття [88], виходячи з кусково-лінійної залежності між напруженнями та деформаціями ($\sigma - u$).

Безпосередньо дослідженням і розробкою методів розрахунків конструкцій з деревини, оцінкою їх несучої здатності і вдосконаленням конструктивних рішень присвячена велика кількість робіт закордонних та вітчизняних вчених [11, 15, 22, 92, 100, 104, 105, 114, 119, 117, 118, 120, 132, 145, 154, 174, 176, 186, 202, 212, 231, 232, 240, 245, 246]. Як вже зазначалося, йдеться про несучу здатність конструкцій з цільної та клеєної деревини, що працюють на різні види навантажень та за різних видів напружень. Тому вирішення питання про несучу здатність потребує знань і про напружено-деформований стан розрахункових перерізів на всіх стадіях навантаження, і про наявність чітких критеріїв щодо

вичерпання несучої здатності елементів конструкцій, самих конструкцій та споруд в цілому.

На початку 30-х років 20-го століття значні темпи будівництва потребували створення нових, більш досконалих і економічних конструкцій з деревини. В зв'язку з цим, посилено проводились наукові дослідження з вивчення фізико-механічних та хімічних властивостей деревини, фанери, а також несучої здатності і деформативності різних елементів дерев'яних конструкцій. Поряд з цим продовжувались роботи з уточнення методів розрахунку.

Одні з перших робіт, автори яких почали піднімати питання складного завантаження, з'явилися в кінці XIX на початку XX століття [173, 225]. Питання виникнення складного напруженого стану елементів з деревини піднімали ще Буффон (Buffon) в 1749р., Тейтмайєр в 1884р., Баушингер (Baushinger) в 1887р., Янка (Janke) 1897-1909р. та багато інших дослідників.

Перша світова війна, яка викликала не достаток заліза на світовому ринку, особливо в країнах, що воювали, послужили причиною щодо повернення вчених до вивчення та використання найдревнішого матеріалу – деревини та проектування значущих будівель та інженерних споруд. В цей час споруджуються будівлі з перекриттям залів в 78 м в Дрездені і в 76 м в Дортмунді та висотні башти, силоси, мости. Широке використання дерева почалося в СРСР при будівництві гідротехнічних споруд Біломор-Балтійського водного шляху та каналу між річками Волга та Москва.

Великим технічним успіхом стало використання елементів з деревини за умов складного завантаження – косоного згину, позацентрового стиску, косоного позацентрового стиску в складних інженерних спорудах .

Перші суттєві дослідження роботи елементів з дерева за складних навантажень були проведені Бауманом і Лангом в Штудгарській лабораторії [225].

Минуло більше 80 років від того часу, коли була розроблена і почала впроваджуватися теорія граничної рівноваги [35, 36]. Ця теорія виявилась

стрижнем, навколо якого стала створюватись сучасна теорія розрахунку будівельних конструкцій. На основі теорії граничної рівноваги розроблені методи розрахунків конструкцій за граничними станами. Спираючись на теорію рівноваги, на основі подальших теоретичних та експериментальних досліджень був розроблений і метод розрахунку конструкцій з деревини. В розробку цього методу суттєвий вклад внесли низка видатних вітчизняних науковців [11, 129, 140].

Значних здобутків в дослідженні несучої здатності дерев'яних балок з врахуванням складного напружено-деформованого стану досягли наступні відомі науковці, результати яких висвітлені в їх працях: Б.Г. Демчини [93], В.З. Кліменка [130, 132], А.Я. Найчука [156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163], Р.Б. Орловича [165, 166, 167, 168, 169], Є.М. Сєрова [190, 191, 192], В.В. Фурсова [208, 209, 210, 212], В.В. Стоянова [260] та інші. В даних працях були розглянуті дерев'яні елементи у вигляді балок з цільної та клеєної деревини як без пошкоджень, так з пошкодженнями у вигляді тріщин. Разом з тим в працях Е.І. Светозарової і Є.М. Сєрова [188, 190] було вказано на те, що діюча методика розрахунку елементів з клеєної деревини приведена в чинних нормах, не зовсім коректна. Оскільки при визначені несучої здатності не враховується складний напружений стан в цілому для складно навантажених конструкцій, а також у при опорних зонах і в зонах дії зосереджених сил. Неврахування таких особливостей є однією із причин виникнення тріщин та пошкоджень в елементах з деревини і, як наслідок, суттєве зниження несучої здатності, що приводить їх до руйнування.

Задовольнити ці вимоги можуть тільки методи і методики, які б базувалися на фізично обґрунтованих передумовах та реальних діаграмах деформування матеріалу (деревини) під навантаженням. Усе це говорить про те, що необхідні подальші термінові кроки удосконалення існуючих методів розрахунку на основі дійсного характеру напружено-деформованого стану елементів з деревини та розроблення альтернативних найбільш точних інженерних методів розрахунку.

1.3. Фактори, які впливають на опір деревини силовим діям

Головною відмінністю деревини від штучних композитів - це її органічне походження. Деревина є продуктом рослинного походження, що складається в основному з органічних речовин різної структури та складу. Найбільш значущими в складі деревини є целюлоза, геміцелюлоза, лігнін, уронові кислоти, екстрактні речовини та зольні компоненти. Целюлоза є головною складовою частини клітинних стінок. Разом з речовинами, що супроводжують целюлозу, вона є каркасом, який сприймає основне механічне навантаження.

Базуючись на спектроскопічних та електронографічних експериментальних дослідженнях можна говорити, що целюлоза відноситься до кристалічних полімерів. За хімічною ж природою целюлоза є поліатомний спирт і відноситься до класу вуглеводів.

Основними фізичними властивостями деревини є міцність, деформативність, густина, вологість, водопоглинення, теплопровідність, теплоємність [96, 99].

Щоб правильно підходити до визначення міцності деревини на дію різного зовнішнього впливу, необхідно знати які фактори необхідно враховувати, в першу чергу, при виборі матеріалу для проектування елементів конструкцій за умов найкращої можливості їх експлуатації. Отже, необхідно уявляти, які фактори під час експлуатації будуть впливати на міцність матеріалу, а звідси, які поправки необхідно при цьому вводити, щоб максимально врахувати ці впливи.

Вік дерева. До фактора, що обов'язково враховується при експериментальних дослідженнях, є вік дерева. Проблемою тут є те, що необхідно правильно підходити до вибору зразків з ділянки стовбура дерева. Це важливо тому, що кожна ділянка по висоті дерева розвивалася в різний період росту. За твердженням Бикова М.К., на основі проведених ним досліджень сосни різного віку від 20 до 125 років, встановлено, що зі збільшенням віку механічна міцність зростає. Найбільш міцна деревина сосни стає у віці 95-116 років. Таким

чином, відповідальні елементи конструкцій необхідно виготовляти з дерева-сосни віком 60-100 років з обов'язковим зазначенням віку дерева.

Об'ємна вага (густина). До важливого фактору, який також необхідно враховувати, відноситься об'ємна вага (густина) деревини. Об'ємна вага є важливим фактором, бо зі збільшенням густини для однієї породи міцність деревини зростає. Об'ємна вага залежить в основному від умов росту, віку, розташування деревини в стовбурі дерева, положення дерева в насадженнях, тощо.

Найбільший вплив на міцність та деформативність об'ємна вага має при роботі на стиск та розтяг вздовж волокон, сколюванні та згині вздовж волокон.

Густина найменше впливає на розтяг та стиск поперек волокон.

В капітальному будівництві в основному використовується деревина хвойних порід з густиною 0,5-0,4 г/см³ (кедр, ялина, сосна) і меншою 0,4 г/см³ (сосна веймутова, ялиця).

Волога та температура. На механічні характеристики конструкцій з деревини при зведенні та експлуатації найчастіше зустрічаються, із зовнішніх впливів, вплив вологи та температури.

На даний момент достатньо глибоко та досить всебічно вивчено вплив вологи та температури на різні види напруженого стану роботи, як суцільної, так і клеєної деревини [24, 29, 94, 112, 150, 155, 204].

Волога в деревині, як відомо, знаходиться в хімічних сполуках в оболонках кліток та міжкліткових порах. Хімічно зв'язана вода є в складі хімічних речовини деревини, гігроскопічна – просочує оболонки кліток, а вільна знаходиться в міжкліткових порах.

На механічні властивості деревини в основному впливає гігроскопічна волога. Найбільш повно були проведені дослідження впливу вологи на міцність деревини Бойком М.Д. [24] та Белянкіним Ф.П. [16] на малих зразках з чистої деревини (без пороків) сосни та дуба.

За даними дослідженнями можна зробити наступні основні висновки:

- а) вологість деревини та температура суттєво впливає на міцність;
- б) зменшення міцності деревини від вологи в діапазоні вологості від 0% до 30% має лінійну залежність за плюсових температур;
- г) зниження температури нижче нуля за підвищеної вологості значно збільшує міцність деревини в порівнянні з її міцністю за температури +20° С.

З підвищенням температури зменшення міцності, автори пояснюють тим, що в нагрітому стані речовини, що зв'язують волокна та й самі волокна стають м'якшими, і втрачають здатність чинити повноцінний опір дії зовнішнім навантаженням.

На наш погляд, більш вірний підхід в останні роки до оцінки впливу кліматичних умов на міцність деревини наведено в роботах Дейнєша Н.Д. [93, 94], Madsen В. [252] та інших, які максимально приблизили експериментальні дослідження до реальних умов експлуатації. В першу чергу при дослідженнях використовувалися зразки великих конструктивних розмірів чи цілих конструкцій, в яких вади деревини згладжують силу впливу кліматичних умов на її міцність.

В теперішній час за чинними нормами [91, 231] вплив температури і вологи та тривалість дії навантаження на міцність і жорсткість деревини та інших матеріалів на основі деревини враховується на базі визначення експлуатаційних класів шляхом множення значень характеристичної міцності на коефіцієнти k_{mod} та k_{def} відповідно. При сполученні навантажень, які складаються з дій, що належать до різних класів тривалості навантаження, приймають значення k_{mod} , яке відноситься до дії з найкоротшою тривалістю.

Вади деревини. Протягом всього життя дерева під впливом різних зовнішніх факторів в ньому накопичується багато різних дефектів. Дефекти, що є в деревині називають вадами. Вади деревини різнобічні по причинах, що їх викликають та по зовнішньому виду. Повний перелік їх можна знайти в спеціалізованій літературі. Нам цікаві лише ті пороки, які суттєво впливають на міцність

деревини і які необхідно обов'язково враховувати при розрахунку будівельних конструкцій.

Як в процесі росту, так і в процесі зберігання одним з найпоширеніших пошкоджень деревини є **гниль**. Руйнування клітин деревини гниллю характеризується зміною її кольору. Основною проблемою є візуальне визначення початкової стадії загнивання, коли деревина починає міняти не тільки колір, а й суттєво змінює структуру, стає крихкою та дряблою. Гниль значно знижує міцність деревини і недопустима особливо в несучих будівельних конструкціях.

Вади дерева в період росту, які не викликані паразитами, легше встановити візуально. Але в багатьох випадках це можна зробити лише коли дерево не тільки зрубане, але й розпиляне. Необхідно при цьому, в першу чергу, звертати увагу на ряд пороків.

Найбільш поширеним і вивченим пороком будови деревини є наявність **сучків**. Степінь впливу сучків на механічну міцність деревини визначається кількістю сучків, їх розташуванням та розмірами, станом деревини самого сучка та їх зв'язком з деревиною ствола. Крім того, що сучки знижують однорідність деревини вони ще є концентраторами напружень, а навколо них утворюються **сплетіння волокон**. Сплетіння волокон проходить за рахунок неправильного переплутаного розташування волокон деревини навколо сучка. Ця вада затрудняє поверхневий обробіток конструкції з деревини.

Косошаруватість характеризується непаралельністю волокон до осі дерева. Косошаруватість змінює структуру дерева, величину клітин та окремих елементів. В більшості конструкцій косошаруватість, за дослідженням Леонтєва Н.Л., можна допускати лише до 6%. Косошаруватість деревини суттєво знижує міцність матеріалу зовнішнім навантаженням.

Тріщини в деревині з'являються за різних причин, як на протязі росту дерева так і в процесі експлуатації конструкцій. Тріщини знижують міцність деревини, є

концентраторами напружень та можуть приводити до лавиноподібного руйнування елемента чи конструкції.

1.4. Розвиток та стан теорії опору деревини за дії однорідних та неоднорідних зовнішніх навантажень

Питанням оцінки міцності природних і штучних матеріалів конструкцій за дії однорідних зовнішніх навантажень присвячена велика кількість досліджень вітчизняних та зарубіжних науковців [5, 6, 7, 8, 34, 37, 125, 126, 152, 209, 211, 214, 188, 213, 174, 250, 252].

В роботі [174] Перелигін Л.М. досліджував вплив швидкості збільшення навантаження на зразках з різних порід деревини. Дослідження показали порівняно невеликий вплив зміни швидкості навантаження на опір деревини при механічних випробуваннях. Так при збільшенні швидкості в 100-200 раз опір деревини стиску, розтягу, згину і сколюванню збільшується в межах 7-17%. Границя міцності при високих швидкостях стає в деяких випадках майже постійною або мало змінюється. Таким чином, автор робить висновок, що найбільше відхилення від стандартних швидкостей суттєво не впливає на величину границі міцності.

Було зазначено, що несуча здатність елементів дерев'яних конструкцій в багатьох випадках визначається міцністю ділянок, які працюють в умовах складного неоднорідного напруженого стану. Так для анізотропних матеріалів несуча здатність елементів конструкцій з деревини в деяких випадках, на думку Є.К. Ашкеназі [4], Г.А. Генієва [37], И.И. Гольденבלата [38], Є.М. Знаменського [104], Ю.М. Іванова [114, 117, 122], Є.М. Кваснікова [128], В.З. Кліменка [132], А.Я. Найчука [162], Р.Б. Орловича [168], Є.М. Серова [190], В.В. Фурсова [214], Баретта і Фоші [243], Медсена [253] та інших визначається міцністю окремих ділянок.

Великим недоліком встановлення міцності в більшості випробувань є те, що випробування проводилися на так званих «малих чистих» зразках деревини без пороків. Як правило зразки для досліджень вирізалися з стовбура ближче до кореня. Крім цього, для суцільної деревини розглядалися три основні осі пружної симетрії вздовж волокон, тангенціальний та радіальний напрямки. Анізотропію в перших радянських нормах при розрахунку на зминання та сколювання враховували за формулою:

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_0}{1 + \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_{90}} - 1 \right) \sin^2 \alpha} . \quad (1.1)$$

Для встановлення впливу анізотропії Леняшин А.В. і Тактамишев Г.Г провели серію випробувань для встановлення міцності за різних кутів нахилу по п'ять на кожен кут і запропонували та внесли поправку, замість $\sin^2 \alpha$ рекомендували використовувати $\sin^3 \alpha$. В норми 1962 року уже було внесено $\sin^3 \alpha$. Ця формула і нині використовується в нормах [189, 197].

Професор А.Н. Митинський запропонував тензорну функцію у вигляді

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_0 \sigma_{90}}{\sigma_0 \sin^2 \alpha + \sigma_{90} \cos^2 \alpha} . \quad (1.2)$$

В США використовувалася універсальна формула Ханкінсона

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_0 \sigma_{90}}{\sigma_0 \sin^n \alpha + \sigma_{90} \cos^n \alpha} , \quad (1.3)$$

- де покази степені при тригонометричних функціях приймалися від 1,6 до 2,6.

В DIN та Єврокодах для врахування анізотропії запропоновано вираз:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d} k_{c,90}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} . \quad (1.4)$$

В Харківському національному університеті будівництва та архітектури на кафедрі металевих та дерев'яних конструкцій з 1995 року Фурсовим В.В. та його учнями [22, 178, 208] проводилися випробування зразків з деревини різних форм

та розмірів, які кваліфікувалися як маленькі - з площею до 10 см², середні - з площею від 10 см² до 100 см² та великі з площею більше 100 см² для встановлення впливу масштабного фактора та температурно-вологих умов експлуатації на тимчасову міцність клеєної деревини. Було зроблено висновок, що формула Ханкінсона та рекомендації DIN [229] найбільш близько відповідають експериментальним даним з врахуванням температурно-вологого стану випробувань та розмірів зразків.

Оцінку міцності, як при короткочасному, так і довготривалому навантаженні можна здійснювати за відомими критеріям міцності анізотропних тіл Є.К. Ашкеназі [4] та Г.А. Генієва [37], які якісно узгоджені з експериментальними даними [161] і мають наступний вигляд:

$$\frac{\frac{\sigma_x^2}{\sigma_0} + \frac{\sigma_y^2}{\sigma_{90}} + \frac{\tau_{xy}^2}{\tau_0} + \sigma_x \sigma_y S_{xy}}{\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + \tau_{xy}^2}} \leq 1, \quad (1.5)$$

$$(\sigma_{P0} - \sigma_x)(\sigma_{P90} - \sigma_y) - \tau_{xy}^2 = 0, \quad (1.6)$$

$$(\sigma_{C0} - \sigma_x)(\sigma_{C90} - \sigma_y) - \tau_{xy}^2 = 0, \quad (1.7)$$

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 - 4(\tau_0 + \tau_{xy})(\tau_{90} - \tau_{xy}) = 0, \quad (1.8)$$

де σ_x , σ_y , τ_{xy} - діючі значення напружень; S_{xy} - параметр, який залежить від виду напружено-деформованого стану і міцносних властивостей матеріалу; σ_0 , σ_{90} , τ_0 - міцнісні характеристики деревини; σ_{C0} , σ_{C90} , σ_{P0} , σ_{P90} , τ_0 , τ_{90} - відповідно границі міцності на стиск, розтяг та сколювання деревини вздовж і поперек волокон. При цьому вважається, що руйнування елемента в локальній зоні приводить до повного його руйнування [89], що не завжди відповідає дійсності [156, 205, 124].

Вплив тривалості дії навантажень на міцність деревини та питанням нелінійної роботи присвячена увага багатьох вчених Ашкеназі Е.К. [4, 5, 6, 7, 8], Теймана [262], Графа [241, 242], Белянкіна Ф.П. [16, 20], Вуда [262, 263], Бетса

[226], Леонтьєва Н.Л. [146], Іванова Ю.М. [125], Іванова А.М. [123], Леннова В.Г. [143], Бикова В.В. [30], Пятикрестовського К.П. [179] та інших, які вивчалися на різних зразках і в різних умовах. Так у відповідності до концепції температурно-вологої залежності тривалої міцності твердого тіла [102, 125] час (t) до руйнування матеріалу в умовах постійної температури в залежності від величини незмінно діючих напружень Іванов Ю.М. в роботах [108, 109, 110, 111, 114, 115, 117, 118, 121, 123] пропонує визначати за рівнянням

$$t = Ae^{-\alpha\sigma}. \quad (1.9)$$

Було встановлено, що залежність тривалого опору $\sigma - \lg t$ отримана Ф. П. Белянкіним [20] для зразків з ялини, Вудом [263] для зразків з дугласової ялиці, Леонтьєвим Н.Л. [146] для різних порід деревини з великим терміном прикладення тривалих навантажень має лінійну залежність. Прогнозування тривалої роботи пропонується за цією ж залежністю і для фанери в роботах [108, 205]. Продовженням в цьому напрямку є роботи [111, 221], які на енергетичній основі дали можливість прогнозувати тривалу міцність деревини різних порід за різних видів руйнування вологості та температури експлуатації.

З врахуванням вологості Квасніков Е.Н. [127, 128] отримав залежності тривалої міцності при дії тривалих навантажень у вигляді

$$\sigma_{dl} = a - b \lg t. \quad (1.10)$$

Знаменский Є.М. [103] запропонував, для врахування сумісного впливу тривалості навантаження та зовнішнього середовища експлуатації на опір деревини використовувати коефіцієнт перетворень або змін ("modification"), що в подальшому було використано в нормах [90, 230] як k_{mod} . Авторами [212] були проаналізовані три існуючі основні моделі тривалого опору деревини з постійно діючими навантаженнями: модель Джерхарда (Gerhards 1977, 1979, 1987), модель Яо Фоши (Foschiand Yao 1986) та Нелсена (Nielsen 1979 and in Madsen 1992), які в подальшому отримали розвиток в роботах [248, 249, 255, 257, 258, 259, 254, 230, 245] та інших. Аналіз зроблений за методами вірогідного

моделювання тривалого опору, показав, що всі три моделі для визначення часу до руйнування, а саме:

а) Джерхарда

$$t_f = \frac{\hat{S}}{k} + \frac{R_0}{kb} \left(e^{b(1-\frac{\hat{S}}{R_0})} - 1 \right) \text{ для } \hat{S} < R_0; \quad (1.11)$$

б) Фоши

$$t_f = \infty \quad \text{для } \hat{S} < \eta R_0;$$

$$t_f = \frac{\hat{S}}{k} + \frac{1}{c \left(\frac{\hat{S}}{R_0} - \eta \right)^D} \ln \left(\frac{1 + \lambda}{\alpha_0 + \lambda} \right) \text{ для } \hat{S} > \eta R_0, \hat{S} < R_0; \quad (1.12)$$

в) Нельсона

$$t_f = \frac{8q\tau}{\left(\pi FL \frac{\hat{S}}{R_0} \right)^2} \int_1^{SL^{-2}} \frac{(\phi - 1)^{\frac{1}{b}}}{\phi} d\phi, \quad (1.13)$$

показують близькі результати з експериментальними. Зниження міцності за моделлю Джерхарда в часі за постійних навантажень є функцією лінійною, а інші дві нелінійні.

Л.М. Ковальчук та В.А. Цепяєв [134, 143] вказують також на те, що деревина з сосни та ялини, яка експлуатується тривалий час в будівлях та спорудах понижує тимчасовий опір стиску на 3-20%.

Орлович Р.Б. [166] запропонував ймовірнісний метод оцінки тривалої міцності елементів з деревини за осового навантаження. За висновками автора числові результати отримані в роботі не можуть бути використані для практичного проектування.

Також спостерігається складне розподілення напружень в отворах за роботи деревини на змінання в нагельних з'єднаннях [139, 96, 135, 136, 137, 2]. Процес

деформування деревини і розподілення напружень навколо навантаженого отвору при зминанні вздовж і поперек волокон залежить від величини тривалості дії навантаження. Розвиток пластичних деформацій зумовлює в зоні отвору перерозподіл напружень в часі і розповсюджується на відстань, приблизно рівній $2d$ від його центра [139].

Дмитрієв П.А. [96] зазначає, що і робота деревини в отворі характеризується нерівномірним розподілом напружень стиску (зминання) по всій площі отвору в напрямку дії сили. Це призводить до зниження опору деревини при стиску і зминанні в отворі вздовж волокон та обумовлює появу розклинюючих зусиль, що сприяють сколюванню та розколюванню деревини між отворами. Автор відзначає, що внаслідок місцевого характеру зминання деревини в отворі на опір зминання впливає деревина, що оточує отвір з усіх сторін і яка включається в роботу одночасно зі зминанням поверхні отвору.

За даними ЦНИПС [139] для отворів $d = 1,2...2,5$ см відношення опору стиску (зминанню) в отворі до опору деревини при стисканні вздовж волокон $R_{cm}/R_c \approx 0,8$.

А.В. Леняшиним були проведені випробування 138 з'єднань елементів на дубових і березових нагелях діаметром $d_f = 1,25$ та $2,5$ см на стиск. Аналізуючи результати проведених випробувань однозрізних з'єднань, несуча здатність яких визначалася за зминання нагеля, можна побачити, що експериментальні значення повних деформацій зсуву з'єднань на дубових нагелях добре співпадають з розрахунковими.

Досліджували напружено-деформований стан деревини в зоні контакту з нагелем Д.Г. Копаница, Д.В. Лоскутова [135, 136, 177]. Аналіз результатів експериментів показав зони розподілення напружень в деревині від нагеля. Найбільші напруження спостерігались в зоні контакту деревини з нагелем і в 1,6 разів перевищує міцність деревини на зминання вздовж волокон. Також порівняння показало, що нагельне з'єднання без попереднього сверління отворів мають більш високу жорсткість на протязі всієї роботи нагеля, але при

навантаженнях, які близькі до руйнуючих, з'єднання з попередньо влаштованими отворами працюють краще. Автори вперше проводили дослідження напружень в деревині від дії забитого цвяха на основі реконструктивної обробки даних поверхневого зондування. Експерименти показали, що в області загостреної частини цвяха проходить порушення цілісності матеріалу і в деревині виникає зона ущільнення при діаметрі 4 мм з розмірами 30 мм вздовж волокон (зерен) і 20 мм поперек волокон, а для цвяхів діаметром 6 мм – 50мм і 30 мм відповідно. Безпосередньо під загостреною частиною цвяхів зони ущільнення мало відрізняються за розмірами і складають 10x8 мм. Окрім напружень змінання в області загостреної частини цвяхів спостерігаються зони розущільнення, які розповсюджуються вздовж волокон на відстані до 4–5 діаметрів, що відповідає 1/3 відстані, які рекомендуються нормами для цвяхових з'єднань.

Найчук А.Я. провів дослідження і привів дані в праці [157] про роботу деревини в зоні обриву анкерування гвинтів, які працюють на розтяг поперек волокон в з'єднаннях дерев'яних конструкцій. Було зазначено, що в деревині навколо анкерування гвинта найбільші напруження виникають в напрямку волокон перерізаних гвинтом. З розвитком нелінійних методів розрахунку та засобів обчислювальної техніки з'явилась можливість розраховувати нагельні з'єднання з використанням реальних діаграм напружень – діаграм деформування нагеля та деревини, які, як відомо, мають нелінійний характер від початку завантаження і до руйнування [139].

Дмитриев П.А. та Шведов В.Н встановили, що з'єднання на дюбелях-цвяхах порівняно із з'єднаннями на звичайних дротових цвяхах мають значно більшу несучу здатність і меншу зсувну деформативність насамперед у випадках, коли несуча здатність з'єднань визначається роботою в'язей з'єднань на згин. З'єднання на пристріляних дюбелях має більшу несучу здатність і меншу зсувну деформативність, як такі ж з'єднання на дюбелях, забитих молотком в отвори, попередньо просвердлені в з'єднувальних деталях. Так несуча здатність дюбелів діаметром 5,5 мм, довжиною 80 мм в з'єднаннях за роботи вздовж волокон зі

стальними накладками виявилась на 40% більшою, як звичайних цвяхів, коли дюбелі були забиті в попередньо просвердлені в металі отвори. Несуча здатність таких же дюбелів, забитих з допомогою пістолета без попереднього свердління гнізд в накладках, підвищила несучу здатність з'єднань на звичайних цвяхах на 68 % та зменшила деформації повздовжнього зсуву та деформування постелі деревини в отворі.

1.5. Моделювання механізму деформування стиснутої і розтягнутої деревини та моделі механічного стану

Перші підходи по теорії розрахунку конструкцій з деревини в основному базувалися на методі розрахунку за допустимими напруженнями. Базовою рахувалася робота стиснутої та розтягнутої зони деревини, як пружна. Розподіл деформацій по висоті поперечного перерізу прийнято згідно “класичної” залежності напруження-деформації за законом Гука (рис.1.2).

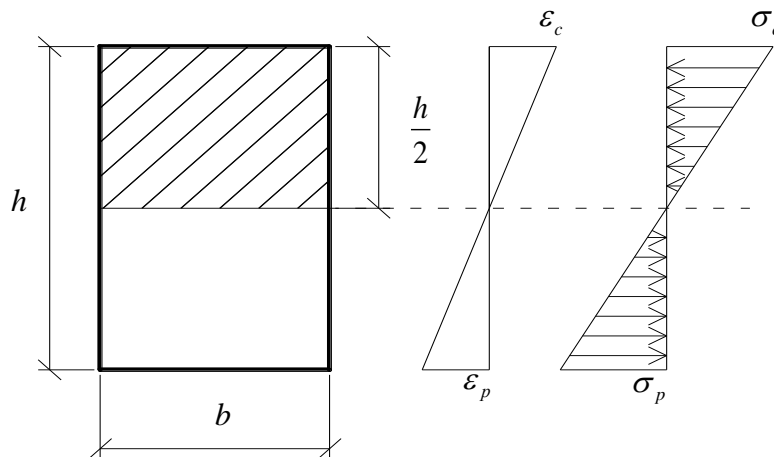


Рис. 1.2 – До розрахунку нормальних перерізів за допустимими напруженнями: h – висота згинального елемента; b – ширина згинального елемента; σ_c – нормальні напруження стиску; σ_p – нормальні напруження розтягу; ε_c – відносні деформації найбільш віддаленого шару стиснутої зони елемента; ε_p – відносні деформації найбільш віддаленого шару розтягнутої зони елемента

Це спрощене представлення дійсного зв'язку між напруженнями та деформаціями стиснутої та розтягнутої зон і призводило до суттєвих похибок та спотворення напружено-деформованого стану елемента на практично всіх стадіях роботи.

Основним недоліком цієї теорії є те, що вона не враховує пластичні властивості деревини та те, що зразки в умовах розтягу і стиску показують різні властивості нелінійного деформування.

В 1931 р А.Ф.Лолейт запропонував нову теорію розрахунку за руйнівними зусиллями. Згідно з цим, величина руйнівного згинального моменту визначалася з умови рівноваги без використання гіпотези плоских перерізів. Запропонований метод питання про форму епюр напружень стиснутої та розтягнутих зон не розглядав, так як вони не використовувалися. З накопиченням нових теоретичних і експериментальних даних все більше було видно, що метод розрахунку за руйнівними зусиллями не задовольняє потребам практики.

Розроблена наразі чинна теорія граничної рівноваги [35, 36] виявилась головним стержнем, навколо якого стала створюватись сучасна теорія розрахунку будівельних конструкцій. На основі теорії граничної рівноваги розроблені методи розрахунків конструкцій за граничними станами. Спираючись на теорію рівноваги, на основі проведених численних експериментальних досліджень був розроблений метод розрахунку конструкцій з деревини. В розробку цього методу на протязі багатьох років суттєвий вклад зробили В.А. Балдин , Ф.П. Белянкін, В.М.Коченов[11, 16, 139, 140].

Відповідно до цього граничний стан щодо руйнування характеризується сприйняттям повного зовнішнього зусилля за повного використання, як стиснутої, так розтягнутої зон нормального розрахункового поперечного перерізу. Таким чином, тут не враховується залежність різного опору стиску та розтягу деревини в розрахунковому перерізі, а несуча здатність елемента в цілому залежить від величини міцності на згин R_u , яка знаходиться не з прямого

експериментального визначення, а з пропозицій [139] за запропонованим виразом:

$$R_u = R_c \frac{3 \frac{R_t}{R_c} - 1}{\frac{R_t}{R_c} + 1}. \quad (1.14)$$

Велике значення мають уточнення розрахункових діаграм механічного стану деревини за статичних, змінних малоциклових та багатоциклових навантажень, так як велика кількість конструкцій при експлуатації знаходиться саме в таких умовах роботи. В сучасних умовах розрахунок дерев'яних елементів суцільного поперечного перерізу, які працюють на стиск, розтяг, згин, проводять за досить спрощеною методикою [91, 99, 197, 230], яка базується на теоретичних твердженнях запропонованих в 40-60 роках ХХ століття [139, 18, 21, 222, 223, 86, 87] виходячи з кусково-лінійної залежності між напруженнями та деформаціями ($\sigma - u$), яка показана на рис. 1.3.

Кусково-лінійні залежності базувалися на діаграмах деформування деревини на стиск і розтяг (рис. 1.3) встановлених за м'якого режиму деформування.

Для дослідження напруженого стану при згині в пружно-пластичній стадії Белянкін Ф.П. прийняв ідеалізовану діаграму, яка складається з двох прямолінійних ділянок (рис.1.3д).

В граничному стані автор отримав [18, 21] розміри пружної та пластичної зон в перерізі та визначив граничний згинаючий момент

$$M_{np} = \mu R_c W, \quad (1.15)$$

де μ – коефіцієнт, які враховує пластичні деформації;

R_c – границя міцності деревини за дії стиску;

W – момент опору поперечного перерізу балки.

Епюри нормальних напружень в розрахунковому поперечному перерізі згинального елемента з деревини подібні в певних визначених межах діаграмі, яка зображена на рисунку 1.4.

Загальні моделі напружено-деформованого стану складно завантаженого елемента з деревини, як правило, складаються з окремих моделей для стиску і розтягу.

Теорія розрахунку таких елементів залежить від вивчення механізму деформування деревини, як анізотропного неоднорідного матеріалу. На це звернули увагу вчені виявивши фізичну нелінійність деревини [139, 225].

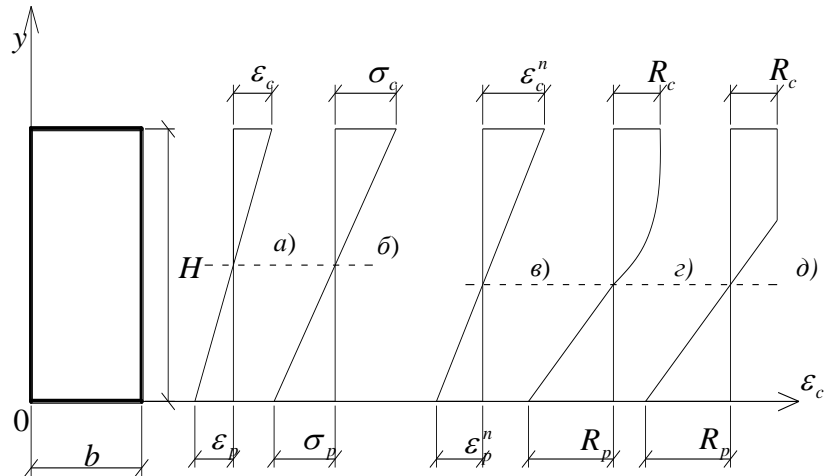


Рис. 1.3 – Епюри деформацій і напружень в поперечному перерізі згинального елемента (*a, б* - пружної стадії, *в, г, д* – граничного стану): *H* – висота згинального елемента; *b* – ширина згинального елемента; σ_c – нормальні напруження стиску; σ_p – нормальні напруження розтягу; ϵ_c – відносні деформації найбільш віддаленого шару стиснутої зони елемента; ϵ_p – відносні деформації найбільш віддаленого шару розтягнутої зони елемента; R_c – розрахункові нормальні напруження стиску; R_p – розрахункові нормальні напруження розтягу

Квасніков Є.М. в роботі [129] підкреслив, що різна величина опору деревини розтягу та стиску та різний вплив неоднорідності будови на міцність розтягнутих та стиснутих волокон викликає складне розподілення напружень в стиснутій і розтягнутій зонах зігнутого елемента.

Враховуючи результати отримані в роботах [18, 21, 222, 223] для клеєних балок з одного матеріалу, Гринь І.М. [86] розробив методику розрахунку несучої здатності згинальних елементів з клеєної деревини, які в поперечному перерізі

склалися по висоті з різних порід деревини. При цьому закон розподілення деформацій по висоті був прийнятий прямолінійним. А напруження відповідали цим деформаціям згідно діаграм експериментальних випробувань за осьового стиску та розтягу різних порід деревини, що використовувалися в розрахунковому перерізі.

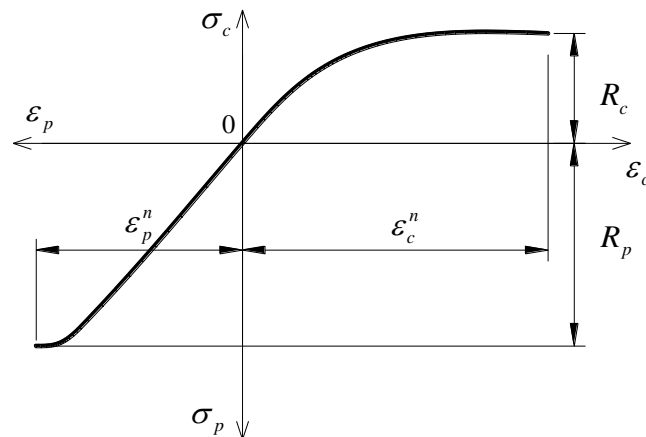


Рис.1.4 – Діаграма стиску і розтягу деревини: ε_c – відносні деформації найбільш віддаленого шару стиснутої зони елемента; ε_p – відносні деформації найбільш віддаленого шару розтягнутої зони елемента; R_c – розрахункові нормальні напруження стиску; R_p – розрахункові нормальні напруження розтягу

Автори робіт [179, 225] епюри напружено стану в перед руйнівній стадії для згинальних елементів пропонують приймати у вигляді параболи за дії короткочасного навантаження (рис. 1.5).

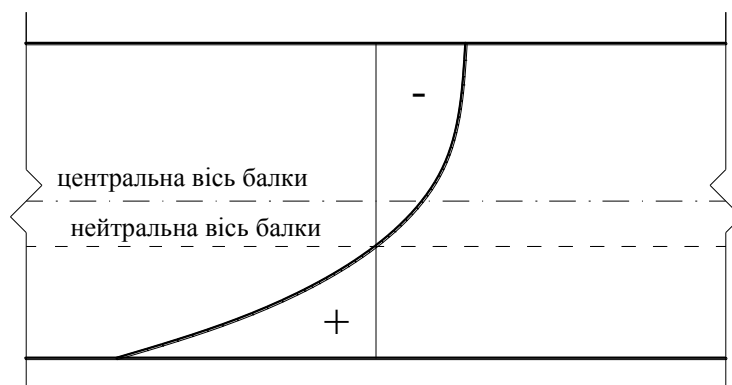


Рис.1.5 – Епюри напружень в поперечному перерізі згинального елемента

Між тим, завдання, що ставляться перед сучасним будівництвом, вимагають нових більш якісних знань про напружено-деформований стан деревини в елементах конструкцій та розробці сучасних розрахунків в ракурсі їх надійності та економічності.

В даний час це є питанням актуальним в зв'язку з розширенням використання клеєної деревини та деревини з лущеного клеєного паралельно направлено шпону (ЛВЛ) у відповідальних та великогабаритних складно навантажених несучих конструкціях.

Зрозуміло, що задовольнити такі вимоги можуть тільки складні методи розрахунку конструкцій, які базуються на чітких, обґрунтованих передумовах та реальних діаграмах деформування матеріалу. Обґрунтування використання таких складних методів є те, що, як правило, конструкції з клеєної деревини та ЛВЛ використовують в несучих конструкціях унікальних проєктів, вартісних унікальних будівель та споруд з врахуванням наявності сучасних комп'ютерних програмних розробок.

1.6. Експериментальні діаграми механічного стану деревини

Вивченню будови, фізико-механічних характеристик деревини різних порід було присвячено багато наукових робіт, але такі дослідження були проведені не для всіх лісових масивів, тим більше, що ростуть в Україні. Крім цього, послідовний перехід країн пострадянського простору до впровадження розрахункових деформаційних моделей в розрахунках будівельних конструкцій приводять до проблеми вивчення роботи деревини під навантаженням від початку завантаження і до повної втрати несучої здатності. Експериментальне вивчення механізму деформування деревини за стиску чи розтягу необхідне для удосконалення теорії розрахунку особливо для складно завантажених елементів з деревини. Дослідження ж фізичного стану силового деформування деревини як неоднорідного анізотропного матеріалу дає можливість об'єктивно враховувати

властивості матеріалу в оцінюванні роботи та проектуванні конструктивних елементів з деревини.

На початковому етапі розвитку теорії опору деревини до роботи матеріалу застосовувалися відомі гіпотези ізотропності матеріалу в процесі деформування. Згодом постали задачі, в яких лавиноподібне руйнування деревини необхідно пояснювати закономірностями деформування ($\sigma - u$) з урахуванням спадної (низхідної) вітки діаграми механічного стану матеріалу.

Для одержання діаграм деформування за стиску або розтягу деревини застосовувалося різні методи та різне устаткування. Також неабиякий вплив на діаграму деформування є швидкість деформування.

Різні результати міцності та деформативності в зразках деревини, які отримували дослідники для однієї і тої ж породи пояснював Тутурин С.В. [204]. Крім того дослідження в лабораторних умовах проводились різними способами та методами .

Найбільш масштабними в 20-30 роках ХХ сторіччя є дослідження фізико-механічних властивостей деревини Р.Баумана [225]. Автором було помічено, що міцність деревини при роботі на стиск вздовж волокон в зразках у вигляді призм з висотою, що перевищувала поперечний розмір основи у 3...6 разів, на 7% була меншою за міцність кубів. Руйнування проходило від вигину та виламування річних шарів. Залежність між напруженнями і деформаціями була прийнята пропорційною, як і для роботи за розтягу вздовж волокон. В цій же роботі Р. Бауман досліджував роботу деревини і на згин. І тут з'явилися протиріччя. Він стверджував про криволінійний характер зв'язку між напруженнями і деформаціями, як у стиснутій, так і в розтягнутій зонах при роботі згинального елемента (рис.1.5).

Починаючи з 40-х років ХХ сторіччя вчені, виходячи з проведених експериментальних досліджень почали констатувати, що залежність між напруженнями та деформаціями має нелінійну залежність, як за стиску вздовж волокон, так і за розтягу [30, 144, 139, 148, 15, 105, 120, 121, 133, 114, 122, 179,

154, 204]. Всі випробування, як правило, проводилися на спеціальних механічних пристроях чи гідравлічних пресах за “м’якого” режиму завантаження. В цих роботах досліджувалася лише висхідна ділянка деформування зразків з деревини, як м’яких, так і твердих порід за різної вологості. Узагальнені діаграми деформування деревини вздовж волокон приведено на рис.1.6.

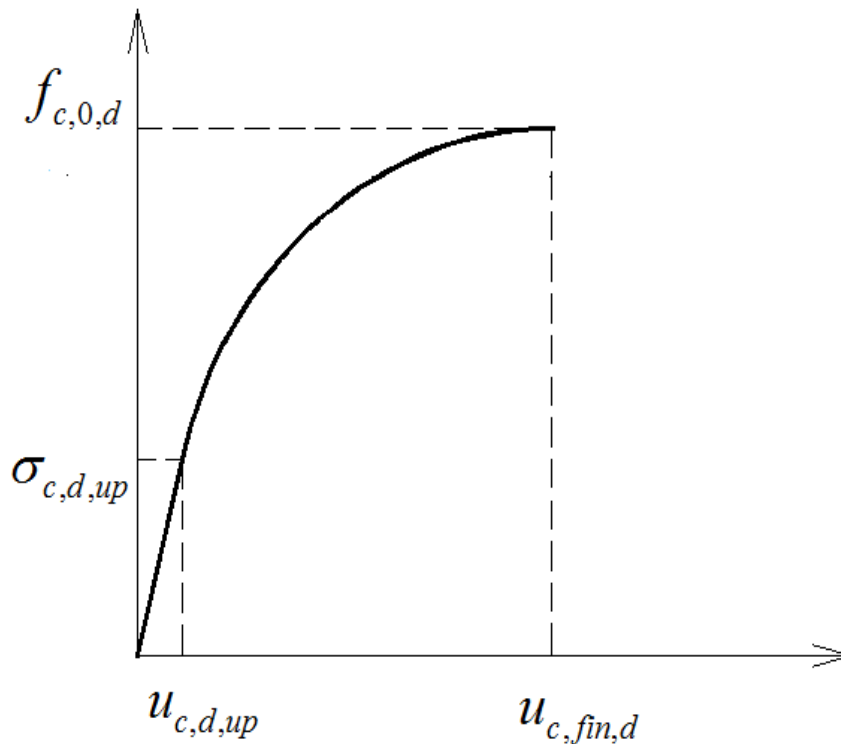


Рис.1.6 – Узагальнена діаграма деформування деревини за стиску вздовж волокон: $u_{c,d,up}$ – відносні деформації деревини в межах межі пропорційності; $u_{c,fin,d}$ – критичні відносні деформації деревини за стиску вздовж волокон; $\sigma_{c,d,up}$ – напруження стиску в межах межі пропорційності; $f_{c,0,d}$ – розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон

В роботах [138, 204, 32] приведено повну діаграму деформування деревини за стиску вздовж волокон до повного руйнування деревини на механічних пресах (рис.1.7).

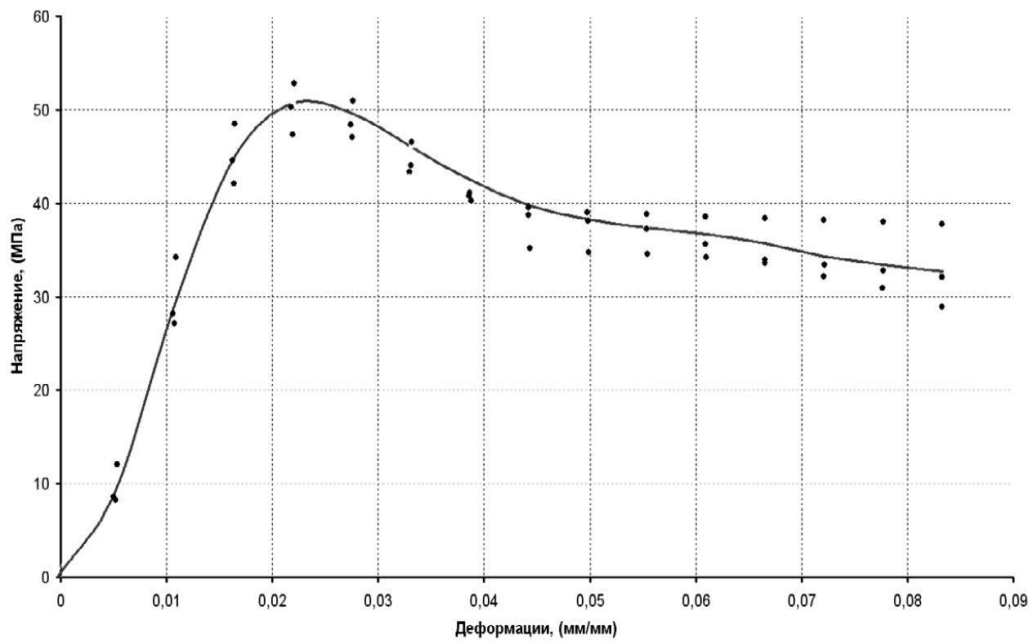


Рис. 1.7 – Повна діаграма деформування деревини на стиск вздовж волокон

Але в роботах вказано про переміщення плит преса за жорсткого режиму прикладення навантаження, а це в деякій мірі спотворює діаграму на початковій стадії завантаження внаслідок зминання пошкоджених шарів деревини в торцях зразків, що досліджувались.

Дані дослідження, за рекомендаціями Свеницкого Г.В., Знаменского Е.М. та Тутуріна С.В було проведено на макрозразках об'ємом деревини для стиску не менше 370 см³ [187, 204] та згину з об'ємом 1800 см³ [103, 204].

Проведений же аналіз дозволяє зробити висновок, що існуючі методи дослідження діаграм стиску та розтягу деревини вздовж волокон, яке базується на використанні пресового обладнання, мають серйозні недоліки і не дозволяють одержати точну повну діаграму деформування ($\sigma - u$).

Робота деревини на стиск (зминання) в отворі нагельних з'єднань, на думку багатьох вчених, характеризується складним розподіленням напружень. Процес деформування деревини і розподілення напружень навколо навантаженого отвору при стиску (зминанні) вздовж і поперек волокон залежить від тривалості дії навантаження. Розвиток пластичних деформацій зумовлює в зоні отвору

перерозподіл напружень в часі. Так в роботі Дмитрієва П.А. [96] зазначено, що робота деревини в отворі навколо нагеля характеризується нерівномірним розподілом напружень змінання по площині отвору, а це призводить до нерівномірного деформування та до зниження опору деревини на змінанні в отворі вздовж волокон.

В роботі Коченова В.М. [139], спираючись на досліди Г. Мухіна та Л. Бахмана, описаний процес змінання сухої деревини сосни в отворах на зразках з навантаженням кінців болта при співвідношенні товщини зразка до діаметру болта $\frac{a}{d}=3$. В результаті досліджень було встановлено, що зі збільшенням діаметра нагеля межа міцності на змінання в отворі зменшується, як для цільної, так і для клеєної деревини.

М.Т. Андрейко провів дослідження деревини осики на змінання в отворі діаметром 6, 12, 19 та 25 мм. В результаті досліджень було встановлено, що зі збільшенням діаметру отвору міцність при змінанні знижується. В середньому відношення $\frac{R_{cm}}{R_c}$ для осики було прийнято 0,74.

У результаті статистичної обробки дослідних даних автором отримана експериментальна залежність міцності осики на змінання в отворі від діаметру отвору.

Отримані результати для випадків змінання в отворах діаметром 6...19 мм близькі до результатів дослідів Г. Мухіна та Л. Бахмана [139].

Експериментальні та числові дослідження механічної поведінки роботи центрального нагеля та елементів з деревини створеного шарнірного Т-подібного з'єднання представлені в роботі Santosa S.L. [270]. Чисельне моделювання проводилося з урахуванням різних альтернативних конститутивних стратегій моделювання. Моделювання Т-з'єднання, що передбачає пружно-еластично-пластичну поведінку для обох елементів з деревини, дозволило отримати нелінійний опис поведінки деформування стику, як вздовж так і поперек волокон

(зерен), але кінцеві навантаження, пов'язані з руйнуванням з'єднання, не були точно описані.

Початкова тріщина в бічному елементі в процесі прикладення навантаження змінює форму, від початкової кутової до майже центральної тріщини.

З розвитком нелінійних методів розрахунку та засобів обчислювальної техніки з'явилась можливість розраховувати нагельні з'єднання з використанням реальних діаграм напружень – діаграми $\sigma - \varepsilon$ нагеля та деревини, які, як відомо, мають нелінійний характер [139]. Спеціальне експериментальне дослідження методики нелінійного аналізу нагельних з'єднань при дії короткочасного навантаження було проведено Слицкоуховим Ю.В. [193, 194]. В даних роботах як для нагеля, так і для деревини вважається справедливою модель нелінійно-пружного тіла. Нелінійність проявляється в результаті врахування даних реальних діаграм роботи деревини. Отримані дані дозволили авторам розробити алгоритм розрахунку однозрізних, двозрізних симетричних та несиметричних з'єднань. Розділення розрахунку на рівні визначення кутів повороту та моментів в площині зрізу дозволило в подальшому використовувати для аналізу нагеля більш складні моделі пружної основи. Таким чином методика, що пропонується авторами, дає можливість аналізувати напружено-деформований стан нагельних з'єднань за межами пружності та може бути використана при уточненні ряду припущень граничної рівноваги і в системах автоматизованого проектування дерев'яних конструкцій.

1.7. Аналітичний опис діаграм механічного стану деревини

За твердженнями [30, 144, 148, 121, 133, 114, 122, 57] деревина при роботі на стиск вздовж волокон деформується нелінійно. Діаграми деформування деревини, що були отримані багатьма науковцями, можна описувати рядом рівнянь. Як правило, це пропозиції щодо опису висхідної ділянки діаграм

деформування за допомогою пропорційної, параболічної, гіперболічної та інших функцій.

Так для опису процесу деформування за стиску під навантаженням різні вчені рекомендують наступні залежності:

а) Ф.І. Герстнера [148] параболічну функцію у вигляді

$$\sigma_{c,d} = K_1 \varepsilon_d - K_c \varepsilon_d^2. \quad (1.16)$$

Коефіцієнти K_1 та K_c визначаємо з умов:

$$\left(\frac{\partial \sigma_{c,d}}{\varepsilon_d} \right)_{\varepsilon_d=0} = K_1 = E_0, \quad (1.17)$$

$$K_c = \frac{E_0}{4f_{c,0,d}}. \quad (1.18)$$

В точці границі міцності дотичний модуль деформацій дорівнює нулю і тоді

$$\left(\frac{\partial \sigma_{c,d}}{\varepsilon_d} \right)_{\varepsilon_d=\varepsilon_{c,fin,d}} = E_0 - 2K_c \varepsilon_{c,fin,d} = 0, \quad (1.19)$$

де $\varepsilon_{c,fin,d}$ – критична деформація, що відповідає розрахунковому опору при стиску вздовж волокон $f_{c,0,d}$, а границя міцності експериментальної і апроксимованої кривих співпадають і тоді

$$\sigma_{c,0,d} = E_0 \varepsilon_{c,fin,d} - K_c \varepsilon_{c,fin,d}^2. \quad (1.20)$$

В.Г. Леннов [143, 144] вказує, що вид діаграми деформування залежить від швидкості прикладання зовнішнього навантаження, як для стиску, так і для розтягу.

б) кубічну параболу [148, 266]

$$\sigma_{c,d} = K_1 \varepsilon_d - K_3 \varepsilon_d^3. \quad (1.21)$$

Коефіцієнти залежності (1.19) K_1 та K_3 визначаємо:

$$\left(\frac{\partial \sigma_{c,d}}{\varepsilon_d} \right)_{\varepsilon_d=0} = K_1 = E_0, \quad (1.22)$$

$$\left(\frac{\partial \sigma_{c,d}}{\varepsilon_d} \right)_{\varepsilon_d = \varepsilon_{c,fin,d}} = E_0 - 3K_3 \varepsilon_{c,fin,d}^2 = 0 \quad (1.23)$$

Сумісне рішення рівнянь (1.19) та (1.21) дає можливість встановити K_3

$$K_3 = \frac{4E_0^3}{27\sigma_{c,0,d}^2}; \quad (1.24)$$

в) кубічних парабол [30]

$$\sigma_{c,d} = a_1 \varepsilon_d - a_2 \varepsilon_d^2 - a_3 \varepsilon_d^3, \quad (1.25)$$

де визначення невідомих коефіцієнтів a_1 , a_2 , a_3 рекомендується проводити за методом найменших квадратів;

та за пропозицій [31]

$$\sigma_{c,d} = E_0 \varepsilon_d - b \varepsilon_d^2 - c \varepsilon_d^3, \quad (1.26)$$

де коефіцієнти b і c залежать від вологості та приведені в роботі [1].

1.8. Основні параметри діаграм деформування деревини

Для оцінки роботи деревини за дії тривалих навантажень Пятикрестовський К.П. [179] застосував метод Ржаніцина А.Р. оснований на деформаційній моделі. Так як, за високих рівнів напружень в деревині спостерігається нелінійна повзучість, то Ржаніцин А.Р. запропонував замінити складний процес нелінійного зв'язку між напруженнями та деформаціями кусково-лінійними залежностями, а для цього процес деформування розбити на три стадії. Три стадії деформування деревини під навантаженням характеризуються наступними особливостями (рис.1.8):

- а) на першій стадії деформування повзучість є зворотною та описується положеннями лінійної повзучості, а деформації не перевищують значень $u_{c,d}$;
- б) на другій стадії деформування проходить з постійною швидкістю зростання повзучості за дії постійних навантажень і деформації в більшій мірі незворотні і

вони більші за $u_{c,d}$ та менші за $u_{c,fin,d}$;

в) на третій стадії проходить критичне зростання незворотних деформацій, які перевищують $u_{c,fin,d}$.

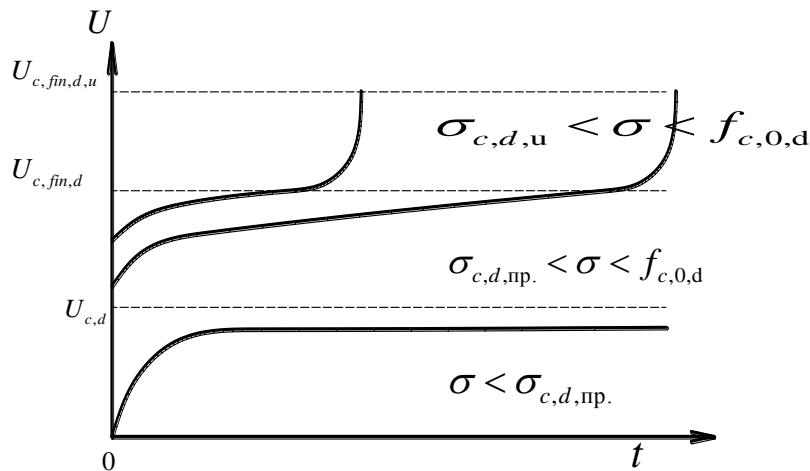


Рис. 1.8– Діаграми деформування деревини за тривалої дії постійного навантаження в часі

В роботах Ю. М. Іванова було розглянуто всі три стадії деформування деревини. Лінійну повзучість деревини на першій стадії він пропонує описувати залежністю

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(t)(1 + bt^{0,21}), \quad (1.27)$$

де

$$b = \frac{10^{-2}}{0,735 - 0,02086W}, \quad (1.28)$$

W – вологість деревини.

1.9. Деформативність конструкцій з деревини

Випробування стандартних зразків з деревини на осьові стиск, розтяг та на згин, які провів Е.Н. Квасников [128], показали наступні особливості деформування:

а) граничні деформації волокон стиснутої зони в згинальному елементі більші за граничні деформації за осьового стиску;

б) граничні деформації волокон розтягнутої зони в згинальному елементі більші за граничні деформації за осьового розтягу на 20-30%;

в) зростання деформацій в стиснутій зоні менше, ніж в розтягнутій зоні за дії тривалих навантажень.

Що стосується прогинів балок з клеєної деревини, то автори [202] запропонували загальну формулу для визначення переміщень елементів

$$\Delta = \int_0^1 \frac{\bar{M} M_F dx}{E_x I} + \int_0^1 \frac{\bar{N} N_F dx}{E_x A} + \mu \int_0^1 \frac{\bar{Q} Q_F dx}{G_{xy} A}, \quad (1.29)$$

де E_x – модуль пружності деревини; I – момент інерції поперечного перерізу; A – площа поперечного перерізу; G_{xy} – модуль зсуву; μ – коефіцієнт, що залежить від форми поперечного перерізу згинального елемента.

При роботі елемента з деревини, що сприймає лише поперечний згин, другий член в формулі (1.27) дорівнює нулю.

Автор [200] говорить, що деревина при роботі на згин в стиснутій та розтягнутій зонах може мати різні модулі пружності навіть і для суцільної деревини.

К.П. Пятикрестовский [179] пропонує для визначення відносних деформацій деревини вздовж волокон за ступінчатого приросту напружень наступну залежність:

$$\varepsilon_{i-1} = \varepsilon(t_0) + \sum_{i=1}^k \frac{\Delta \sigma_i}{E_0 - \frac{E_0^2}{4\sigma_{mp}} (\varepsilon_{i-2}^a + \Delta \varepsilon_{i-1}^a)}, \quad (1.30)$$

де ε_{i-1}^a – сумарне значення короткочасного приросту відносних деформацій.

Тривале ж деформування деревини за умови роботи, що $\sigma < \sigma_{mp}$, автором пропонується визначати за формулою:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(t_0)(1+b)(t-t_0)^{0,21} + \sum_{i=1}^k \frac{\Delta\sigma_i}{E_0 - \frac{E_0^2}{4\sigma_m} \Delta\varepsilon_{i-1}^a} (1+b)(t-t_i)^{0,21}. \quad (1.31)$$

В роботі була розроблена методика розрахунку просторових конструкцій з деревини з урахуванням фізичної нелінійності, повзучості, анізотропії деревини за її складного напруженого стану.

1.10. Аналіз існуючих методів випробування елементів з деревини

В даний час всі розрахунки конструкцій з цільної та клеєної деревини на різні види навантажень, за діючими нормами різних країн [91, 197, 231], ведуться по методу граничних станів, який базується на пружній роботі деревини. Розв'язок задач несучої здатності елементів з деревини в нормальних перерізах спирається на поняття критерію міцності. Зараз в нормах [91, 197, 231] існує лише один критерій, коли в нормальному перерізі напруження по всьому перерізу чи в найбільш віддаленій точці стиснутої чи розтягнутої зони деревини $\sigma_d = f_d$. По суті даний критерій є силовим, так як момент руйнування оцінюється силовою характеристикою – граничним значенням напруження. Вираз для критерію міцності можна представити для силових впливів залежністю

$$\sigma_d = f_d = const. \quad (1.32)$$

Суттєвими недоліками критерію (1.32) є те, що за зовнішніх навантажень для згинальних та позацентрово розтягнутих та стиснутих елементів в дійсності виникають напруження різної інтенсивності: в стиснутій та розтягнутій зонах внаслідок неоднорідності зростання деформацій деревини за одночасної сумісної роботи перерізу на стиск і розтяг [91, 228, 131, 176] та через різні значень тимчасового опору деревини при однаковому початковому модулю пружності. Міцність деревини на розтяг в два рази перевищує міцність на стиск, то таке наближене визначення можливе лише в межах умовної пропорційності. Розрахунковий опір деревини згину $f_{m,d}$, що використовується в формулі (1.32), є

величина, яка знаходиться не з прямого експериментального встановлення, а за емпіричним виразом [139].

В 1955 році Хухрянский П.Н. узагальнив всю існуючу інформацію про міцність деревини в роботі [216], починаючи з будови клітки деревини і закінчуючи роботою за різних видів напружено-деформованого стану. На той час добре було вивчено стиск, розтяг та згин дерев'яного елемента. Про сколювання, кручення та тристоронній напружений стани вчені мали неоднозначні уявлення.

В той же час спробували побудувати теорію міцності на основі тензорного обчислення (Ашкенази Е.К. [4, 5, 6, 7, 8], Гениев Г.А. [37], Клименко В.З. [132]). Але даний підхід не знайшов практичного використання через громіздкість та складність аналітичних виразів, використання яких в інженерних розрахунках потребує спеціальної математичної підготовки. Крім того, для використання тензорних критеріїв міцності необхідні параметри, які отримуються лише дослідним шляхом. Самі ж критерії незадовільно описують поведінку деревини при роботі за складного напруженого стану. Ашкенази Е.К. сама вказувала на те, що за навантажень, які створюють тристоронній напружений стан її критеріїв потребують доопрацювання [7]. В подальшому Орлович Р.Б. [167], Фурсов В.В. [208, 209, 210, 211] проводили експериментальні перевірки та уточнення цих критеріїв.

Проблему тріщиностійкості деревини з позиції механіки руйнування розглядали Шатц Т. в роботі [256] та Найчук А.Я. [156, 160, 162, 133] . Але ще в 60 роки попереднього століття Дроздовським Б.А. та Фридманом Я.Б. [98] було зауважено, що лінійна механіка руйнування з наявними в ній перевагами простоти недостатньо охоплюють процес руйнування для того, щоб лишитися основною теоретичною базою. Сам засновник механіки руйнування Гриффитс [244] дуже обережно висловлювався про використання запроваджених ним підходів до складних неоднорідних матеріалів, в яких за напружень близьких до руйнівних є відхилення від закону Гука.

Тутурин С.В. в роботі [204] продовжив розвивати синтетичну теорію міцності матеріалу, прилаштовуючи її до природного анізотропного матеріалу – деревини. Автор, базуючись на експериментально-теоретичних дослідженнях і аналізуючи знаходження пружного потенціалу, спростив знаходження пружних постійних деревини з 36 до 9, а для визначення відношень між напруженнями і деформаціями та пружного потенціалу для випадку тристоронньої симетрії властивостей – до 5 пружних постійних.

Найбільш поширеною для елементів з деревини є робота її на згин. Рішенню задачі згину дерев'яного елемента присвячена велика кількість робіт, бо саме з точки зору практикуючого інженера ця робота найбільш цікава. Так як навіть за роботи балки з зоною чистого згину знайдеться два типи шарів (волокон), одні з яких працюють за напружень стиску різної інтенсивності, а інші – за напружень розтягу. І розділені вони між собою нейтральною площиною (нейтральною лінією). Донині сучасні розрахунки згинальних елементів з деревини базуються на таких тезах-догмах:

- деревина працює як абсолютно пружний матеріал;
- модулі пружності рівні в розтягнутій і стиснутій зонах;
- прийнята прямолінійна залежність розподілення напружень по висоті згинального елемента;
- положення нейтральної лінії (площини) незмінне;
- введено поняття міцності деревини на згин.

Дані пропозиції зовсім не відповідають реальній роботі деревини. Часто в конструкціях закладається запас несучої здатності більше, ніж у два рази. Задач по економічності прийнятого перерізу чинні норми не тільки не ставлять, а навіть про це і не згадують.

За дослідженнями [32, 138, 179] в стиснутому поясі за зростання навантажень деформації збільшуються як за рахунок пружної, так і за рахунок пластичної складової. Крім цього, межа міцності за розтягу більше як у два рази перевищує межу міцності за стиску. За рівності деформацій в стиснутих та розтягнутих

волокнах балки напруження в цих шарах різні. За рахунок цього нейтральна площина між стиснутою та розтягнутою зонами вже на початкових стадіях завантаження починає поступово зміщуватися в сторону розтягнутої зони, а за косоного згину ще й з поворотом в одну із сторін. І основним фактором при розрахунку елементів з деревини на чистий згин є діаграми «напруження-деформації», які використовуються з отриманих даних експериментальних випробувань зразків із чистої деревини. Малий зразок з чистої деревини не дає нам повну інформацію про поведінку як мікроструктури деревини, так і макроструктури. В таких зразках є надмірна кількість мікроелементів (молекул целюлози) та мала кількість макроелементів деревини (волокон, річних кілець, пізньої та ранньої деревини). Певною мірою, перенесення подібних даних з маленьких зразків на реальні конструкції, робота яких, в силу своїх розмірів суттєво відрізняються від роботи чистої деревини, а також за впливу пороків та масштабного фактора, не зовсім правомірна. Але вся сучасна теорія базується на таких даних, а це призводить до неточного розуміння основ сприйняття матеріалом навантаження. До того ж, побудова діаграм «напруження-деформації», як правило, закінчувалася точкою сприйняття максимального зусилля. Як веде себе деревина за межами цієї точки ще не досліджено, хоча відомо, що залишкова міцність складає суттєву частину. Такі дослідження необхідні для прогнозування залишкового часу працездатності конструкцій з деревини та запобіганню прогресуючому руйнуванню конструкцій за дії різних видів навантажень [62, 63]. Вірніше, необхідно б використовувати для розрахунків діаграми, які отримані на великих зразках з цільної та клеєної деревини.

У більшості проведених відомих експериментальних досліджень деформування деревини під навантаженням, як за стиску, так і за розтягу вздовж волокон [6, 14, 16, 29, 34, 105, 104, 108, 144] не ставилася задача вивчення роботи деревини в закритичному стані і побудови залежності $\sigma_d - u_d$ (напруження-

деформації) зі спадною (нисхідною) ділянкою деформування аж до повного руйнування матеріалу.

В дослідженнях механічного стану деревини використовували як прямий метод одержання діаграм деформування матеріалу на зразках, так і опосередкований. Завантаження зразків виконувалися на гідравлічних пресах поетапно з контролем швидкості зростання навантажень [30, 144, 219]. Аналогічним чином проводиться завантаження і з'єднань елементів та конструкцій з деревини при їх випробуваннях. За такої методики випробування не можна отримати діаграму деформування деревини та її з'єднань зі спадною ділянкою.

Лише за зміни способу навантаження на зразок виявилися зовсім нові результати, які можуть розкрити суть роботи деревини під дією навантажень. Нині існують діаграми «напруження-переміщення (плити пресу)», які отримують на сучасних пресах з жорстким режимом прикладення навантаження [12, 13, 148, 204] (рис.1.9).

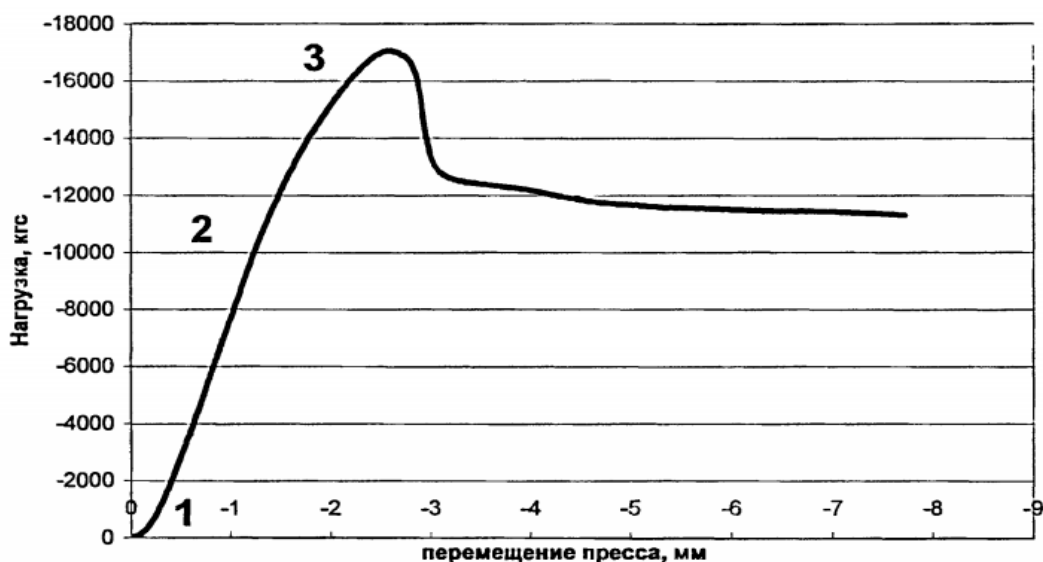


Рис. 1.9 – Діаграма “переміщення плити – навантаження ” при випробуванні деревини на стиск вздовж волокон

Проте і такі діаграми мають також певний недолік. При переміщенні плит пресу, на початковій стадії завантаження, діаграма деформування деревини

(ділянка 1) дещо викривлена бо на цій стадії суттєво впливає місцеве змінання торців зразка через неточності у виготовленні, дефекти при обробці торцевих поверхонь та пошкоджень в цих частинах мікро- і макроструктури деревини (краєві ефекти).

Тому, для ліквідації цього недоліку, необхідно визначати відносні деформації деревини [41, 42, 44], а не переміщення траверси пресу [31, 138, 204] за жорсткого режиму прикладення навантаження рис.1.10.

У всіх розглянутих методах розрахунку не враховується пластична робота матеріалу та наявність спадної (нисхідної) вітки при деформуванні деревини на стиск, а це є певним важливим резервом в роботі конструкції. Звичайно, використовувати роботу деревини на всій довжині спадної вітки і за значних деформацій не є доцільним, але обмежену частину резерву необхідно використовувати.

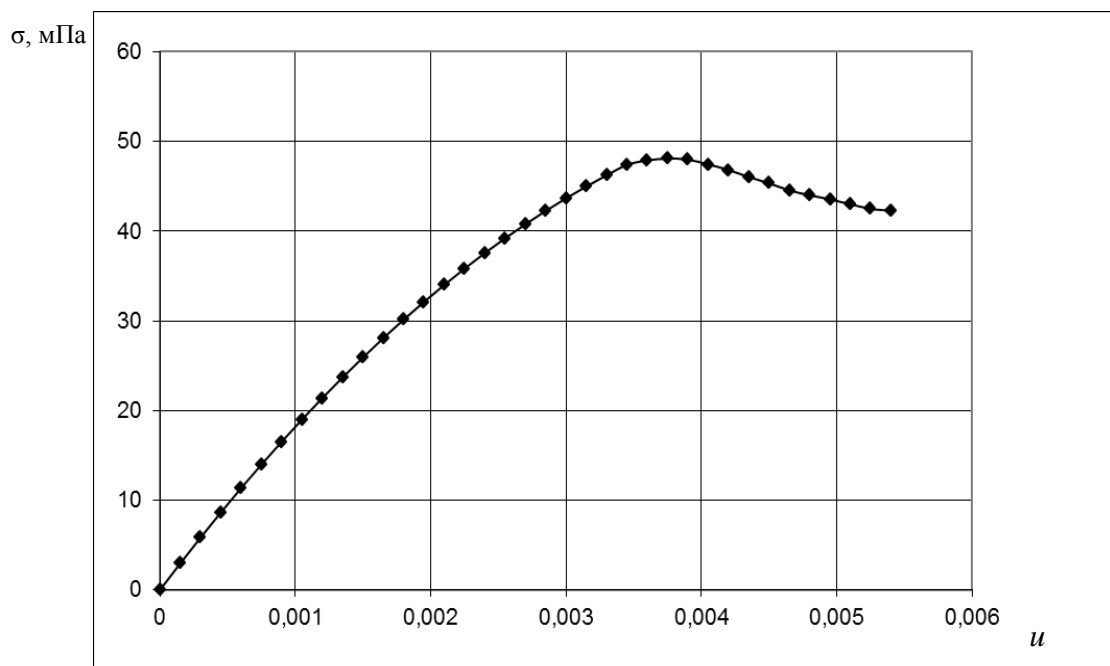


Рис.1.10 – Діаграма “напруження - деформації ”за стиску деревини вздовж ВОЛОКОН

1.11. Визначення модуля деформацій деревини

З використанням в розрахунках повної діаграми деформування матеріалу з'явилася можливість визначати напружено-деформований стан в конструкціях з цільної та клеєної деревини від початку завантаження до граничного стану - руйнування. Для виконання цього завдання в певних випадках необхідно визначати модуль пружності матеріалу.

В 1846 году Шевальдьє и Вертгейм вперше привели результати широкого дослідження пружної анізотропії деревини [227, 228]. Вони досліджували 94 дерева різних порід по визначенню модуля пружності і швидкості проходження звуку вздовж волокон.

З шістнадцяти зроблених ними висновків найбільш значимі:

- залишкові деформації завжди є, навіть, за порівняно малої пової деформації;
- модуль пружності в маленьких дослідних зразках добре збігається з модулем великих, узятих з того ж дерева;
- модулі пружності і міцність збільшуються в однаковій мірі з віком дерева;
- місце, з якого взятий зразок, вздовж стовбура чи вздовж радіусу зрізу, впливає на модуль пружності і міцність, які зменшуються з віддаленням від осі стовбура чи з висотою.

Практично ці висновки мають велике значення і в наші дні. Але експериментальні та теоретичні дослідження, що проводилися до 1950 року, не мали визначених стандартів на проведення випробувань.

Найбільш цінні щодо питання міцності і деформативності деревини були дослідження, що проводилися в період с 50-х по 70-і роки ХХ століття і відновлені в 90-і роки. В ці роки були прийняті ГОСТи по визначенню модуля пружності деревини на малих зразках, наприклад при стиску ГОСТ 21523.8 -77, згину – ГОСТ 21523.7-77, розтягу – ГОСТ 21523.9-77. При цьому розрахунковий поперечний переріз зразків приймали: для згину - 15x15 мм; для стиску - 20x20 мм; для розтягу - 4x20 мм. В усіх випадках при випробуваннях малих зразків

спочатку завантажують до певної межі, дають витримку і довантажують до верхньої межі. Навантаження – розвантаження повторюють шість разів. Модуль пружності визначають на третьому-шостому завантаженнях:

при згині

$$E = \frac{0,21l^3(P_B - P_H)}{bh^3f}; \quad (1.33)$$

при стиску

$$E = \frac{l(P_B - P_H)}{bh(l_{P_2} - l_{P_1})} \cdot 10^{-6}; \quad (1.34)$$

при розтягу

$$E = \frac{l(P_B - P_H)}{bh(l_{P_2} - l_{P_1})} \cdot 10^{-6}, \quad (1.35)$$

де f та $\Delta l = (l_{P_2} - l_{P_1})$ визначають як середнє на трьох останніх циклах.

Знаменский Е.М. [103] вивчаючи вплив розмірів дослідного зразка на модуль пружності, зробив висновок, що найбільший вплив неоднорідності спостерігається на малих зразках, де отримано найбільше розсіювання даних по відношенню пружних властивостей. Стійке значення модуля пружності для елементів з деревини, що зазнають згину, за різних відношень l/h з включенням достатньої кількості структурних елементів деревини наступає для нормальних поперечних перерізів з розмірами зразка не менше 4,5 x 4,5 см.

За результатами своїх досліджень Тутурин С.В. [204] встановив мінімальне співвідношення l/h для елементів, що працюють на згин, воно повинно бути в діапазоні 5-6. В німецьких стандартах на проведення випробувань по визначенню в'язкості руйнування при згині методами механіки руйнування відношення l/h приймається рівним 6 [198].

Визначення модуля пружності деревини в згинальних елементах Сухарев И.П. [200] пропонує визначати як середнє значення між модулями стиснутої і розтягнутої зон, які визначають окремо за відповідними формулами:

$$E_x^+ = \frac{M}{W} \cdot \left(\frac{\varepsilon_t + \varepsilon_c}{2\varepsilon_t^2} \right), \quad (1.36)$$

$$E_x^- = \frac{M}{W} \cdot \left(\frac{\varepsilon_t + \varepsilon_c}{2\varepsilon_c^2} \right), \quad (1.37)$$

де M – згинаючий момент від зовнішніх навантажень, $\text{кН}\cdot\text{см}$;

W – момент опору поперечного перерізу елемента, см^3 .

ε_t , ε_c – відносні фіброві деформації в розтягнутій та стиснутій зонах при одному рівні навантаження, 10^5 ,

$$E = \frac{E_x^+ + E_x^-}{2}. \quad (1.38)$$

В роботах Thunel В., Тарнопольського Ю.М., Деловой М.И. [201, 92, 261] модуль пружності деревини для елементів, що зазнають згину, рекомендується визначати по методиці вимірювань різниці прогинів на ділянці чистого згину з $M = \text{const}$

$$E_x = \frac{Fl_p^3}{548I_x(f_c - f_M)}, \quad (1.39)$$

де f_c – прогин балки по середині прольоту, см ;

f_M – середній прогин балки в місці прикладення зосереджених сил, см ;

l_p – розрахунковий проліт балки, см ;

F – зосереджене розрахункове зовнішнє навантаження, кН ;

I_x – момент інерції поперечного перерізу балки, см^3 .

Так як стандартні методи визначення модуля пружності базуються на випробуваннях зразків з маленьким робочим поперечним перерізом та вони піддаються шестиразовому навантаженню-розвантаженню в межах 2,5-10 МПа, то необхідно відзначити такі недоліки:

а) маленький розрахунковий поперечний переріз зразка з деревини не має необхідного складу макроструктурних елементів деревини;

б) режим випробувань приводить з однієї сторони до внутрішньоструктурного напруженого стану матеріалу, а з іншої - до вибору пластичних деформацій;

в) маленькі зразки з чистої деревини мають значний відсоток пошкодженої деревини відносно всього об'єму.

Це дає побічні впливи на пружні властивості та міцність, а також приводить до викривлених їх значень.

Тутурин С.В. [204] рекомендує визначати модуль деформації деревини на зразках з поперечним перерізом конструктивних розмірів не менше 4,5x4,5 см по куту нахилу дотичної до кривої “ $\sigma - \epsilon$ ” на пружній ділянці деформування. Але на типовій діаграмі “навантаження – переміщення плити пресу” за жорсткого режиму завантаження умовно прямолінійна частина, після початкового викривлення, за даними автора, починається приблизно від 9 МПа і продовжується до 33 МПа. А на початку діаграми механічного стану деревини за повздовжнього стиску, як відзначалося раніше, видно суттєвий вплив краєвих ефектів – неточності і дефекти при обробці торцевих поверхонь та пошкодження в цих частинах зразка мікро- і макроструктури цільності деревини. Прояв вказаних дефектів певною мірою є на протязі всього процесу випробування від початку завантаження і до руйнування, тому необхідно, для виправлення цих недоліків, відразу за допомогою приладів визначати відносні деформації деревини зразка, а не переміщення траверси пресу за жорсткого режиму завантаження дослідних зразків. При цьому, не завжди можна прилади для вимірювання відносних деформацій деревини розмістити таким чином, щоб зона утворення складки в волокнах знаходилася в зоні вимірювань.

1.12. Характеристика малоциклових навантажень, які діють на конструкції з деревини

У відповідності з прийнятою в нормах проектування класифікацією всі навантаження і впливи поділяються на постійні та змінні. Останні, в свою чергу,

можуть бути тривалими, короткочасними і епізодичними [90]. Крім цього ДБН В.2.6-161:2017 “Конструкції будинків і споруд. Дерев’яні конструкції. Основні положення” до змінних вводить поняття «навантаження середньої тривалості». Існуючий розподіл за тривалістю дії не повністю відображає характер та значення діючих навантажень. В реальних умовах змінні навантаження, як правило, періодично повторюються, тобто мають змінний характер дії, як за тривалістю, так і за величиною. Таким чином, змінні навантаження доцільно уявляти монотонно змінними (монотонно зростаючими і монотонно спадаючими) та циклічними (малоцикловими (періодичність повторень яких може досягати декількох десятків, сотень, а інколи і тисяч циклів) та багатоцикловими (з періодичністю повторень більше чим 10^6 циклів))[9].

Аналіз характеру зовнішніх навантажень дозволяє відносити до малоциклових наступні навантаження: вітрові, снігові, сейсмічні, від ваги людей, меблів, матеріалу, що складується і тому подібне. Експлуатаційні рівні малоциклових навантажень технологічного характеру (на перекриття виробничих, громадських і житлових будівель та споруд), як правило, не перевищують своїх розрахункових значень. Дія таких навантажень передбачає роботу складових матеріалу конструкцій за низьких та середніх рівнів напружень. Це створює сприятливі умови для розподілу напружень з поступовим послабленням і подальшою ліквідацією концентраторів напружень, внаслідок цього відбувається ущільнення матеріалу, призупиняється ріст деформацій.

Але в багатьох випадках за дії малоциклових навантажень має місце перевантаження, тобто інколи повторювальні навантаження можуть перевищувати свої характеристичні та розрахункові значення. Особливо це стосується навантажень природного походження (вітрових, снігових, хвильових, температурних тощо). Такого роду окремі навантаження можуть спричиняти у перерізах високі напруження, максимальні рівні яких перевищують так звану “критичну” межу. Після таких впливів пластичні деформації деревини поступово розвиваються навіть при низьких рівнях навантажень і після певної кількості

циклів навантаження-розвантаження відбувається руйнування. Даний процес настання граничного стану називають малоцикловою витривалістю. Авторами [153, 186] було запропоновано модель для розрахунку малоциклової витривалості нормальних перерізів деревини в складі дерево-залізобетонних згинаючих елементів, яка базується на основі аналітичних діаграм деформування деревини. При розрахунку витривалості нормальних перерізів автори виходять з таких передумов:

- розрахунковим є переріз, нормальний до поздовжньої осі елемента;
- за розрахункові приймаються нормальні напруження в дерев'яному елементі;
- зв'язок між осьовими напруженнями і відносними деформаціями деревини представляються у вигляді трансформованих діаграм;
- для середніх деформацій дерев'яної балки вважається справедливою гіпотеза плоских перерізів.

Малоциклову витривалість автори оцінюють виходячи з умови

$$M_{i,\max} + \Delta M_{di} \leq M_z, \quad (1.40)$$

де $M_{i,\max}$ – згинаючий момент від максимального значення навантаження у циклі;

ΔM_{di} – додатковий згинаючий момент в результаті виникнення і розвитку залишкових деформацій в деревині, який визначається

$$\Delta M_{di} = \varepsilon_{pl}^0(N) \cdot E_d \frac{(h-x)^2}{x} \cdot \frac{A_d}{3}, \quad (1.41)$$

де $\varepsilon_{pl}^0(N)$ – пластичні деформації деревини;

E_d – модуль пружності деревини;

h – висота перерізу;

x – висота стиснутої зони;

M_z – внутрішнє зусилля за напруженням σ_d для будь-якого нормального перерізу.

Діючи ж норми з проектування дерев'яних конструкцій [91, 231] не враховують вплив повторних малоциклових навантажень на зміну фізико-

механічних властивостей матеріалу (деревини) та несучу здатність з'єднань. Також норми не враховують реальні зміни напружено- деформованого стану та несучої здатності елементів після дії малоциклових навантажень, оскільки це питання теоретично та експериментально недостатньо вивчене. Все це говорить про необхідність дослідження впливу малоциклових навантажень на подальшу роботу елементів з деревини та їх з'єднань, а також встановлення прогнозованого терміну подальшої експлуатації.

У кожному конкретному випадку вплив малоциклових навантажень спричиняє специфічні особливості деформування та руйнування конструкцій та їх з'єднань.

1.13. Основні положення розрахунку згинальних елементів та конструкцій з деревини на міцність відповідно до чинних норм (Єврокод 5, ДБН В.2.6-161:2017)

Розрахунок згинальних елементів з цільної та клеєної деревини на міцність проводять за нормальними та дотичними напруженнями. Розрахунок згинальних елементів на міцність за нормальними напруженнями виконують за формулою

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,d}, \quad (1.42)$$

де $\sigma_{m,d}$ – розрахункові напруження згину відносно однієї з головних осей;

M_d – розрахунковий згинальний момент від зовнішніх навантажень;

W_d - розрахунковий момент опору поперечного перерізу елемента відносно однієї з головних осей, який для суцільних елементів приймається $W_d = W_n$;

W_n - момент опору нетто поперечного перерізу відносно головної осі елемента.

Розрахунковий опір на згин відносно однієї з головних осей встановлюють з виразу

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}, \quad (1.43)$$

де $f_{m,k}$ – характеристичні значення опору деревини згину, що наведені в таблицях Б.1 ДБН В.2.6-161:2017 [91];

k_{mod} – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості (експлуатаційний клас) встановлюється за таблицею А.1 ДБН В.2.6-161:2017 [91];

γ_M – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу встановлюється за таблицею 6.1 [91].

Нині в Україні розрахунок елементів суцільного перерізу на міцність за нормальними напруженнями, в яких площа дії сили не збігається з площиною головних осей розраховують на косий згин за наступних умов (згідно чинних норм [91])

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1, \quad (1.44)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1, \quad (1.45)$$

де $f_{m,d}$ – розрахунковий опір згину;

k_m - коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі;

$\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$ – розрахункові нормальні напруження згину відносно головних осей визначаються з умов

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_{d,y}}, \quad (1.46)$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{d,z}}{W_{d,z}}. \quad (1.47)$$

Складові розрахункового згинального моменту визначають з умов:

$$M_{d,y} = M_d \cdot \cos \alpha, \quad (1.48)$$

$$M_{d,z} = M_d \cdot \sin \alpha, \quad (1.49)$$

тут M_d – розрахунковий згинальний момент від зовнішніх навантажень;

α – кут між площиною головних осей поперечного перерізу і площиною напрямку дії зовнішніх сил.

Розрахунок міцності згинальних елементів з деревини на сколювання необхідно проводити за формулою

$$\tau_d = \frac{V_d S_y}{(I_y b)} \leq f_{v,d}, \quad (1.50)$$

де τ_d - дотичні напруження;

V_d - гранична розрахункова поперечна сила;

S_y - статичний момент бруто частини поперечного перерізу, що сколюється, відносно нейтральної осі;

I_y - момент інерції бруто поперечного перерізу елемента;

b - розрахункова ширина перерізу елемента;

$f_{v,d}$ - розрахунковий опір сколюванню за згину, який встановлюють з виразу

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}, \quad (1.51)$$

де $f_{v,k}$ – характеристичне значення опору деревини хвойних чи листяних порід сколюванню вздовж волокон, що наведені в табл. Б1, табл. Б2 [91];

k_{mod} – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості (експлуатаційний клас) встановлюється за таблицею А.1 ДБН В.2.6-161:2017 [91];

γ_M – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу встановлюється за таблицею 6.1 [91].

1.14. Висновки по аналізу літератури. Мета та задачі досліджень

На підставі аналізу літературних джерел по стану питання можна зробити такі висновки:

1. Для достовірного оцінювання несучої здатності елементів з цільної чи клеєної деревини при вирішенні практичних задач необхідно мати в наявності реальні діаграми деформування деревини на всіх стадіях навантаження аж до руйнування.

2. Пропозиції щодо аналітичної апроксимації законів повздовжнього деформування стиснутої деревини в більшості випадків досить добре описують тільки висхідну ділянку діаграми. Для опису повної діаграми механічного стану деревини повздовжнього стиску в умовах повної відсутності порівняльних даних та нормування її не лінійності необхідне проведення додаткових спеціальних експериментальних досліджень.

3. До сьогодні досить мало робіт щодо вивчення напружено-деформованого стану деревини в “розрахунковому поперечному перерізі” як самої конструкції, так і роботи матеріалу у її складі.

4. Відсутня загальна теорія розрахунку конструкцій з деревини, що базувалася б на обґрунтованих чітких гіпотезах та передумовах і була б побудована на основних принципах механіки твердого тіла.

Мета та задачі досліджень.

На основі проведеного аналізу експериментальних та теоретичних досліджень визначена мета та завдання для досягнення поставленої мети.

Мета роботи: встановити повні діаграми механічного стану деревини при одноразовому та повторному стисканні, виявити можливі характерні стадії роботи згинальних елементів від початку навантаження до руйнування, сформулювати критерії досягнення згинальними елементами граничних станів та на їх основі розробити деформаційну методику розрахунку згинальних елементів з цільної та клеєної деревини при одноразових та повторних навантаженнях.

Задачі дослідження. Для досягнення мети поставлені такі задачі:

- за літературними джерелами виконати аналіз експериментально-теоретичних досліджень та апроксимуючих функцій діаграм деформування деревини, встановити їх позитивні сторони та недоліки;
- розробити методику для експериментальних досліджень повної діаграми деформування деревини вздовж волокон за короткочасного стиску та розтягу і побудова повної діаграми механічного стану матеріалу від початку завантаження і до руйнування;
- обґрунтувати та запропонувати апроксимуючі функції експериментальних діаграм деформування, які б досить точно врахували вплив різних факторів;
- провести експериментально-теоретичні дослідження роботи деревини та з'єднань із елементами з деревини за дії малоциклових навантажень різної інтенсивності;
- удосконалити методику визначення модуля пружності цільної та клеєної деревини;
- визначити та охарактеризувати характерні стадії напружено-деформованого стану нормального розрахункового поперечного перерізу роботи деревини під навантаженням;

- обґрунтувати допущення та гіпотези і розробити модель розрахункового нормального поперечного перерізу елемента з деревини та сформулювати критерії досягнення елементами граничного стану;
- розробити методику визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів в елементах з деревини за поперечного згину;
- розробити основи деформаційної моделі опору нормальних розрахункових перерізів елементів конструкцій з деревини;
- розробити практичні методи розрахунків конструкцій з деревини на основі деформаційної методики та рекомендації з проектування конструкцій з цільної та клеєної деревини.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [41, 45, 50, 54, 64, 71, 72, 80, 224, 234, 236, 238, 239]

РОЗДІЛ 2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДІАГРАМ ФІЗИЧНОГО СТАНУ ДЕРЕВИНИ ЗА СТИСКУ, РОЗТЯГУ, СКОЛЮВАННЯ ТА ЗГИНУ

2.1. Особливості методики випробування дослідних зразків

Вивчення роботи деревини з побудовою повної кривої деформування пружно-пластичного матеріалу можна здійснити лише за досліджень, при яких навантаження прикладається до зразка з постійним контролем значень деформування зразків [42, 41] в, так званому, жорсткому режимі роботи матеріалу.

Такі навантаження можна здійснити або на спеціальних механічних пресах, які використовують за кордоном, або за допомогою спеціально виготовленої установки для досліджень механічного стану матеріалів за навантажень, що прикладаються до зразка зі сталою швидкістю зростання деформацій на весь час проведення випробувань зразків з суцільної чи клеєної деревини конструкційних розмірів.

Програмою експериментальних досліджень було передбачено вивчення впливу одноразових і повторних малоциклових навантажень на роботу деревини за стиску, розтягу, сколюванню вздовж та поперек волокон, а також особливостей сприйняття цих навантажень клейовими та нагельними з'єднаннями дерев'яних конструкцій. Для виконання даної програми були виготовлені та випробувані експериментальні зразки у вигляді призм, клейових, нагельних, болтових з'єднань та спеціальних зразків з деревини для вивчення повздовжнього сколювання. Дослідження кожної з механічних характеристик проводилися щонайменше на трьох зразках близнюках.

Обсяг виконаних автором в цьому напрямку експериментальних досліджень та розміри дослідних зразків приведено в таблиці додатку Г1.

2.2. Конструкція устаткування і методика проведення випробувань за стиску вздовж волокон при центральному деформуванні за жорсткого режиму прикладення навантаження

Для вирішення питання одержання повних діаграм стану матеріалу та побудови спадної ділянки діаграми деформування матеріалів на кафедрі промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП виготовлено спеціальну установку для досліджень механічного стану матеріалів за навантажень, що прикладається до зразка зі сталою швидкістю зростання деформацій. Така установка зібрана з трьох послідовно з'єднаних і симетрично розміщених навколо зразка гідравлічних домкратів, які встановлені між плитами преса.

Дослідження проводилися на зразках з сосни розмірами 45x45x250 мм, яка виростає в лісах Рівненської області. Виготовлення зразків для серії випробувань проводили з одного довгого бруска по десять-дванадцять заготовок. Всі грані зразків були чисто оброблені.

Висушування деревини для виготовлення зразків проводилося на протязі одного року за нормальної вологості середовища в 60-70% та температури 18-21°C з доведенням до необхідної проектної вологості деревини в 10% в термокамері. Вік дерев, з яких були зроблені заготовки – 90...100 років.

В процесі підготовки до випробувань для визначення деформацій на дві протилежні грані прикріплювалися індикатори годинникового типу 2МИГ з базою вимірювань 100 мм (рис.2.1). На початку випробувань кожен із зразків з деревини був відцентрований спочатку по геометричних, а згодом по фізичних осях. Навантаження дослідних зразків проводилося ступенями з витримкою в 1-2 хвилин для зняття показів по приладах.

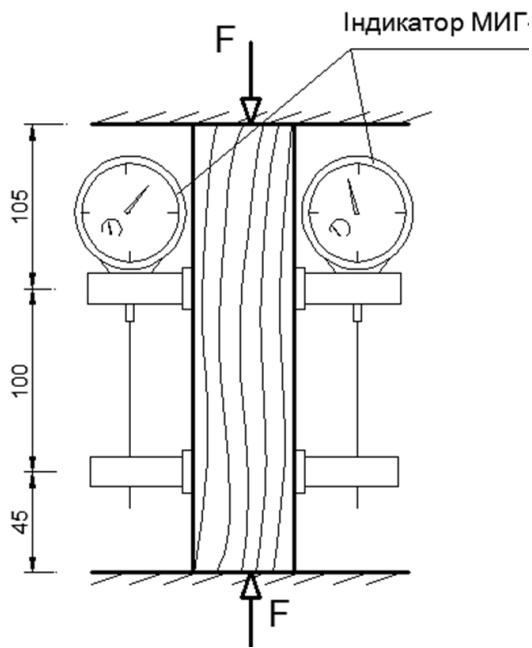


Рис.2.1– Схема розташування індикаторів 2МИГ на дослідних зразках

Під час випробування дослідних зразків за досягнення зовнішнього навантаження 60...70% від руйнівного, в роботу включалися три симетрично розташовані гідравлічні домкрати. Схема розташування зразка та гідродомкратів між плитами преса показана на рис.2.2.

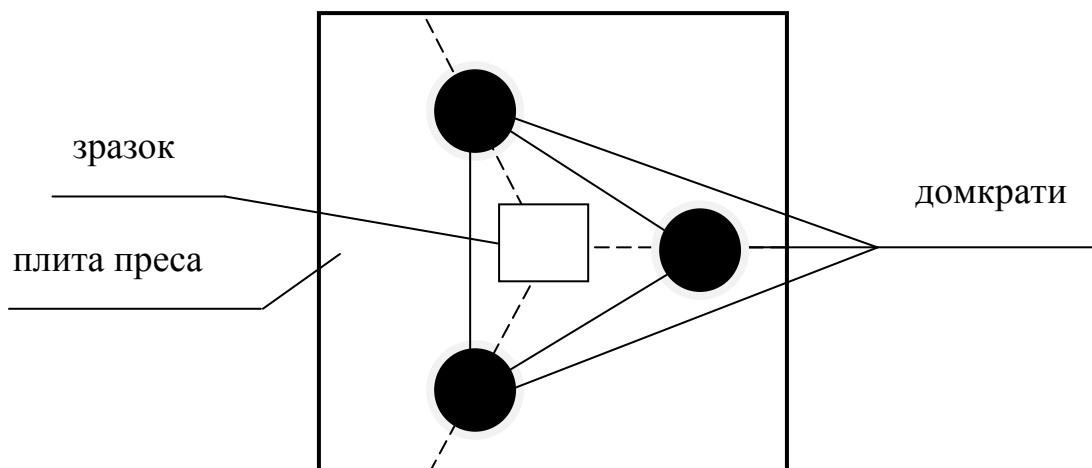


Рис.2.2 – Схема розташування зразка та гідродомкратів між плитами преса

Домкрати в свою чергу працювали сумісно з насосною станцією на манометрі якої спостерігалися які сумарні зусилля сприймалися гідродомкратами. Таким чином при збільшенні навантаження на пресі фактичне зусилля, яке сприймалося

зразком, поступово зменшувалося за рахунок передачі частки зусилля на гідродомкрати. Включення в роботу гідродомкратів забезпечило можливість виключити миттєве руйнування зразка з деревини та отримати експериментальні дані зі встановлення межі критичних деформацій $u_{d,f}$ за середнього значення тимчасового опору стиску деревини вздовж волокон $f_{c,o,d}=66,05$ МПа та визначити відносні деформації деформування експериментальним шляхом у закритичній зоні роботи деревини, в якій рівні повздовжнього деформування деревини $u_{d,i}$ перевищують критичні деформації у вершині діаграми.

2.3. Експериментальні дослідження діаграми « $\sigma_d - u_d$ » за стиску вздовж волокон при центральному деформуванні за жорсткого режиму прикладення навантаження

За результатами випробувань побудовані діаграми повного деформування деревини вздовж волокон ($\sigma_d - u_d$) зі спадною віткою з обмеженням її довжини $u_{c,d} = 1,45u_{c,fin,d}$. Багато дерев'яних призм, що були випробувані, згодом були вибракувані, бо складка в зразках утворювалася то в зоні обпирання з плитою преса, то поза межами зони вимірювання деформацій індикаторами 2МИГ (рис.2.3а та рис. 2.3б). Результати експериментальних випробувань бралися лише з тих дослідних зразків у яких утворення складки проходило в зоні вимірювань деформацій деревини індикаторами (рис. 2.3в). Приклад побудови діаграм деформування показано на трьох довільно вибраних зразках-близнюках з сухої деревини і наведено на рис. 2.4.

На підставі побудованих діаграм деформування деревини зі спадною віткою дозволило оцінювати залишкову міцність деревини $f_{c,d}$ на різних рівнях роботи матеріалу .

а)



б)



в)



Рис. 2.3 – Найхарактерніші види руйнування призм

а – в зоні контакту зразка з плитою пресу; б – в зоні, що знаходиться за межами вимірювань; в – в зоні вимірювань деформацій приладами

Експериментально отримана діаграма деревини дає можливість визначитися з найсуперечливішим і найважливішим параметром – критичною деформацією деревини на стиск $u_{c,fin,d}$, яку можна використати при встановленні напружено-деформованого стану та розрахунку конструкцій з деревини з використанням деформаційної моделі. В багатьох моделях діаграм стану матеріалу саму діаграму обмежують значенням величини $u_{c,fin,d,u}$ яку як граничну і приймають за константу, наприклад, для бетону при $0,85f_{c,o,d}$ на спадній вітці деформування [183].

Критичні відносні деформації цільної деревини вздовж волокон за результатами одноразових статичних випробувань десяти зразків з сосни у вигляді призм розмірами 45x45x250 мм за жорсткого прикладення навантаження із постійним контролем розвитку деформацій коливалася в межах від

$u_{c,fin,d} = 45,1 \cdot 10^{-4}$ до $u_{c,fin,d} = 56,8 \cdot 10^{-4}$ за середньої тимчасової міцності на стиск $f_{c,i,T} = 56 \text{ МПа}$ та середньої вологості $w=10\%$.

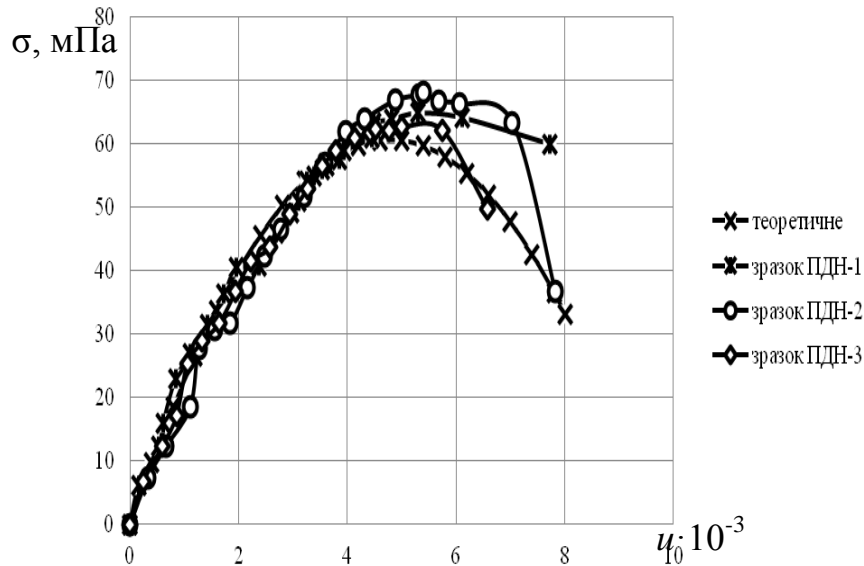


Рис.2.4 – Діаграма “напруження - деформації” повздожнього стиску деревини сосни зразків-близнюків

2.4. Експериментальні дослідження діаграми « $F - u_d$ » стиску деревини в отворах нагельних з'єднань за дії одноразових статичних навантажень

Для досягнення даної мети в науково-дослідній лабораторії НУВГП було зроблено ряд двоболтових двозрізних з'єднань, які були виготовлені з деревини сосни першого сорту. Для вимірювання деформацій взаємного зсуву елементів нагельних з'єднань, а також зсуву зі згином болтів всіх серій використовувались індикатори годинникового типу ИЧ-10н з ціною поділки 0,01 мм, які були закріплені з протилежних сторін з'єднань [45] (рис. 2.5).

Проводилося також вимірювання відносних деформацій розтягнутої та стиснутої зони болтів за згину, які здійснювали за допомогою тензодатчиків з

базою 20 мм, наклеєних з кожної сторони болта (рис. 2.6). Для реєстрації показів датчиків використана тензометрична вимірювальна система СИИТ-3М.

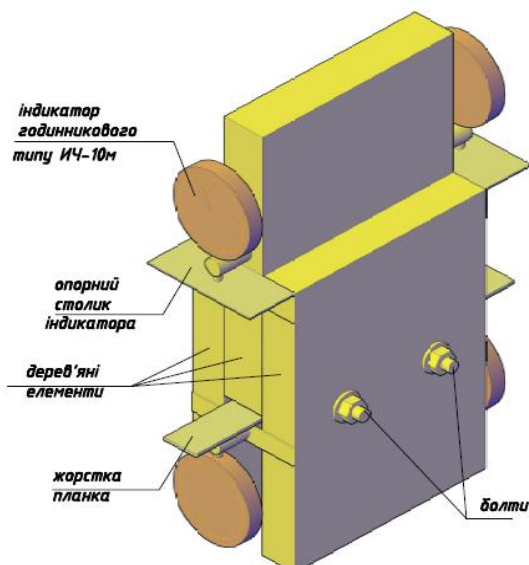


Рис. 2.5 – Загальний вигляд болтового з'єднання



Рис. 2.6– Схема розміщення тензорезисторів на болтах

Випробування всіх з'єднань проводилось при стиску на машині Р-5 (рис. 2.7). Для забезпечення необхідної точності експерименту шкала пресу при випробуваннях становила 25 кН і не перевищувала очікувану величину руйнівного зусилля більше ніж в 1,5-2 рази. Випробування проводилися за жорсткого режиму роботи з'єднання, тобто величина ступеню зростання зусилля при навантаженні всіх зразків прийнята згідно приросту деформацій взаємного зсуву між середньою та крайніми дошками з'єднання, яке на кожному ступені було прийнято однаковим за однаковий період часу t .



Рис. 2.7 – Болтове з'єднання під навантаженням

За результатами вимірювань деформування з'єднання та середнього значення деформування болтів побудовано повні діаграми деформування, які представлені для з'єднання з відношенням товщини дощок $t_1 / t_2 = 0,85$ на рис.2.8 та на рис. 2.9 для з'єднання з відношенням товщини дощок $t_1 / t_2 = 1,0$.

Повні деформації зсуву болтового з'єднання складаються з деформацій деревини постелі отвору та деформацій згину болта під навантаженням. Тоді деформації постелі деревини в зоні контакту з нагелем під болтом середньої дошки з'єднання визначаються з різниці

$$\Delta_d = \Delta - \Delta_b, \quad (2.1)$$

де Δ_d – деформації змінання постелі деревини середньої дошки в отворі під болтом; Δ – деформації зсуву з'єднання; Δ_b – сумарні деформації зсуву та прогину болта під середньою дошкою.

Також на рис. 2.8 та 2.9 показані діаграми деформування деревини під навантаженням ($F - \Delta_d$) в зоні контакту з нагелем середньої дошки двозрізного симетричного з'єднання.

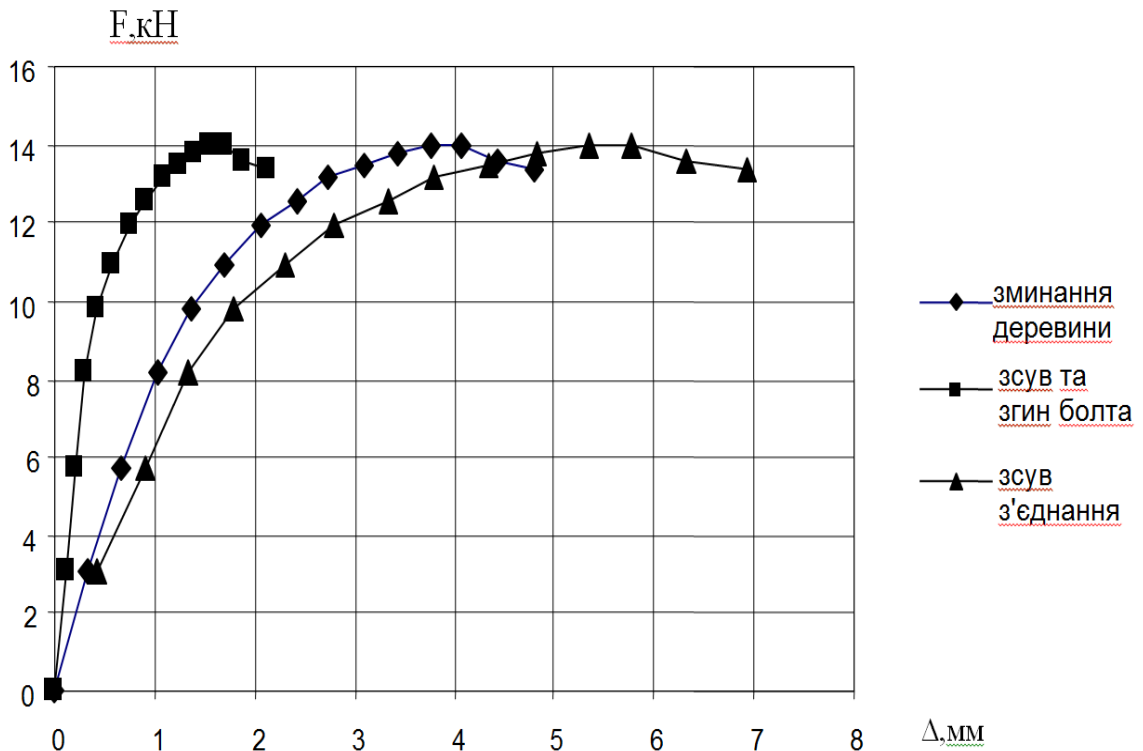


Рис. 2.8 – Діаграми деформування симетричного болтового (діаметр 8 мм) з'єднання за дії одноразового статичного навантаження при співвідношенні елементів $t_1 / t_2 = 0,85$

Як видно з рис. 2.8 та 2.9 діаграми змінання деревини в отворах під болти мають криволінійний характер, починаючи з початку прикладення навантаження до зразків нагельного з'єднання аж до руйнування. Також діаграми мають явно виражену спадну ділянку. Це говорить про те, що під навантаженням деревина деформується однаково, як в складі елемента конструкції (див. рис. 2.4) з деревини, так і в з'єднаннях конструкцій з деревини (див. рис. 2.8 та рис. 2.9).

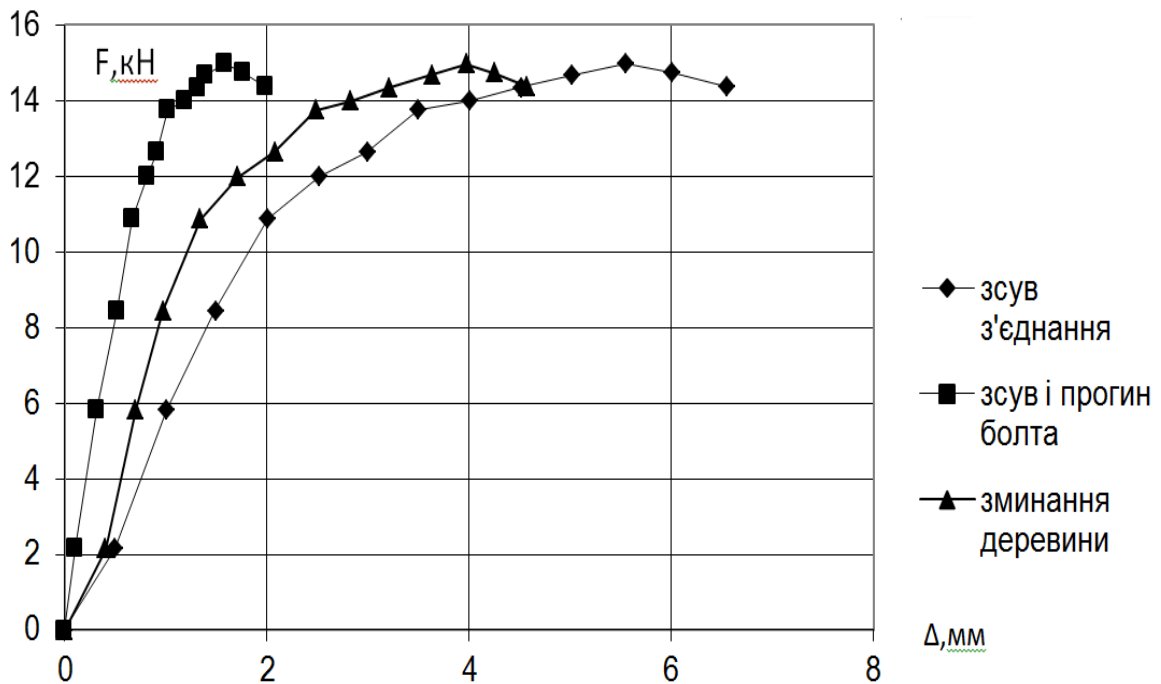


Рис. 2.9 – Діаграми деформування симетричного болтового (діаметр 8 мм) з'єднання за дії одноразового статичного навантаження при співвідношенні елементів $t_1 / t_2 = 1,0$

2.5. Аналіз результатів експериментальних досліджень повних діаграм деформування деревини в отворах нагельних з'єднань

Завдяки жорсткому режиму прикладення навантаження [42, 41] вдалося спостерігати повну картину роботи деревини за стиску вздовж волокон в зоні контактної поверхні з нагелем в отворі під болтом.

На діаграмі «напруження – деформації» (див. рис.2.4) видно два різних відрізки. Перший відрізок це висхідна крива від початку завантаження до максимальних значень напружень. Кут дотичної до кривої з віссю напруження від початкового в точці 0 до вершини постійно збільшується і доходить до 90^0 . Відразу за максимумом напруження виникають лінії ковзання [204] у вигляді тонких малопомітних полос на гранях зразка. В подальшому тут утворюється складка. Проходять зміни в структурі деревини в зоні, що примикає до цієї лінії. Інша частина зразка залишається щільною. На графіку з цього моменту

починається ділянка діаграми зі спадною віткою. Для використання в інженерних розрахунках конструкцій з деревини, так як в згинальному елементі кінцеве руйнування проходить по розтягнутій зоні, немає сенсу використовувати всю довжину спадної вітки діаграми деформування деревини. Навіть при руйнуванні згинальних елементів часто неозброєним оком не можна спостерігати утворення складки в стиснутій зоні, а якщо і спостерігаються, то деформації в на цих ділянках не перевищують 30-35% критичної деформації $u_{d,fn}$. Тому досліджувалося деформування деревини вздовж волокон з обмеженням довжини її діаграми до $u_{c,d} = 1,45u_{d,fn}$.

Для побудови діаграм (див. рис.2.8 та рис.2.9) деформування деревини під навантаженням $(F - \Delta_d)$ в зоні контакту з нагелем середньої дошки двозрізного симетричного з'єднання було проведено відповідну обробку діаграм “навантаження – деформації зсуву” та “навантаження – зсув з прогином” болтів. Діаграма деформування деревини під навантаженням $(F - \Delta_d)$ в зоні контакту з нагелем середньої дошки двозрізного симетричного з'єднання з початку прикладення навантаження і до руйнування має криволінійний характер, що подібно до діаграмі деформування деревини за дії стиску вздовж волокон. На діаграмі деформування деревини під навантаженням $(F - \Delta_d)$ в зоні контакту з нагелем середньої дошки двозрізного симетричного з'єднання також видно два різних відрізки. Перший відрізок це висхідна крива від початку завантаження до максимальних значень навантажень. Кут дотичної до кривої з віссю напруження від початкового в точці 0 до вершини постійно збільшується і доходить до 90^0 . Відразу за максимальним рівнем прикладення навантаження в обох випадках починається ділянка діаграми зі спадною віткою, який чітко спостерігається на графіках (див. рис. 2.8 та рис 2.9). Ділянка спадної вітки має тривалий характер, тому немає сенсу використовувати всю довжину спадної (нисхідної) вітки діаграми деформування деревини і на рис. 2.8 та рис 2.9 її обмежили до $\Delta_d = 1,45\Delta_{d,F}$.

2.6. Аналіз результатів експериментальних досліджень повних діаграм деформування деревини за короткочасного розтягу вздовж волокон

Напружений стан деревини за дії повздовжнього розтягу на відміну від стиску, згину та інших більш складніших напружено-деформованих станів у дослідників склалася відносна ясність поведінки матеріалу.

Для встановлення напружено-деформованого стану за повздовжнього розтягу деревини використовується стандартний зразок, який зображено на рис. 2.10.

Стандартні зразки з деревини мають недоліки. Найсуттєвіший - це недостатня кількість макроструктурних елементів деревини в тонкій робочій частині експериментального зразка. виготовлення зразка для випробувань на розтяг також потребує високої культури обробки деревини, хоча і це не виключає ймовірність пошкодження структури деревини при виготовленні. На результати випробувань також суттєво впливає спосіб закріплення зразків. Бо часто при завантаженні таких зразків в пресах раніше проходить сколювання, ніж руйнування за дії розтягу.

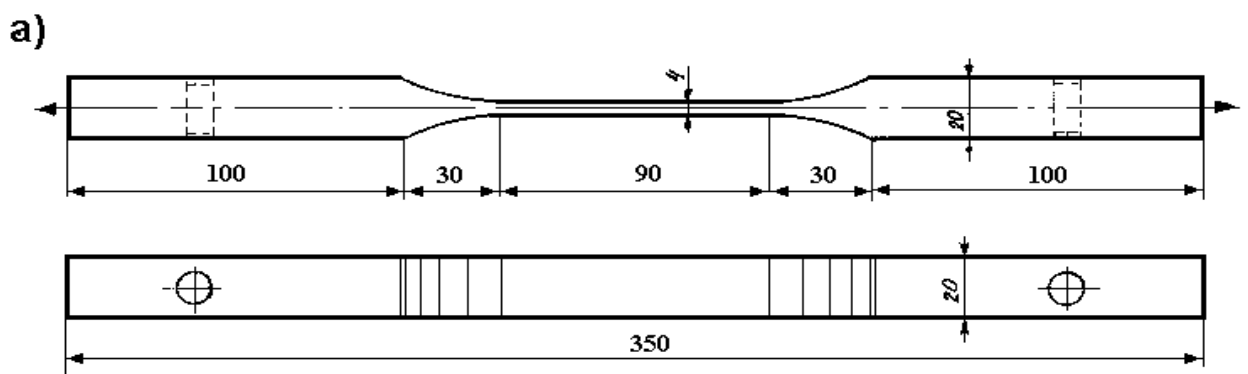


Рис.2.10 – Зразок для дослідження деревини за дії розтягу вздовж волокон

Але, на думку Тутуріна С.В. [204], прийняті зразки таких розмірів є єдиним можливим варіантом дослідження розтягу деревини, бо зі збільшенням товщини шийки необхідно прикладати більші зусилля для досягнення повного руйнування

за дії розтягу. Це в свою чергу веде до збільшення зусилля закріплення головок зразка в пресі. Так як деревина має досить малу міцність на стиск поперек волокон, то підвищення поперечного тиску на головки при закріпленні приводить до розтріскування деревини в місцях закріплень. Тому руйнування зразка у вигляді розтріскування зазвичай проходить раніше, ніж від сили розтягу.

Такі проблеми виникли і в автора при випробуванні зразків більших у поперечному перерізі від раніше вказаних – стандартних.

Супротив дії повздожнього розтягу в деревині в основному проходить за рахунок волокон – фібрил. При прикладенні навантаження фібрили переходять зі скрученого вільного стану в упорядкований розтягнутий стан, випрямляючись паралельно напрямку дії сили розтягу. Так як, макромолекули целюлози мають різну довжину, то при досягненні певного критичного значення напружень починається розрив деяких ланок фібрил з переходом до лавиноподібного розриву всієї макроструктури деревини і це приводить до повного руйнуванням зразка.

Як видно з діаграми деформування деревини за дії повздожнього розтягу, показаної на рис. 2.11, характер зростання деформацій має практично лінійну залежність від зростання напружень майже до руйнування.

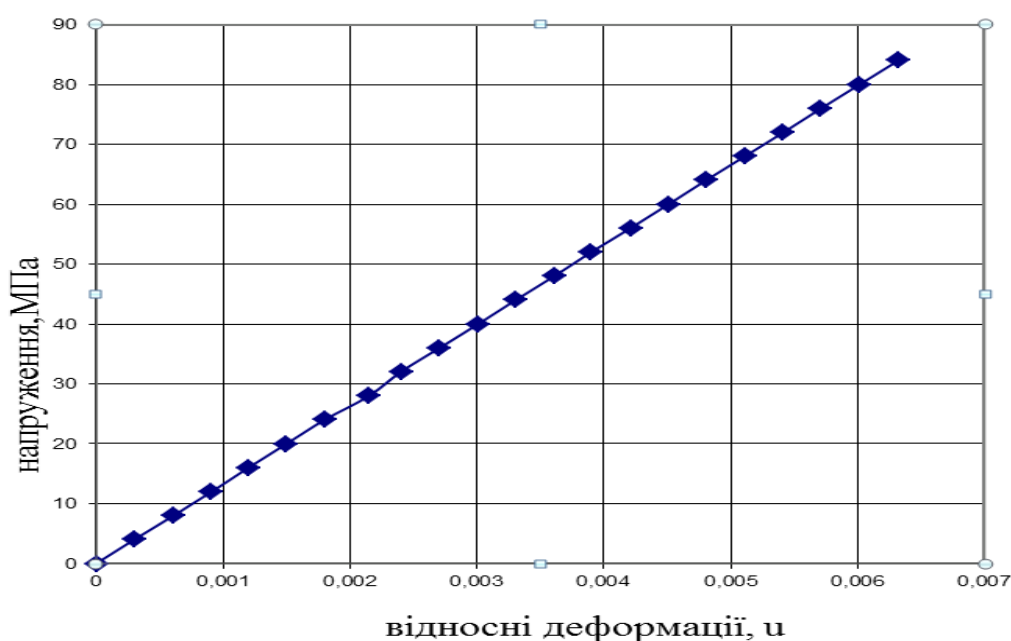


Рис. 2.11 – Діаграма $\sigma - \epsilon$ деревини за дії розтягу вздовж волокон

Отже, аналізуючи діаграму « $\sigma - u$ » за повздовжнього осьового розтягу (рис. 2.11), можна говорити про пружну поведінку деревини сосни в процесі деформування і майже до руйнування. Лише в перед руйнівному стані за навантажень $(0,9-0,95)F_{\max}$ в деревині починають різко збільшуватися пластичні деформації [216].

Розрахунок міцності за дії повздовжнього розтягу ведеться за прийнятою формулою з опору матеріалів, як для ідеально-пружного матеріалу:

$$\sigma = \frac{F}{A_n} \leq f_{t,0,k}, \quad (2.2)$$

де σ – нормальні напруження розтягу;

F – повздовжня сила;

$f_{t,0,k}$ – характеристичне значення міцності деревини за розтягу вздовж волокон;

A_n – площа поперечного перерізу з врахуванням послаблень.

2.7. Експериментальні дослідження деревини за короткочасного сколювання вздовж волокон

Термін “сколювання” в літературі взято на заміну терміну “чистий зсув”. Причиною такої заміни рахувалася робота деревини в різних елементах конструкцій і споруд, в яких, крім зсувних дотичних напружень, завжди є присутні нормальні напруження. Терміном “сколювання” прийнято називати переміщення (зсув) одної частини елемента відносно іншого, яке проходить вздовж волокон деревини.

Величини опору деревини зсуву, як показали чисельні дослідження різних авторів [104, 7, 247, 170], мають по величині неоднакові значення через різні форми, на яких проводилися дослідження і які затверджені вітчизняними та зарубіжними нормами. В підтвердження цього були отримані різні результати величин опору деревини сосни зсуву Белянкіним Ф. П. на різних по формі

зразках. Він отримав середні значення тимчасового опору по десяти зразках (4,13 МПа – двоголовий зразок; 14,28 МПа – зразок Ланге; 12,93 – зразок за американськими стандартами). Певною мірою на такі результати впливає і різне обладнання, що використовується при проведенні випробувань, і нерівномірність розподілу дотичних напружень по площадці сколювання, і вплив на площину руйнування нормальних напружень.

Для кращого розуміння даного питання розглянемо схему роботи класичного зразка з деревини за роботи на зсув (рис. 2.12). На частину зразка, що виступає, діє сила зсуву F , яка створює складний напружений стан в зоні зсуву. Під дією цієї сили, що зсовує одну частину зразка відносно іншої, крім зсувних дотичних напружень, виникає стиск, як на площадці виступу, так і в опорній частині, а також згин, при якому одна частина відривається від іншої.

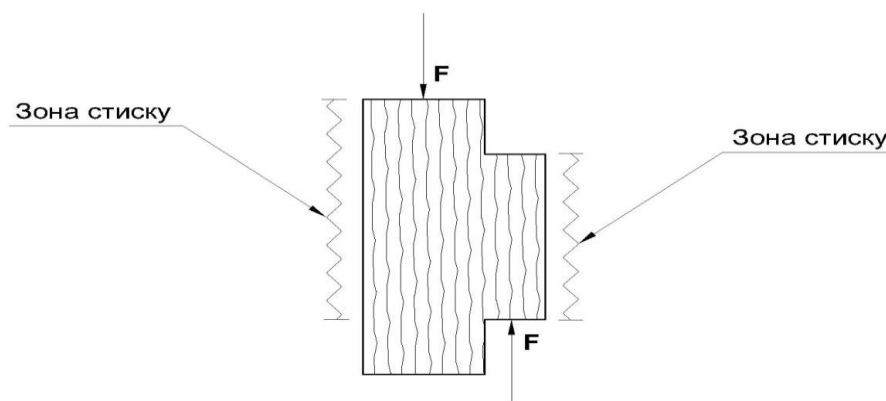


Рис.2.12 – Схематичний вигляд випробувань зразка на сколювання (зсув) вздовж волокон, що працює за взаємного стиску суміжних волокон площині сколювання

На цьому прикладі ми не розглядаємо змінання торця зразка, до якого прикладається зовнішнє навантаження. Величина дотичних напружень по довжині виступу розподіляється нерівномірно.

Дещо іншу картину будемо спостерігати при сколюванні врубок з розтягнутого елемента під дією сили, що зсовує частину деревини відносно основного елемента (рис.2.13).

Крім зсувних дотичних напружень площини сколювання тут виникає стиск в площадці виступу і розтяг в опорній частині, а також згин через який одна частина відривається від іншої.

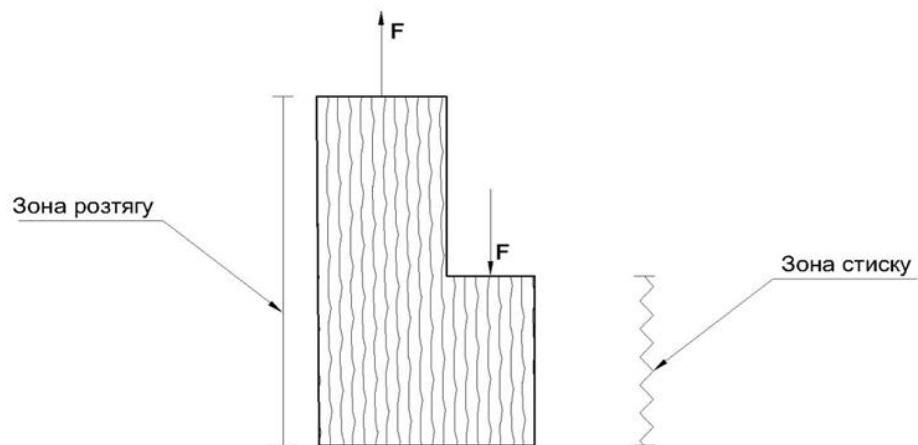


Рис.2.13 – Схематичний вигляд випробувань зразка на сколювання (зсув) вздовж волокон, що працює за стиску та розтягу суміжних волокон площині сколювання

Може проходити сколювання (зсув) зразка чи елемента, якщо біля площини зсуву деревина з обох сторін працює на розтяг, як показано на рисунку 2.14.

В результаті різноманітності роботи суміжних волокон, що примикають до площини сколювання (зсуву) виникають різні результати величин опору деревини зсуву.

Випробування зразків з цільної деревини на сколювання вздовж волокон (див. рис. 2.15) проводилось на зразках виготовлених з сухої деревини другого сорту вологістю 15% з дотримання вимог [84] за розмірами наведеними на рис. 2.16.

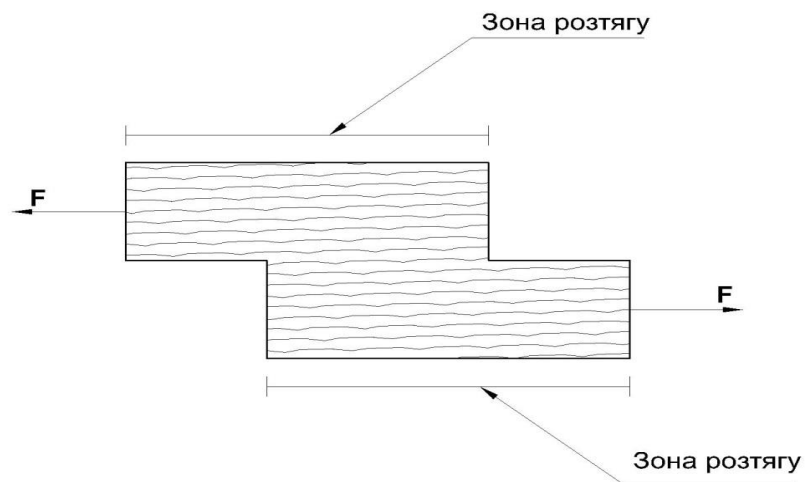


Рис.2.14 – Схематичний вигляд випробувань зразка на сколювання (зсув) елемента, що працює за взаємного розтягу суміжних волокон поряд площини сколювання

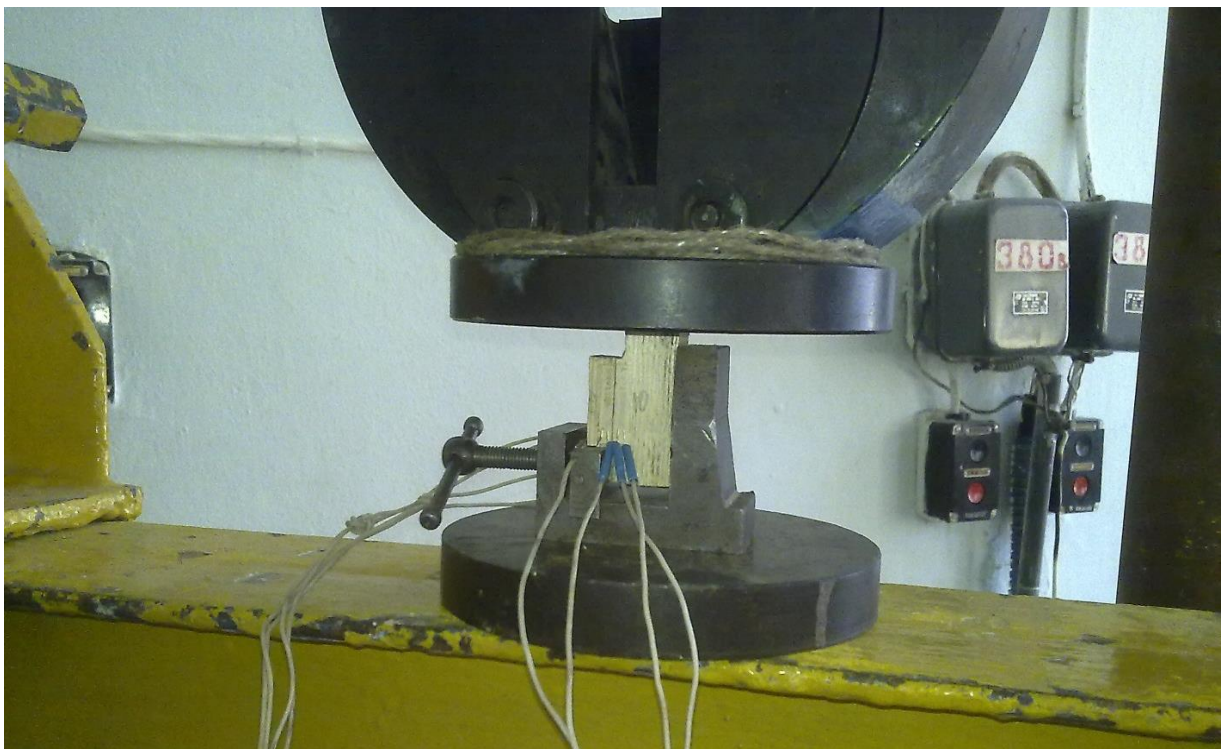


Рис. 2.15. Випробування зразків з цільної деревини на сколювання вздовж волокон

Відносні деформації роботи суміжних волокон деревини поряд площадки сколювання вимірювалися за допомогою тензорезисторів та тензометричного вимірювального комплексу СІИТ.

Усереднені значення визначених відносних деформацій деревини, що вимірювалися за допомогою тензодатчиків, які виникають у суміжних волокнах поряд площадки зсуву за одноразової дії навантаження наведено на діаграмах деформування рис.2.17.

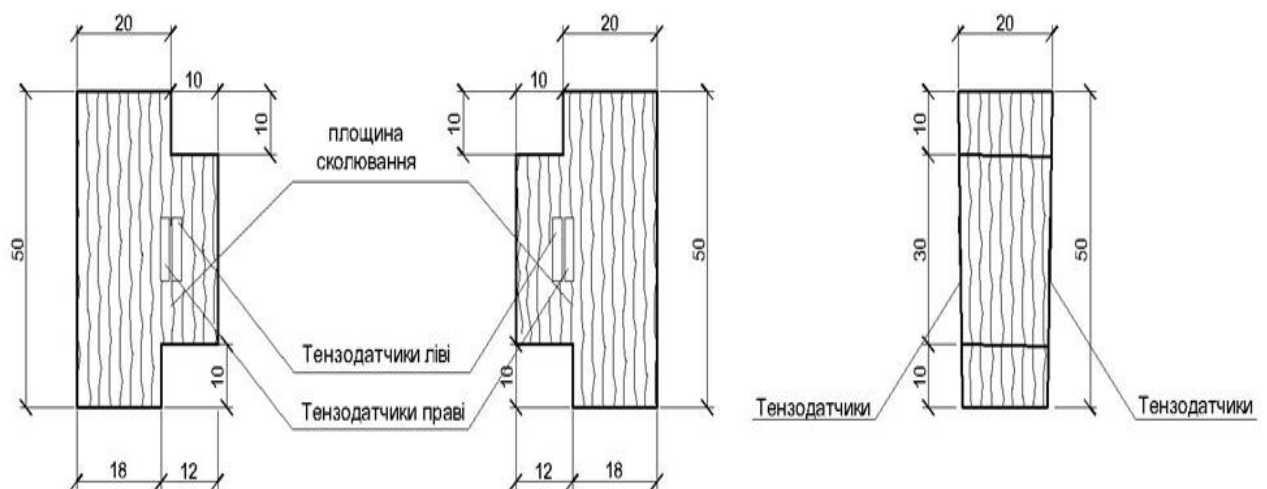


Рис.2.16 – Геометричні розміри дослідного зразка та схема розташування тензорезисторів за випробування міцності на сколювання деревини вздовж волокон

Як видно з рис. 2.17 відносні деформації деревини стиску вздовж волокон в зонах, що прилягають до площини сколювання, за навантажень близьких до руйнівних, досягають значних значень, як справа, так і зліва та можуть перевищувати значення $\epsilon_{c,d} = 75 \cdot 10^{-4}$. У волокнах деревини, при цьому, виникають стискаючі деформації і це говорить про те, що з обох сторін від площини сколювання є напруження стиску. Тобто сколювання для даних зразків проходить в середовищі напруженого стану деревини «стиск-стиск» тільки з протилежним знаком.

За результатами випробувань було обчислено межу тимчасової міцності деревини при сколюванні за виразом:

$$\tau_d = \frac{F_{\max}}{b \cdot h}, \quad (2.3)$$

де τ_d – тимчасова міцність деревини на сколювання вздовж волокон;

F_{\max} - руйнівне навантаження, кН;

b, h – ширина та довжина площі сколювання відповідно, см.

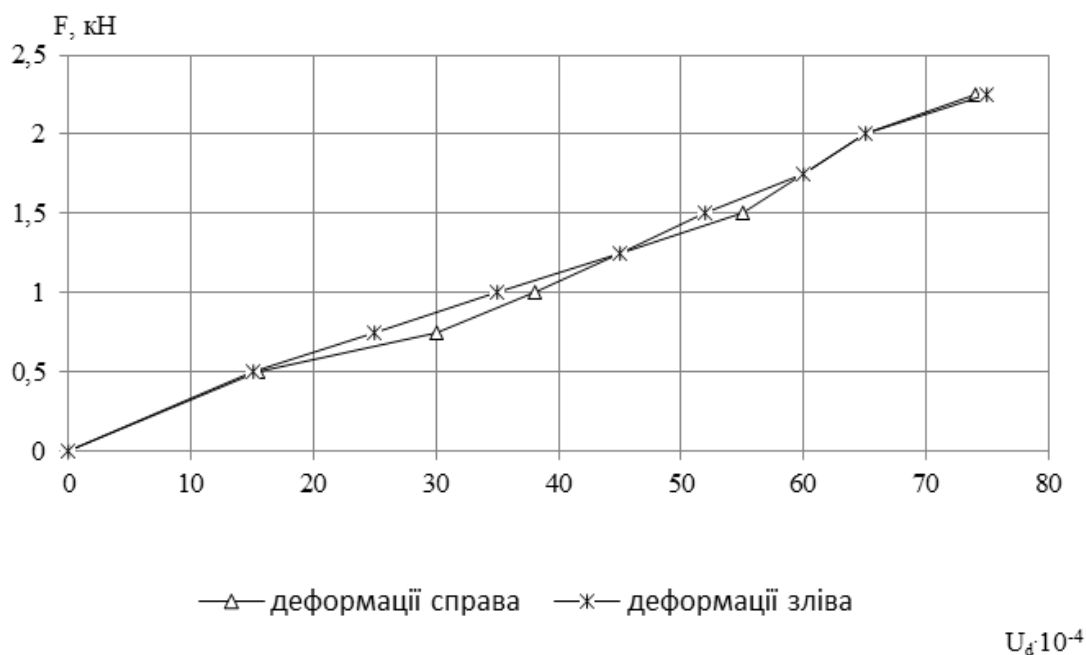


Рис.2.17– Діаграми деформування волокон деревини за усередненими величинами показів правих та лівих датчиків

Середнє руйнівне значення при сколюванні зразків Д-1...Д-6 при дії одноразового навантаження склало 2,58 кН (див. додаток Є).

2.8. Експериментальні дослідження роботи клейових швів деревини за сколювання вздовж волокон

Паралельно з експериментальними випробуваннями на сколювання вздовж волокон деревини проводилися дослідження роботи клейових швів та суміжних

волокон деревини поряд клейового шва.

Випробування зразків з клеєної деревини на сколювання вздовж волокон (див. рис. 2.18) проводилось на зразках виготовлених з сухої деревини другого сорту вологістю 12% з дотримання вимог [84] за розмірами наведеними на рис. 2.19.

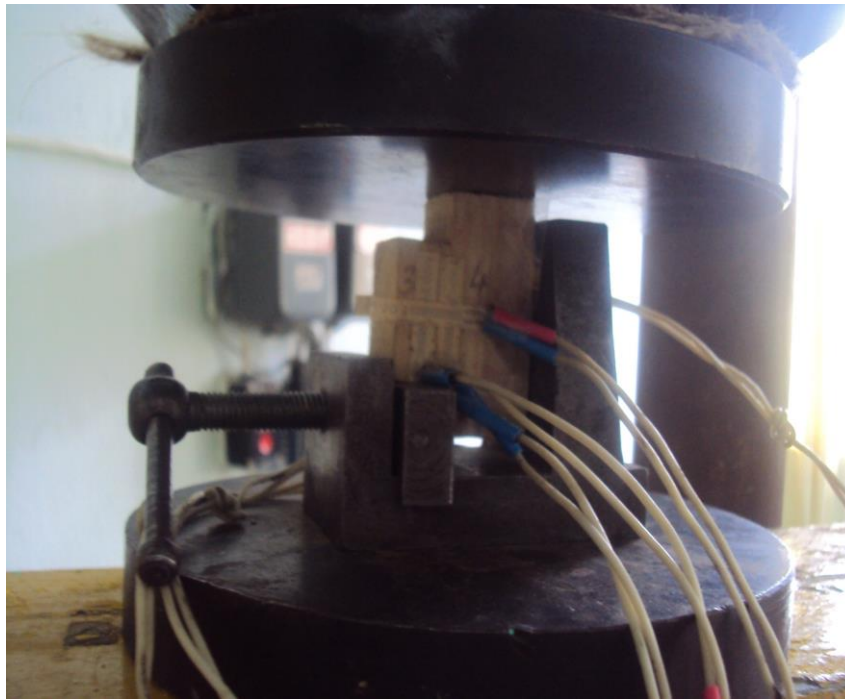


Рис. 2.18. Випробування клейових швів на сколювання вздовж волокон

Зразки клейових швів були вирізані з країв дощатоклеєних балок. При виборці зразків для випробування зверталася увага на товщину клейового шва, яка не повинна перевищувати 0,5 мм, та його якість [85, 83, 84]. Відносні деформації за приросту одноразових короткочасних навантажень суміжних волокон деревини поряд площадки клейового шва вимірювалися за допомогою тензорезисторів та тензометричного вимірювального комплексу СИИТ. Так як, деревина є анізотропним матеріалом, то при випробуваннях зверталась увага на розташування волокон в обох деталях, що прилягали до клейового шва.

У волокнах при цьому виникають стискаючі деформації і це говорить, що і з обох сторін від площини клейового шва є напруженнями стиску. Тобто робота клейового шва для даних зразків проходить в середовищі напруженого стану деревини «стиск-стиск» тільки з протилежним знаком.

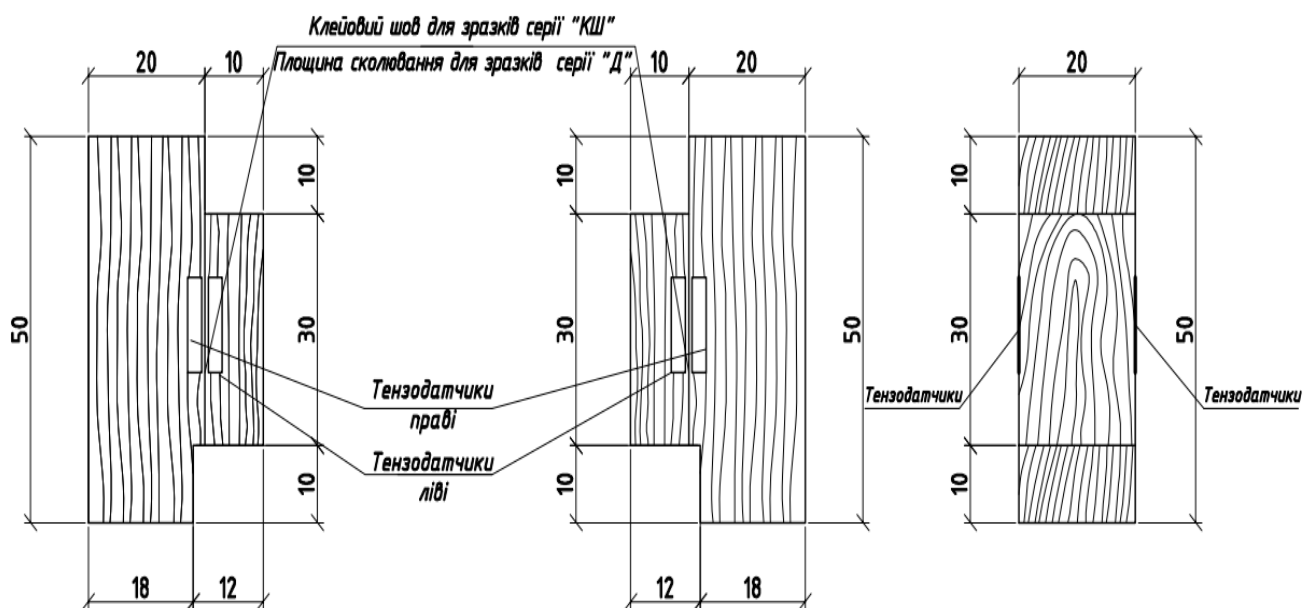


Рис.2.19 – Геометричні розміри дослідного зразка та схема розташування тензодатчиків за випробування міцності на сколювання клейових швів деревини ВЗДОВЖ ВОЛОКОН

За одноразової дії навантаження були випробувані чотирнадцять дослідних зразків-близнюків КШ-1...КШ-14. Навантаження до зразка прикладалося ступенями з 5-ти хвилинною витримкою для зняття показів з тензорезисторів.

Усереднені значення визначених відносних деформацій деревини, що вимірювалися за допомогою тензорезисторів, які виникають зліва і справа поряд площадки клейового шва за одноразової дії короточасного навантаження від

початку завантаження і до руйнування наведено на діаграмах деформування рис. 2.20.

Межу міцності клейового шва в з'єднанні деревини при сколюванні визначали за формулою 2.3. Середнє значення несучої здатності зразків по чотирнадцятьох зразках-близнюках марки КШ на сколювання з клеєної деревини склало 3,69 кН (див. додаток Є).

Руйнування всіх зразків з клейовими з'єднаннями за дії одноразових навантажень проходило по деревині поряд клейового шва, як показано на рис. 2.21. Даний факт дозволяє зробити висновок, що обраний резорциновий клей для склеювання соснових дощок в пакет балки можна використовувати для склеювання при виготовленні несучих дерев'яних конструкцій, так як клейовий шов завжди був міцнішим за деревину.

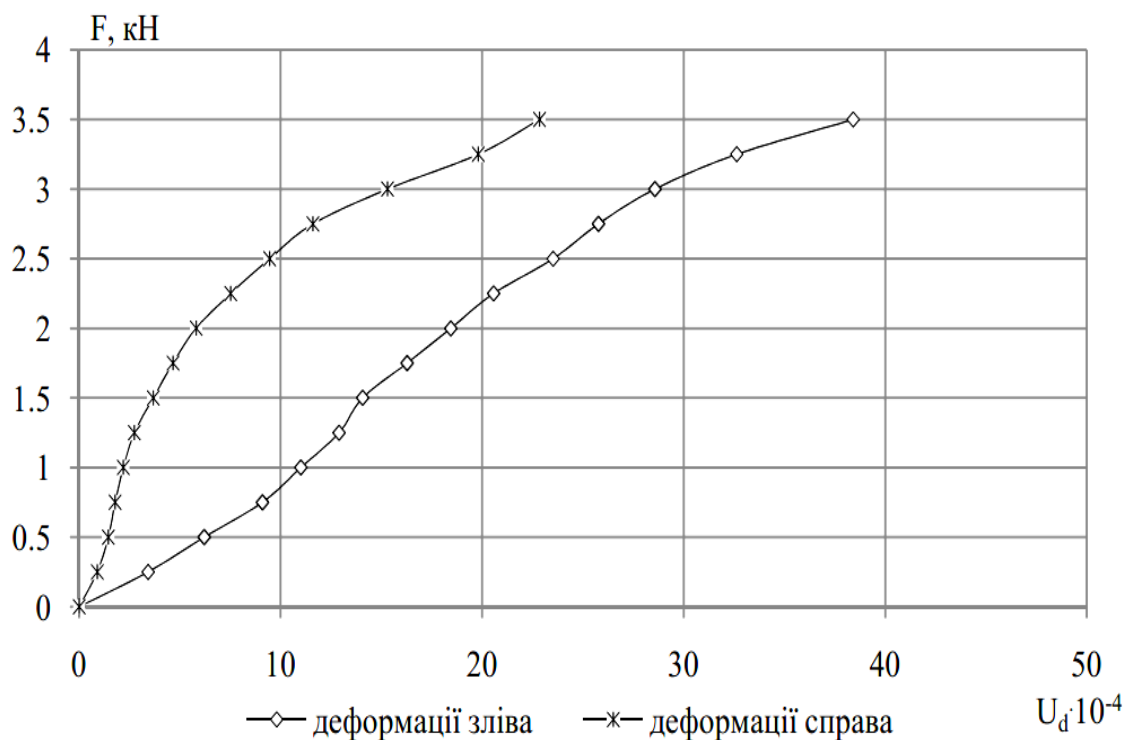


Рис. 2.20 – Діаграми деформування волокон деревини за усередненими величинами показів правих та лівих датчиків поряд клейового шва



Рис..2.21 – Характер руйнування зразка КШ при повздовжньому сколюванні

2.9. Аналітичний опис діаграм механічного стану деревини за одноразового короткочасного деформування вздовж волокон до повного руйнування

2.9.1. Аналітичний опис діаграм механічного стану деревини за одноразового короткочасного деформування стиску вздовж волокон до повного руйнування

Аналітичну залежність для опису отриманої діаграми фізичного напружено-деформативного стану деревини від початку навантаження і до руйнування, виражає функція у вигляді поліному другого степеня на основі рекомендацій, які наведені в роботах [148, 179]. Дана функція була використана авторами в цих роботах лише для висхідної вітки деформування деревини, а в цій роботі пропонується її використати для всього процесу деформування від початку завантаження до руйнування:

$$\sigma_{c,d} = k_1 u_{c,d} + k_c u_{c,d}^2, \quad (2.4)$$

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

$u_{c,d}$ – повздовжні деформації деревини за центрального стиску вздовж волокон.

У загальному випадку залежність між напруженням та відносними деформаціями деревини за стиску вздовж волокон $\sigma_{c,d} = f(u_{c,d})$ має відповідати наступним вимогам:

1. Діаграма деформування за стиску вздовж волокон проходить через початок координат.
2. Крива має один екстремум за критичних відносних деформацій $u_{c,d} = u_{c,fin,d}$.
3. За критичних відносних деформацій $u_{c,d} = u_{c,fin,d}$ напруження стиску вздовж волокон деревини досягають найбільших значень та дорівнюють тимчасовій міцності $f_{c,d,0}$.
4. Модуль пружності деревини вздовж волокон $E_{c,d,0}$ дорівнює січному модулю за напружень $\sigma_{c,d} = 0$, який отримують при тестування призм з деревини конструкційних розмірів та статистичної обробки даних.
5. За досягнення деревиною граничних значень деформування вздовж волокон $u_{c,d} = u_{c,d,u}$ напруження дорівнюють $\sigma_{c,d} = \sigma_{c,d,u}$.

Коефіцієнти функції (2.4), в разі, коли критичні деформації стиску $u_{c,fin,d}$ відомі, пропонується визначати за виразами [41, 42]:

$$K_1 = \frac{2 f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}}; \quad (2.5)$$

$$K_c = -\frac{f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}^2}. \quad (2.6)$$

Обґрунтуванням для використання опису, як висхідної, так і спадаючої вітки діаграми деформування з допомогою розглянутої функції змодельованої залежністю (2.4) є визначена розбіжність $x = \frac{\sigma_{d,i}^{teor}}{\sigma_{d,i}^{exp}}$, як співвідношення теоретичних до експериментальних значень для відповідної діаграми деформування деревини. Дані для побудови діаграм деформування були отримані при випробуваннях дослідних зразків описаних в попередніх параграфах.

Проведено статистичний аналіз результатів зазначених співвідношень згідно опису діаграм в роботі [41], де встановлено, що коефіцієнт варіації:

$$V = \frac{\sigma_x}{\bar{x}} \cdot 100\% = \frac{0,004}{1} \cdot 100\% = 0,4\%,$$

де $\bar{x} = 1$, середнє арифметичне є математичне очікування, а в даному випадку воно відоме і дорівнює одиниці. Так як, коефіцієнт варіації $V = 0,4\% < 10\%$, то збіжність між дослідними і розрахунковими даними задовільна.

Статистичний аналіз результатів порівняння відхилень теоретичних напружень від експериментальних на діаграмі деформування деревини зі спадною (нисхідною) віткою, обчислених за формулою (2.4) показав задовільну збіжність між цими величинами. Ці дослідження дають можливість використовувати залежність (2.4) для використання у визначенні напружено-деформованого стану на чотирьох стадіях роботи деревини та реалізації її в інженерних розрахунках конструкцій з деревини при проектуванні різного роду будівель та споруд.

2.9.2. Аналітичний опис діаграм механічного стану деревини за одноразового короткочасного деформування розтягу вздовж волокон до повного руйнування

Аналітичну залежність, для опису отриманої діаграми фізичного напружено-деформованого стану деревини за розтягу вздовж волокон від початку навантаження і до руйнування, виражає функція у вигляді лінійної залежності (див. рис. 2.11) на основі рекомендацій, які наведені в роботі [204]:

$$\sigma_{t,d} = E \cdot u_{t,d}, \quad (2.7)$$

де $\sigma_{t,d}$ – нормальні напруження деревини за центрального розтягу вздовж волокон;

E – модуль пружності деревини вздовж волокон;

$u_{t,d}$ – повздовжні деформації деревини за центрального розтягу вздовж волокон.

2.10. Характерні ділянки та параметри діаграм механічного стану деревини за стиску-розтягу вздовж волокон

Розрахунковими діаграмами механічного стану деревини, як за розтягу, так і за стиску прийнято криволінійні повні діаграми деформування деревини зі спадною віткою за дії повздовжнього стиску (рис.2.4).

Необхідно зауважити, що у деревині постійно відбуваються зворотні чи незворотні зміни, які є наслідком змін зовнішнього середовища та змін впливу зовнішніх навантажень. За певних умов експлуатації такі процеси відбуваються дуже повільно і їх вплив на фізико-механічні властивості деревини незначний, крім зміни навантажень. На певному етапі експлуатації матеріалу можна знехтувати цими незначними змінами. Тривалі ж процеси від дії вологи та зовнішнього навантаження необхідно детально вивчати, а їх вплив враховувати.

Визначимо певні умови, які дадуть можливість основні фізико-механічні властивості вважати незмінними. Для вологості, яка на період проведення досліджень є незмінною, тобто *const*. Також зважимо на те, що в нормах [91, 197, 231] основні параметри деревини є константи матеріалу. Так, як експериментальне випробування зразків з деревини, тобто тривалість збільшення навантажень від нуля до руйнування, проходили в межах від 30 хвилин до двох годин, то згідно з нормативними документами [91, 197, 231] такі навантаження є короткочасними.

За результатами наших експериментальних досліджень діаграма “ $\sigma - u$ ” деревини зображена на рис. 2.22. З неї видно, що вітка стиску своєю формою нагадує криву стану гнучкого стержня з пружно-пластичного матеріалу.

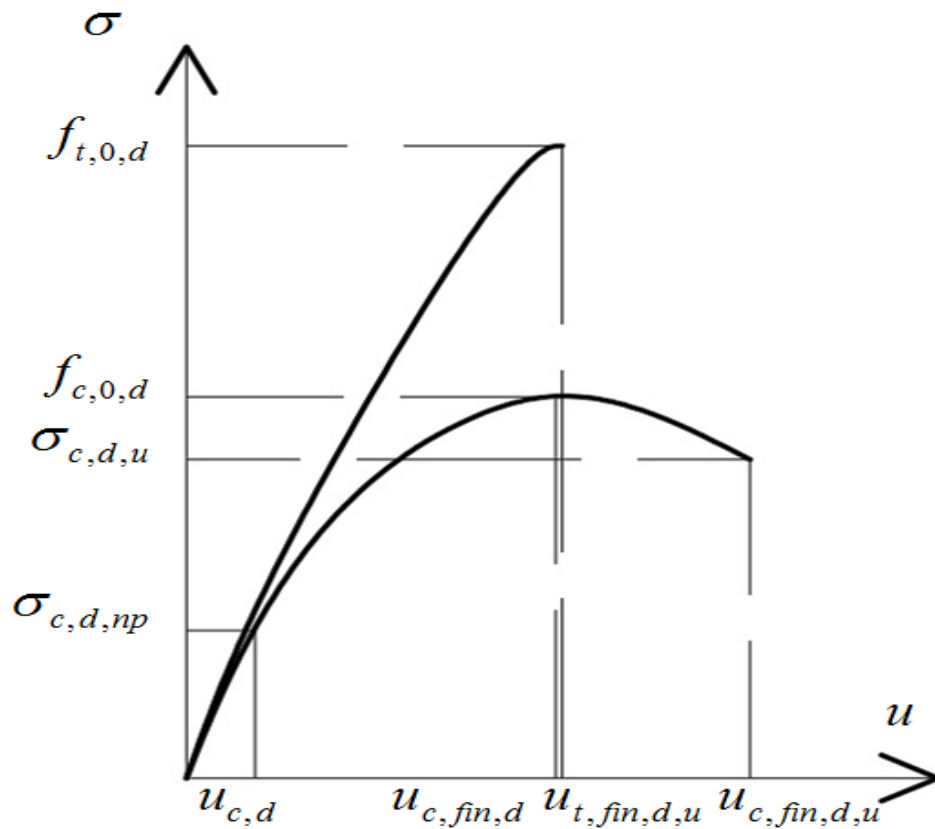


Рис. 2.22 – Суміщені діаграми деформування деревини “напруження – деформації” ($\sigma - u$) за стиску та розтягу: σ = нормальні напруження; u = відносні деформації; $f_{c,0,d}$ = розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон; $f_{t,0,d}$ = розрахункове значення міцності при розтягу вздовж волокон; $u_{c,d,np}$ – відносні деформації деревини в межах межі пропорційності; $\sigma_{c,d,np}$ – напруження стиску в межах межі пропорційності; $u_{c,fin,d}$ = розрахункове критичне значення відносних деформацій стиску в перерізі за напружень $f_{c,0,d}$; $u_{t,fin,d,u}$ = розрахункове граничне значення відносних деформацій розтягу в перерізі; $u_{c,fin,d,u}$ = граничне значення відносних деформацій стиску

Вітку повздовжнього деформування деревини за дії стиску можна поділити на дві ділянки: до критична до настання критичних відносних деформацій та за критична. До критична висхідна ділянка повздовжнього деформування діаграми

“ $\sigma_{c,0,d} - u_{c,0,d}$ ” відповідає стійкому стану повздовжніх волокон деревини, а закритична спадна (нисхідна) – нестійкому.

Основними силовими характеристичними точками на діаграмі “ $\sigma - u$ ” є точка границі міцності деревини на стиск $f_{c,o,d}$ та розтяг $f_{t,o,d}$ (рис.2.22). Основною ж деформаційною характерною точкою на діаграмі є критичні деформації деревини повздовжньому стиску $u_{c,fin,d}$, граничні деформації деревини повздовжньому стиску $u_{c,fin,d,u}$ та граничні деформації повздовжнього розтягу $u_{t,fin,d,u}$.

2.11. Стани деформування деревини

2.11.1. Деформування деревини за одноразового короткочасного навантаження

Розглянемо лише небезпечні впливи [90], які можуть виникати і призводити до перевантажень та повинні враховуватись протягом усього періоду будівництва та експлуатації. Як правило, такі впливи малоймовірні. При оцінці малоймовірних впливів повинна враховуватися їх тривалість, нерівномірність та періодичність.

Різні властивості в залежності від породи та неоднорідні матеріалу однієї породи пов'язано анатомічною будовою деревини. Різні кліматичні умови росту впливають на анатомічну будову деревини наряду з різним розвитком клітин ранньої і пізньої деревини. Враховуючи те, що деревина має властивість по різному чинити опір повздовжньому стиску та розтягу, та те, що конструкційний матеріал показує ряд особливостей нелінійного деформування та руйнування [116, 147], робота матеріалу за верхніх режимів навантаження на даний час невивчена.

Критеріями ж руйнування елемента є досягнення матеріалом граничних деформацій і такі критерії є деформаційними та будуть мати такий вигляд (рис. 2.23):

– для розтягнутої зони:

$$u_{t,m,fin,d} = u_{t,fin,d,u}, \quad (2.8)$$

де $u_{t,m,fin,d}$ – значення сумарних повних відносних деформацій найбільш віддалених розтягнутих шарів елемента з деревини; $u_{t,fin,d,u}$ – граничне значення повних відносних деформацій деревини за розтягу;

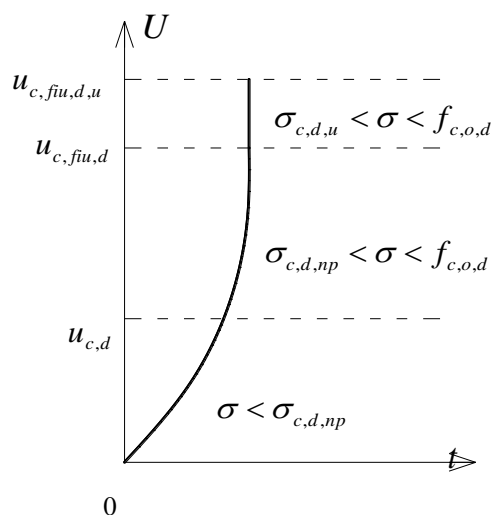


Рис. 2.22 – Діаграма деформування деревини за короткочасної дії навантажень в часі: $u_{c,d}$ – відносні деформації стиску деревини; $u_{c,fin,d}$ – критичні відносні деформації стиску деревини за напружень $\sigma = f_{c,o,d}$; $u_{c,fin,d,u}$ – граничне значення повних відносних деформацій деревини за стиску; $\sigma_{c,d,np}$ – напруження рівне межі пропорційності; $f_{c,o,d}$ – розрахунковий опір деревини стиску

– для стиснутої зони:

$$u_{c,m,fin,d} = u_{c,fin,d,u}, \quad (2.9)$$

де $u_{c,m,fin,d}$ – значення сумарних повних відносних деформацій найбільш віддалених стиснутих шарів елемента з деревини; $u_{c,fin,d,u}$ – граничне значення повних відносних деформацій деревини за стиску вздовж волокон.

Так як, за високих рівнів напружень в деревині виникає складна нелінійна повзучість, то до деформування деревини під навантаженням можна використати метод, розроблений А.Р. Ржаніциним, який передбачає різні стани деформування матеріалу. Тому діаграму стиску деревини за рівномірного короткочасного зростання навантажень в часі можна показати в залежності від цього часу t .

По діаграмі фізичного стану можна встановити три стадії деформування цільної та клеєної деревини під навантаженням, які характеризуються наступними характерними особливостями:

- на першій стадії деформування за дії короткочасного навантаження від 0 до $u_{c,d}$ в деревині виникають пружні та еластичні деформації і мають зворотну властивість;
- друга стадія характеризується розвитком еластичних та пластичних деформацій і лише частина, яких є зворотними та які не перевищують значень $u_{c,fin,d}$;
- третя стадія характеризується критичним зростанням незворотних деформацій, які перевищують критичні $u_{c,fin,d}$.

2.11.2. Деформування деревини за тривалого навантаження

Пятикрестовський К.П. в своїй роботі [178] застосував метод Ржаніцина А.Р. [180, 181, 182] для оцінки роботи деревини вздовж волокон за дії різних видів тривалих навантажень. В роботі встановлено також три стадії деформування вздовж волокон деревини під навантаженням. Ці три стадії деформування деревини відрізняються одна від одної і характеризуються наступними особливостями (рис.1.8):

а) на першій стадії деформування деревини повзучість є зворотною та описується положеннями лінійної повзучості, а деформації не перевищують значень $u_{c,d}$;

б) на другій стадії деформування деревини вздовж волокон проходить з постійною швидкістю зростання деформацій повзучості за дії постійних навантажень. Деформації в більшій мірі незворотні і більші за $u_{c,d}$ та менші за $u_{c,fn,d}$;

в) на третій стадії проходить критичне зростання незворотних деформацій деревини, які перевищують критичні $u_{c,fn,d}$.

2.11.3. Деформування деревини за повторного навантаження

Досліджуючи роботу деревини за повторних навантажень можна встановити також три стадії деформування деревини під навантаженням. Перехід з однієї стадії в другу визначається деформаціями $u_{c,d,np}$ і $u_{c,fn,d}$, які є критичними для кожної стадії і характеризуються наступними особливостями (рис.2.24):

а) на першій стадії деформування , якщо деформації не перевищують значень $u_{c,d,np}$, пружні деформації та повзучість є зворотними і процес описується положеннями лінійної повзучості;

б) на другій стадії деформування проходить накопичення повзучості з постійною швидкістю за дії повторних навантажень на верхньому та нижньому рівнях та сумарні деформації в більшій мірі незворотні і вони більші за $u_{c,d,np}$ та менші за критичні $u_{c,fn,d}$;

в) на третій стадії за досягнення верхнім рівнем повторних навантажень деформацій, які перевищують критичні значення $u_{c,fn,d}$, робота матеріалу переходить в за критичну стадію та проходить критичне зростання незворотних деформацій.

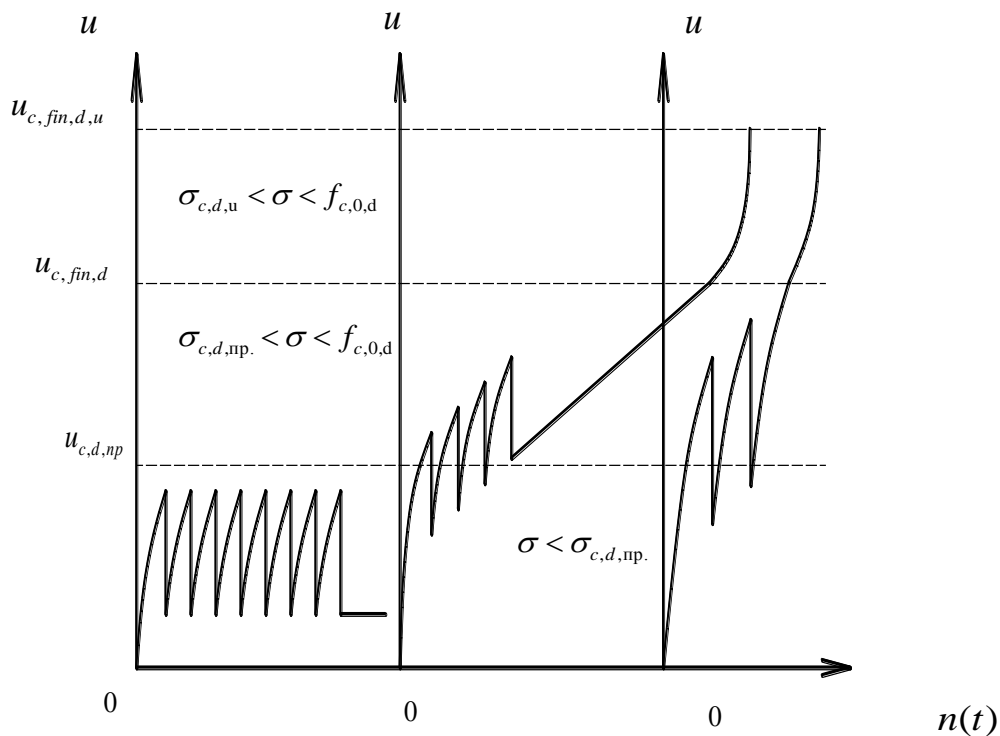


Рис. 2.24 – Межі діаграм деформування деревини за дії повторного навантаження

2.11.4. Деформування деревини вздовж волокон за дії постійного та епізодичного навантаження

Робота деревини вздовж волокон на тривалих постійних та передбачуваних чи непередбачуваних епізодичних навантаженнях має також три стадії деформування (рис.2.25):

а) на першій стадії деформування повзучість є зворотною та описується положеннями лінійної повзучості і повні деформації при зникненні епізодичного навантаження не перевищують значень $u_{c,d}$;

б) на другій стадії деформування проходить з постійною швидкістю зростання повзучості за дії постійних навантажень і деформації в більшій мірі незворотні і вони більші за $u_{c,d}$ та менші за $u_{c,fin,d}$;

в) на третій стадії за досягнення верхнім рівнем деформацій, які перевищують $U_{c,fin,d}$ за дії одноразового епізодичного чи постійного навантажень після дії епізодичного навантаження, робота матеріалу переходить в за критичну стадію та проходить критичне зростання незворотних деформацій.

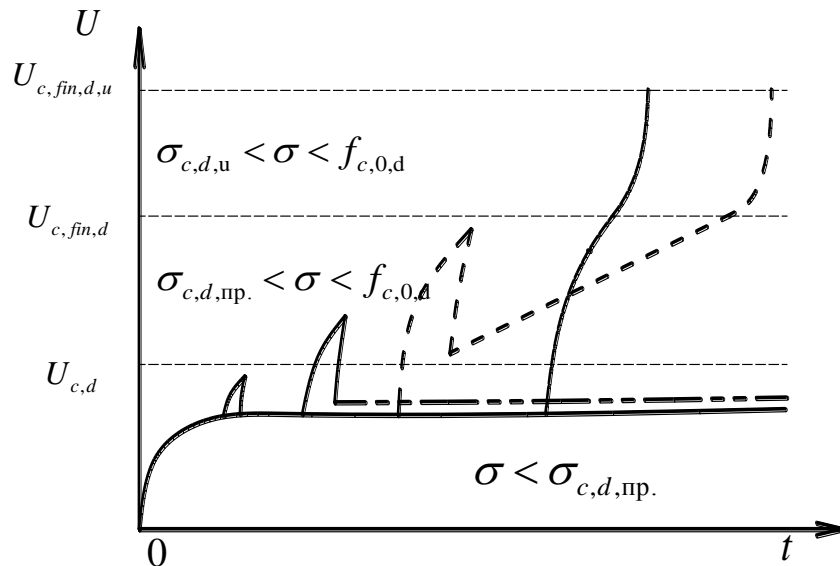


Рис. 2.25 – Діаграми деформування деревини за тривалої і епізодичної дії навантаження

Таким чином у всіх випадках за різної дії навантажень можна констатувати незворотне руйнування конструкції при досягненні третьої стадії деформаційного стану.

Так як, перевірка несучої здатності поперечних перерізів елементів за нормами проектування конструкцій з деревини не встановлює обов'язкові вимоги щодо використання нелінійних розрахункових моделей і вони розраховуються в припущенні лінійної залежності навантажувальних ефектів від параметрів, пропорційно яким змінюється величина навантаження, то для цього необхідно виконувати перевірку з урахуванням нелінійних властивостей матеріалу.

2.12. Висновки до другого розділу

1. Удосконалена методика та устаткування для виконання експериментальних досліджень дозволила отримати достатньо достовірні дані про параметри нелінійності повних діаграм повздовжнього деформування цільної та клеєної деревини, стиску деревини в отворах нагельних з'єднань, волокон деревини поряд шва повздовжнього сколювання, а також за роботи волокон поряд площини клейових швів за дії одноразових короткочасних та мало циклових навантажень.

2. Подібність кривих деформування цільної та клеєної деревини за повздовжнього стиску, в отворах нагельних з'єднань, волокон деревини поряд шва повздовжнього сколювання та за роботи волокон поряд площини клейових швів за дії одноразових короткочасних навантажень дозволяє використовувати, як апроксимуючу, залежність у вигляді поліному другого степеня (2.4).

Статистичний аналіз результатів порівняння відхилень теоретичних напружень від експериментальних на діаграмі деформування деревини зі спадною (нисхідною) віткою, обчислених за формулою (2.4) показав задовільну збіжність між цими величинами з коефіцієнтом варіації менше 10%.

3. Гілку діаграми повздовжнього деформування деревини за дії стиску можна поділити на дві ділянки: до критична до настання критичних відносних деформацій та за критична. До критична висхідна ділянка повздовжнього деформування діаграми " $\sigma_{c,d} - u_{c,d}$ " відповідає стійкому стану повздовжніх волокон деревини, а за критична спадна (нисхідна) – нестійкому.

4. Запропонована методика визначення коефіцієнтів поліному другого степеня для апроксимації діаграми повздовжнього стиску деревини при однократному центральному деформуванні.

5. Для опису експериментально отриманої діаграми фізичного напружено-деформативного стану деревини за розтягу вздовж волокон від початку

навантаження і до руйнування використана функція у вигляді лінійної залежності (2.7).

6. Запропоновані залежності для опису діаграм стиску та розтягу, за допомогою яких, з достатньою для практики точністю можна визначити всі параметри діаграм деформування цільної та клеєної деревини.

7. Встановлено, обґрунтовано та охарактеризовано три стадії деформування деревини за дії одноразового короткочасного, тривалого, повторного та постійного з епізодичним навантаженням.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [41,42,44, 45, 46, 48, 61, 73, 80]

РОЗДІЛ 3

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО–ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДІАГРАМ МЕХАНІЧНОГО СТАНУ ДЕРЕВИНИ ЗА МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

3.1. Деформування деревини за малоциклових навантажень

3.1.1. Діаграма « $\sigma_d - u_d$ » цільної деревини за малоциклових навантажень

Технологічні експлуатаційні рівні малоциклових навантажень (на перекриття виробничих, громадських, житлових будівель та споруд різного призначення), як правило, не перевищують розрахункових граничних, а в багатьох випадках і експлуатаційних рівнів. Дія таких навантажень передбачає роботу матеріалу елементів конструкцій за низьких та середніх рівнів напружень. Це створює сприятливі умови для перерозподілу напружень з поступовим послабленням та подальшою ліквідацією концентраторів напружень в дефектах матеріалу, в зоні контакту контактних з'єднань, внаслідок чого проходить ущільнення, призупиняється ріст деформацій. Такий процес характеризується як малоциклове зміцнення, а явище призупинення росту деформацій визначають як малоциклову пристосованість.

Першим етапом було вивчення впливу малоциклових навантажень за стиску вздовж та поперек волокон деревини (сосни) на фізико-механічні властивості матеріалу.

Для досягнення поставленої мети було виготовлено серію зразків. Виготовлення зразків для дослідження роботи деревини за дії малоциклового стиску поперек волокон проводили з колоди діаметром 220 мм, випилюючи або бокову дошку, яка включала серцевинний центр (тангенціальний напрямок) –тип зразків №1, або серцевинну (радіальний напрямок) – тип зразків №2. Отже, було

вибрано два види соснових зразків з різним поперечним розміщенням волокон
рис.3.1.

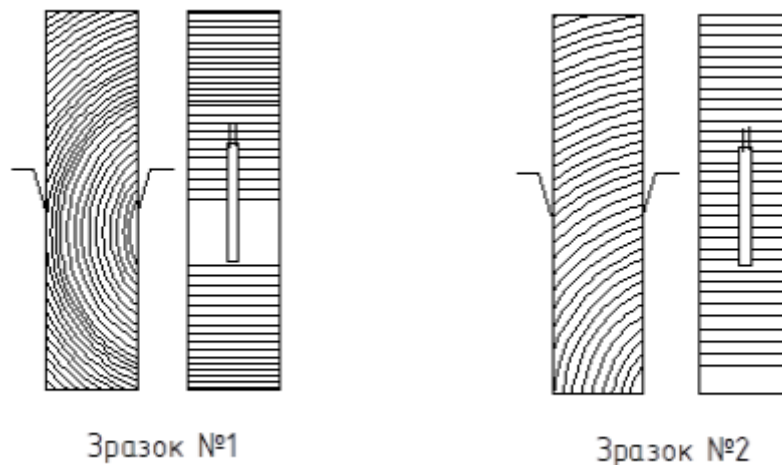


Рис. 3.1– Дослідні зразки для дослідження роботи деревини поперек волокон: №1 – в тангенціальному напрямку; №2 – в радіальному напрямку

Розміри зразків для дослідження роботи деревини поперек волокон були однакові і становили 4x4x16 см. Ці зразки вирізували з одного довгого бруска чи заготовки (по три для кожного режиму випробувань) [175]. Всі грані зразків були чисто оброблені. Прийняті розміри зразків дають можливість уникнути впливу тертя в зоні контакту між зразком і плитою пресу при випробуваннях для визначення міцності матеріалу.

Висушування матеріалу проводилося на протязі одного року за нормальної вологості середовища в 60-70% та температури 18-21° С .

Метою досліджень стало встановлення пружних та деформативних властивостей, а також витривалості деревини після дії змінних повторних стискаючих навантажень вздовж та поперек волокон. Дослідження складались із трьох серій. У першій серії три типи зразків випробовувалися з метою встановлення руйнівного навантаження; в другій - на дію малоциклових навантажень поперек волокон (при рівнях - $0,6 f_{c,0,T}$; $0,7 f_{c,0,T}$; $0,75 f_{c,0,T}$; $0,9 f_{c,0,T}$; $0,95 f_{c,0,T}$); в третій – на дію малоциклових навантажень вздовж волокон

відповідних рівнів. Випробовувалося по три однакових зразки у кожному з рівнів.

Для визначення деформацій волокон деревини використовувались тензодатчики разом з тензометричним комплексом СИИТ-3. На кожному призму приклеювалось по два тензодатчики з кожної із бокових сторін, база яких складала 5 см. Вони були розміщені перпендикулярно та вздовж до напрямку волокон.

Середнє руйнівне навантаження при роботі деревини поперек волокон на зразок першого типу склало 4,5 кН, а на зразок другого типу – 5 кН. Прикладення навантажень проводилося ступенями по 0,5 кН (на 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100 циклах). З рис. 3.2 можна побачити, що різне розташування річних кілець в призмах призводить до різного характеру руйнування. Перший тип зразків руйнувався - від виколювання деревини, другий - від втрати стійкості, як за дії статичних одноразових навантажень, так і за дії малоциклових. В той же час, зразки типу 2 витримували більші навантаження, але при цьому їх деформації були значно більшими, ніж в зразків типу 1.

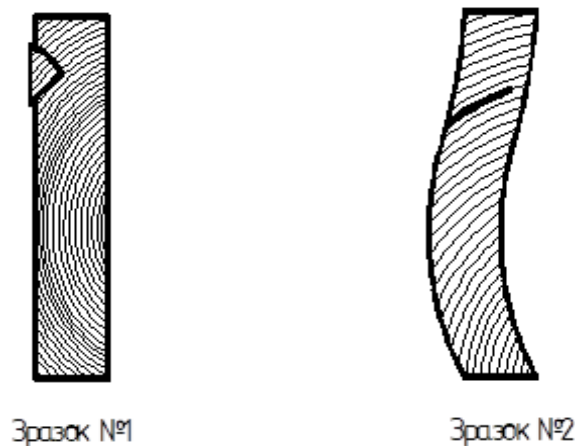


Рис. 3.2– Характер руйнування зразків за роботи деревини поперек волокон

Діаграми роботи деревини поперек волокон за дії малоциклових навантажень показано на рис. 3.3.

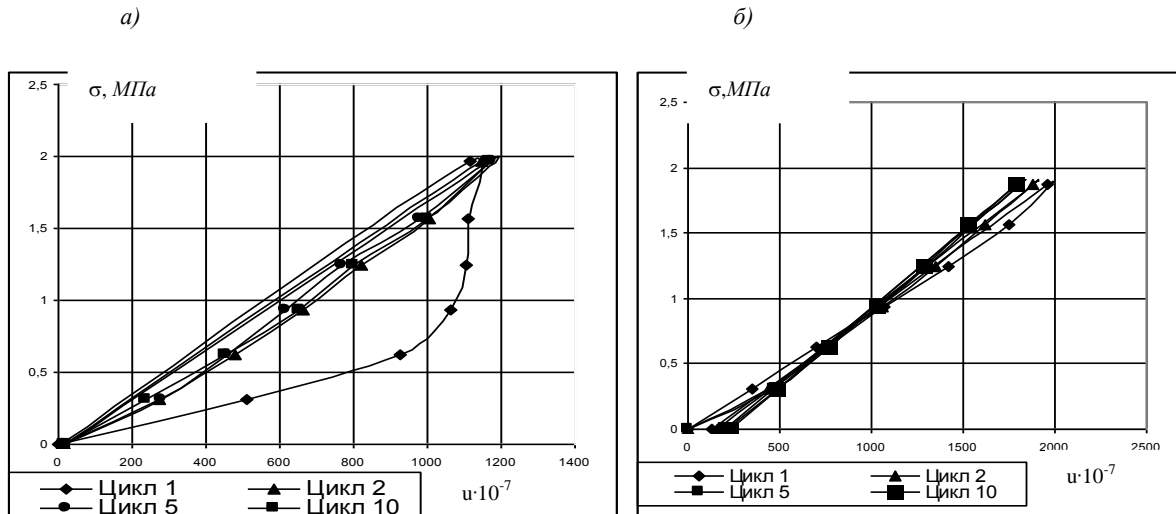


Рис. 3.3 – Діаграми деформування деревини “ $\sigma_{\delta} - u_{\delta}$ ” при роботі деревини (сосни) поперек волокон за дії малоциклового навантаження в режимі

$$(\eta_n - \eta_v) = (0 - 0,7) f_{c,0,T}$$

a - зразків типу 1; *б* - зразків типу 2

Зразки для дослідження роботи деревини вздовж волокон були однакові і становили 40x40x160 мм. Ці зразки також вирізували з одного довгого бруска чи заготовки (по три для кожного режиму випробувань) [175]. Дослідження проводилися на гідравлічному пресі (рис. 3.4) з режимами прикладення навантажень (0,0-0,6), (0,0-0,75), (0,0-0,9) та (0,0-0,95) від руйнівного.

Поцикловий приріст усереднених відносних повздовжніх деформацій за різних режимів поциклової роботи цільної деревини за прикладення малоциклових навантажень на верхньому рівні завантаження приведено в табл. 3.1.

Поцикловий приріст усереднених відносних повздовжніх деформацій за різних режимів поциклової роботи цільної деревини на нижньому рівні малоциклового завантаження за м'якого режиму прикладення навантажень приведено в табл. 3.2.

а)



б)



Рис.3.4 – Випробування зразків за малоциклового повздовжнього стиску
а – з цільної деревини; б – з клеєної деревини

Таблиця 3.1

Приріст відносних повздовжніх деформацій цільної деревини на верхньому рівні між циклами у відсотках

	Приріст на рівні $\eta_{в,сус}$, % на циклах роботи				
Режим роботи	1-2	1-5	1-10	1-20	1-50
(0,0-0,6)	0,12	0,28	0,43	0,51	0,66
(0,0-0,75)	0,43	1,12	17,84	22,31	29,45
(0,0-0,9)	8,0	18,0	39,0	54,3	88,0
(0,0-0,95)	7,87	16,21	26,35	-	-

Діаграми роботи деревини вздовж волокон за дії малоциклових навантажень показано на рис. 3.5.

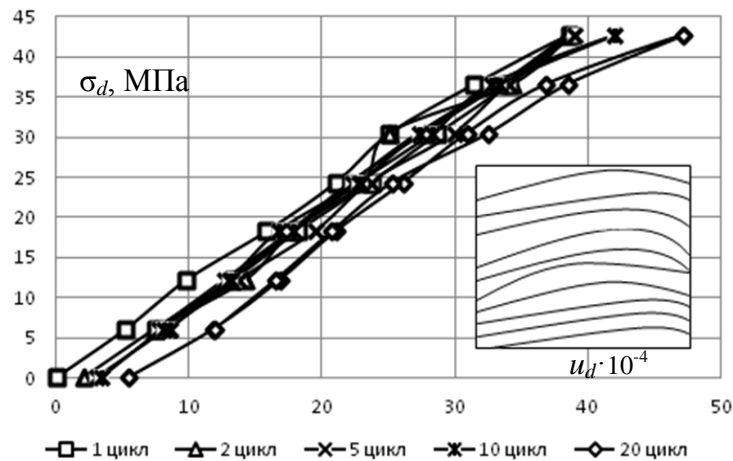


Рис.3.5 – Діаграма деформування деревини “ $\sigma_d - u_d$ ” при роботі деревини (сосни) вздовж волокон за дії малоциклового навантаження з рівнями напружень

$$(\eta_n - \eta_s) = (0 - 0,7) f_{c,0,T}$$

Таблиця 3.2

Усереднений відсотковий приріст відносних повздовжніх деформацій зразків з цільної деревини на верхньому рівні завантаження η_v та нижньому рівні завантаження η_n за малоциклового режиму роботи різних рівнів

№ циклу						
Режим навантаження	Приріст на рівні	1-2	1-5	1-10	1-20	1-50
0,0-0,6	η_n , %	0,03	0,19	0,31	0,45	0,62
	η_v , %	0,12	0,28	0,43	0,51	0,66
0,0-0,75	η_n , %	1,90	17,30	96,0	98,0	123,1
	η_v , %	0,43	1,12	17,84	22,31	38,6
0,0-0,9	η_n , %	25,8	212,5	441,6	579,6	754,1
	η_v , %	8,0	18,0	39,1	54,3	88,0
0,0-0,95	η_n , %	7,87	16,21	26,35	-	-
	η_v , %	33,1	73,2	126,1	-	-

Після дії двадцяти циклів малоциклових навантажень з режимом роботи $(0-0,6)f_{c,0,T}$ відносні деформації за стиску вздовж волокон цільної деревини на верхньому рівні збільшилися в порівнянні з першим циклом в середньому на 0,51%, з режимом роботи $(0-0,75)f_{c,0,T}$ - на 22,31%, з режимом роботи $(0-0,90)f_{c,0,T}$ - на 54,3%. Залишкові відносні деформації після дії двадцяти циклів малоциклових навантажень з режимом роботи $(0-0,6)f_{c,0,T}$ за стиску вздовж волокон цільної деревини збільшилися в порівнянні з першим циклом в середньому лише на 0,45%, при цьому спостерігається затухання та стабілізація приросту відносних повздовжніх деформацій за дії повторних навантажень. Тоді як за режиму роботи $(0-0,75)f_{c,0,T}$ - на 98,0%, а за режиму роботи $(0-0,90)f_{c,0,T}$ - на 579,6%. Зразки з цільної деревини, які працювали за режиму роботи $(0-0,95)f_{c,0,T}$ руйнувалися на 11-14 циклах прикладення повторних малоциклових навантажень.

3.1.2. Деформування клесної деревини вздовж волокон за дії малоциклових навантажень

Експериментальні дослідження за схемою, що показана на рис. 3.4, проводились на дощатоклеєних зразках-близнюках із соснової дошки розмірами 45x45x250 мм. Виготовлення зразків для серії випробувань проводили шляхом вирізання їх із припорних ділянок попередньо виготовлених дощатоклеєних балок. Всі грані зразків були чисто оброблені.

Розташування річних кілець в поперечному перерізі випробовуваних зразків підбирався приблизно за одним напрямком та з максимально наближеним однаковим розташуванням волокон. Розташування волокон у досліджуваних зразках можна побачити на діаграмі поздовжнього деформування зразків (рис.3.6.). Ширина річних кілець дощок, що були склеєні в кожному із зразків, становила в межах від 0,5 мм до 4 мм. Дощатоклеєні зразки випробувалися шляхом

поступового навантаження з режимом від $0,2F_{\max}$ до $0,4F_{\max}$, від $0,2F_{\max}$ до $0,5F_{\max}$, від $0,2F_{\max}$ до $0,6F_{\max}$, від $0,2F_{\max}$ до $0,7F_{\max}$, від $0,2F_{\max}$ до $0,8F_{\max}$, від $0,2F_{\max}$ до $0,9F_{\max}$, від $0,2F_{\max}$ до $0,95F_{\max}$ із подальшим поступовим розвантаженням.

На першому, другому, п'ятому, десятому, двадцять п'ятому та п'ятдесятому циклах проводилось вимірювання деформацій волокон деревини у поздовжньому напрямку при завантаженні-розвантаженні на кожному з ступенів. Величина ступеня завантаження склала $0,5$ кН.

На підставі обробки результатів експериментальних випробувань були побудовані діаграми поздовжнього деформування клеєної деревини на 1, 2, 5, 10, 25, 50 циклах навантаження. Діаграма поздовжнього деформування клеєної деревини зразка ПДК (0,2-0,5) з режимом малоциклової роботи $\eta_n - \eta_v = (0,2-0,5)$ показана на рис. 3.6., а зразка ПДК (0,2-0,9) з режимом роботи $\eta_n - \eta_v = (0,2-0,9)$ показана на рис. 3.7.

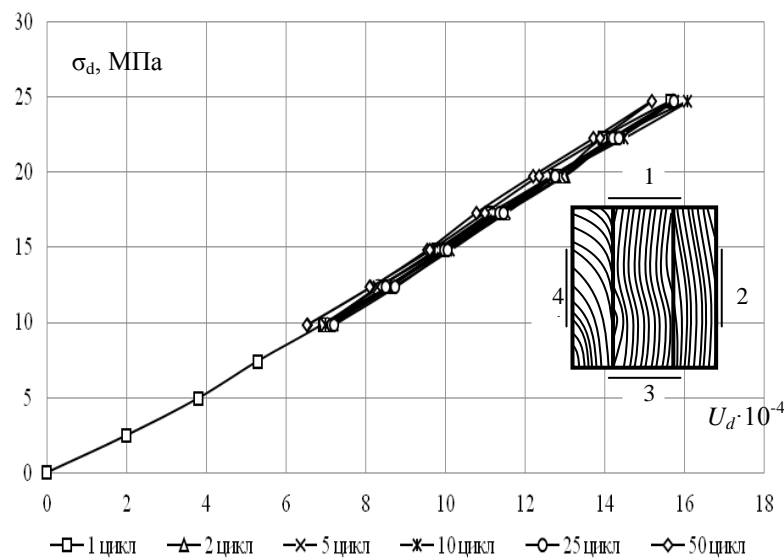


Рис. 3.6 – Діаграма поздовжнього деформування деревини на 1, 2, 5, 10, 25, 50 циклах навантаження зразка ПДК (0,2-0,5)

Поцикловий приріст відносних поздовжніх деформацій за різних режимів поциклової роботи клеєної деревини приведено в табл. 3.3.

Аналізуючи отримані результати проведених досліджень (табл.3.3), можна говорити про те, що за 50 циклів повторних навантажень в режимах (0,2-0,4), (0,2-0,5), (0,2-0,6) та (0,2-0,7) приріст відносних повздовжніх деформацій деревини не перевищує 2,71%.

Таблиця 3.3

Усереднений відсотковий відносних повздовжніх деформацій зразків з клеєної деревини на верхньому рівні завантаження η_v та нижньому рівні завантаження η_n за малоциклового режиму роботи різних рівнів

№ циклу						
Режим навантаження	Приріст на рівні	1-2	1-5	1-10	1-25	1-50
0,2-0,4	η_n , %	0,12	0,14	0,14	0,15	0,16
	η_v , %	0,70	1,16	1,80	2,22	2,16
0,2-0,5	η_n , %	1,90	1,83	1,96	1,98	-1,23
	η_v , %	2,21	2,32	3,67	3,34	-0,88
0,2-0,6	η_n , %	0,58	0,63	0,66	0,69	0,69
	η_v , %	0,35	1,93	2,64	2,68	2,71
0,2-0,7	η_n , %	0,13	0,12	0,15	0,16	0,12
	η_v , %	0,62	0,89	1,32	1,53	1,88
0,2-0,8	η_n , %	3,33	11,66	23,33	27,34	35,59
	η_v , %	0,59	0,91	1,73	3,84	5,67
0,2-0,9	η_n , %	4,13	6,37	28,44	37,53	54,30
	η_v , %	0,82	1,54	3,02	4,70	7,13
0,2-0,95	η_n , %	4,17	36,98	132,6	-	-
	η_v , %	0,39	12,71	35,92	-	-

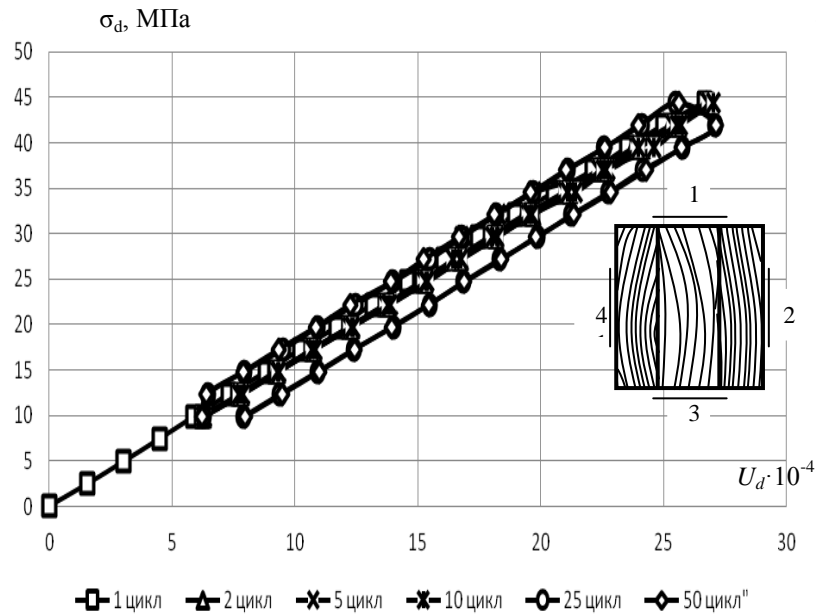


Рис. 3.7 – Діаграма поздовжнього деформування деревини на 1, 2, 5, 10, 25, 50 циклах навантаження зразка ПДК (0,2-0,9)

За режимів роботи деревини вздовж волокон $(0,2-0,4)f_{c,0,T}$, $(0,2-0,5)f_{c,0,T}$, $(0-0,6)f_{c,0,T}$ та $(0-0,7)f_{c,0,T}$ на 2-50 циклах прикладення повторних навантажень проходить стабілізація та згущання приросту відносних поздовжніх деформацій. Деревина за таких режимів прикладення повторних навантажень стає працювати пружно.

3.1.3. Деформування суміжних волокон деревини поряд площини поздовжнього сколювання за дії малоциклових навантажень

На основі встановленого середнього руйнівного значення було визначено режими роботи наступних дослідних зразків за дії повторних навантажень, які наведені в таблиці 3.4.

Дослідні разки Д-7 (0,2-0,4), Д-8 (0,2-0,5) випробовувались протягом 300-х циклів завантаження-розвантаження, після чого були доведені до руйнування поступовим навантаженням у зв'язку з відсутністю значних приростів відносних

деформацій або їх затуханням. Графіки деформування суміжних волокон деревини даних зразків ліворуч та праворуч відносно площини сколювання наведені на рис.3.8 та рис.3.9.

Таблиця 3.4

Режими роботи дослідних зразків

Назва зразка	Рівень навантаження, η	Кількість циклів, n
Д - 7 (0,2-0,4)	(0,2...0,4) $F_{ск}$	300
Д - 8 (0,2-0,5)	(0,2...0,5) $F_{ск}$	300
Д - 9 (0,2-0,6)	(0,2...0,6) $F_{ск}$	300
Д - 10 (0,2-0,7)	(0,2...0,7) $F_{ск}$	125
Д - 11 (0,2-0,8) Д - 11а (0,2-0,8)	(0,2...0,8) $F_{ск}$	20-25
Д - 12 (0,2-0,9) Д - 12а (0,2-0,9)	(0,2...0,9) $F_{ск}$	8-15

Приріст максимальних значень відносних деформацій деревини стиску вздовж волокон в зонах, що прилягають до площини сколювання, як ліворуч, так і справа, за верхнього рівня прикладення повторних навантажень за режиму (0,2-0,4) досягали 150 циклу прикладення навантажень і складали більше $u_{c,d} = 81 \cdot 10^{-4}$.

До 300 циклу ці відносні деформації стиску зменшувалися за рахунок взаємного пристосування суміжних волокон деревини під впливом повторних навантажень $u_{c,d} = 67 \cdot 10^{-4}$.

Приріст відносних деформацій стиску суміжних волокон деревини поряд клейових швів протягом випробувань повторним навантаженням зразків Д-7 (0,2-0,4) та Д-8 (0,2-0,5) наведений в табл. 3.5.

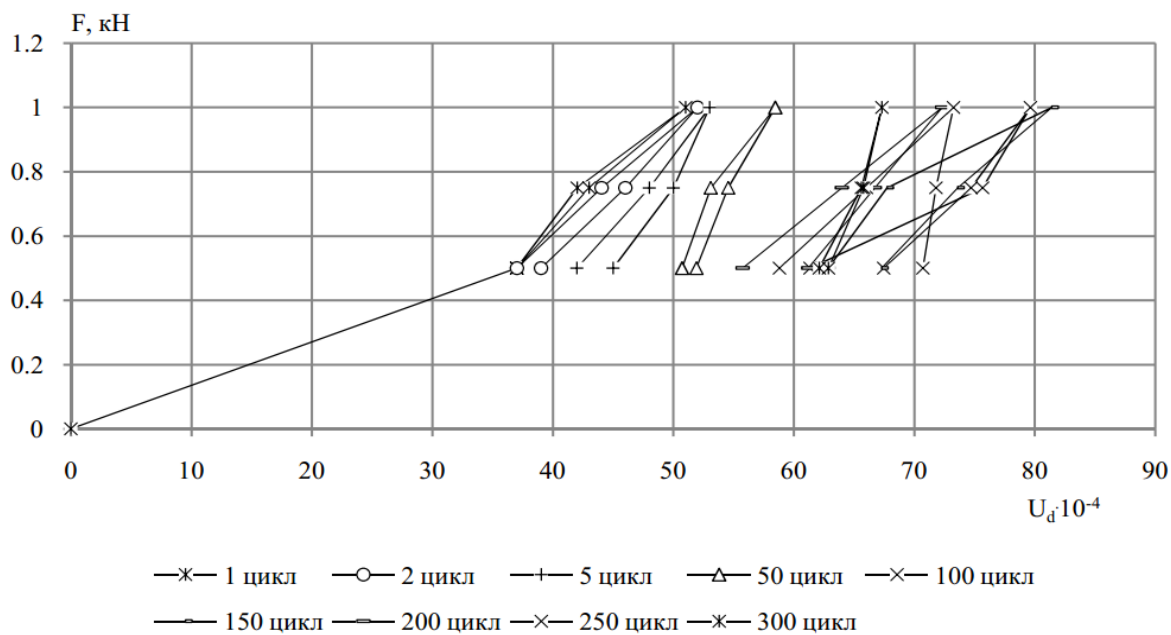


Рис. 3.8 – Графік поциклового деформування суміжних волокон деревини праворуч площини сколювання зразка Д-7 (0,2-0,4) на 1, 2, 5, 50, 100, 150, 200, 250, 300 циклах

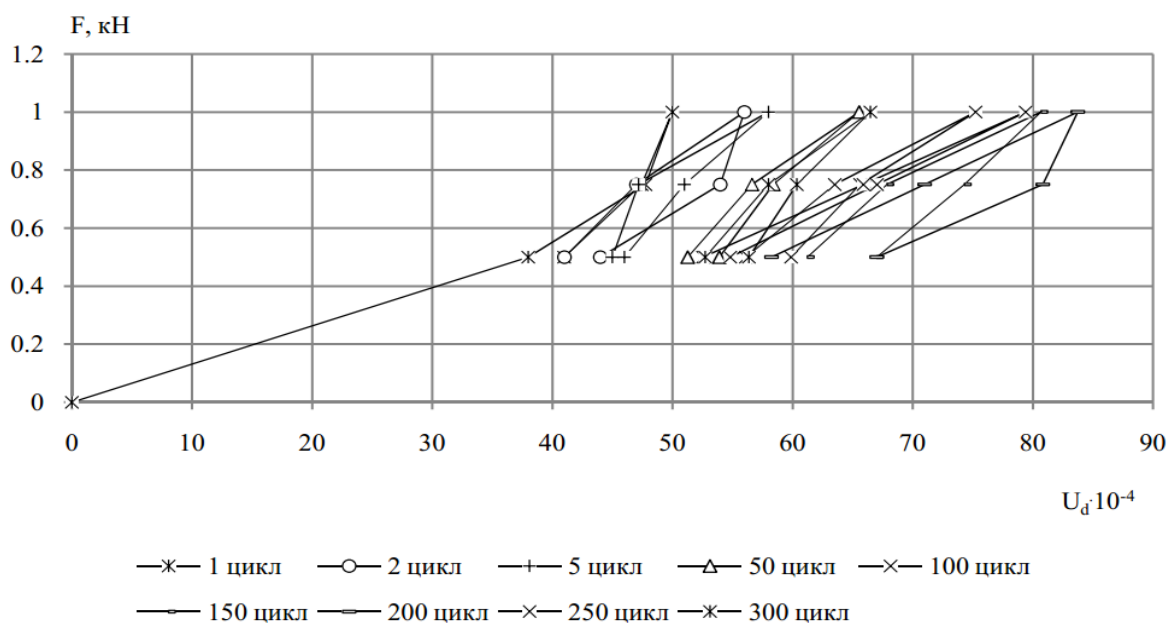


Рис. 3.9 – Графік поциклового деформування суміжних волокон деревини ліворуч площини сколювання зразка Д-7 (0,2-0,4) на 1, 2, 5, 50, 100, 150, 200, 250, 300 циклах

Приріст відносних деформацій стиску деревини в зонах, що прилягають до площини сколювання, як ліворуч, так і праворуч, протягом 300 циклів випробувань повторним навантаженням зразків Д-8 (0,2-0,5) незначно, але постійно збільшувався (див. табл. 3.5).

Таблиця 3.5

Поцикловий приріст відносних деформацій дослідних зразків Д-5 (0,2-0,4) та Д-6 (0,2-0,5) на верхньому η_6 та нижньому η_n рівнях навантаження

Назва зразка	Розташування датчиків	Рівень навант.	Приріст деформацій на циклах, $U_d \cdot 10^{-4}$					
			1-2	1-5	1-50	1-100	1-200	1-300
Д-7 (0,2-0,4)	зліва	η_6	6,10	8,10	15,46	25,15	33,65	16,4
		η_n	3,20	4,10	10,18	15,02	27,15	11,62
	справа	η_6	1,10	2,20	7,36	28,53	21,21	16,20
		η_n	2,10	8,20	13,62	24,25	18,64	25,01
Д-8 (0,2-0,5)	зліва	η_6	2,39	6,20	25,00	39,00	32,05	40,20
		η_n	2,69	15,75	44,05	60,41	42,47	60,92
	справа	η_6	1,20	4,10	26,00	29,23	24,38	32,97
		η_n	3,90	29,10	52,10	55,42	42,58	43,60

Дослідний зразок Д-9 (0,2-0,6) випробовувався протягом 300 циклів завантаження-розвантаження. Після цього зразок було доведено до руйнування у зв'язку з затуханням приросту відносних деформацій стиску суміжних волокон деревини поряд клейових швів, які наведені в табл.3.6. Графіки деформування зразка Д-9 (0,2-0,6) в зонах, що прилягають до площини сколювання, як ліворуч, так і праворуч, наведено на рис.3.10 та рис.3.11.

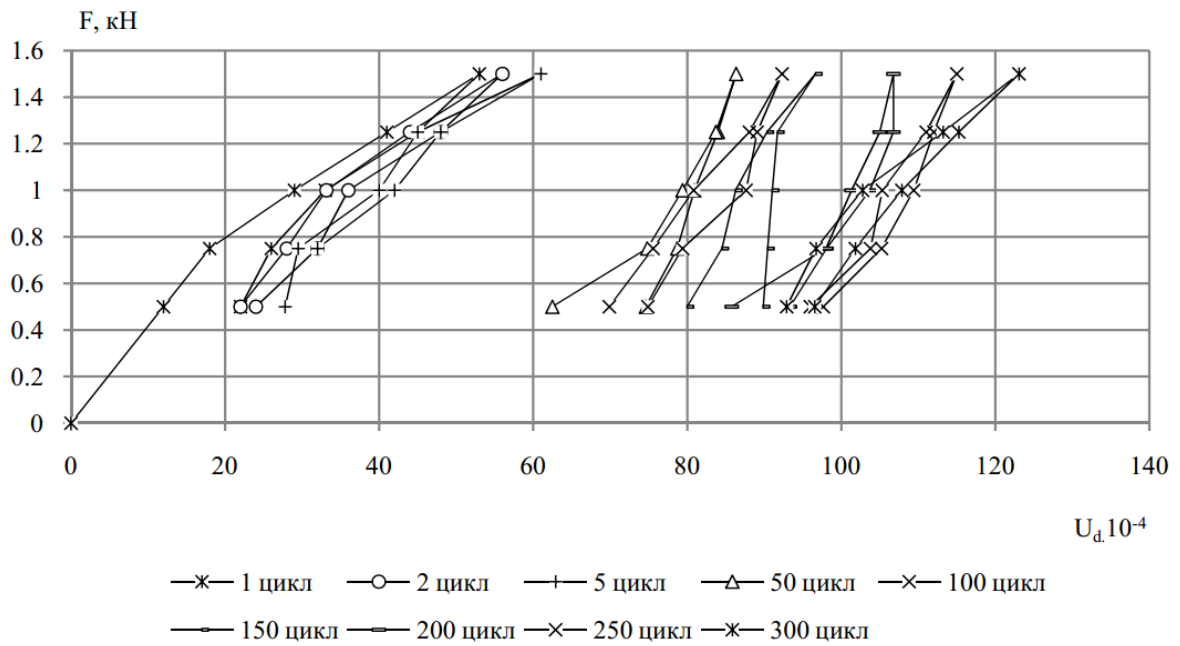


Рис.3.10 – Графік поциклового деформування суміжних волокон деревини праворуч площини сколювання зразка Д-9 (0,2-0,6) на 1, 2, 5, 50, 100, 150, 200, 250, 300 циклах

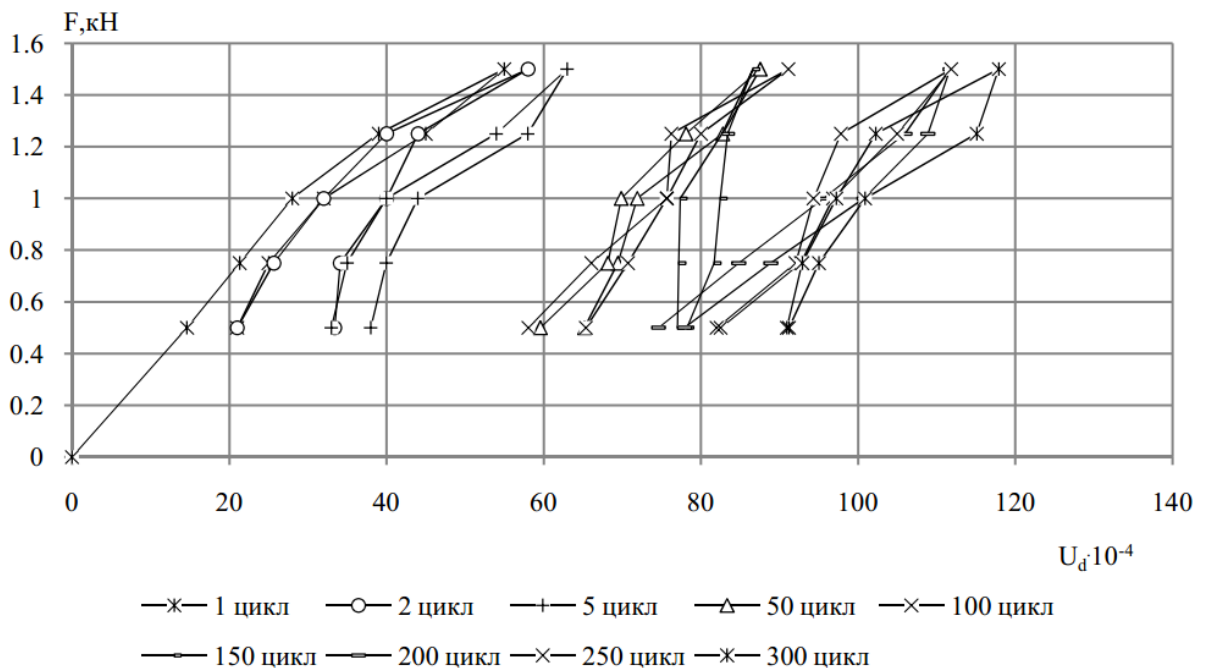


Рис.3.11 – Графік поциклового деформування суміжних волокон деревини ліворуч площини сколювання зразка Д-9 (0,2-0,6) на 1, 2, 5, 50, 100, 150, 200, 250, 300 циклах

Графіки деформування дослідного зразка Д-9 (0,2-0,6) суміжних волокон деревини в зонах, що прилягають до площини сколювання (як ліворуч, так і праворуч) показали, що прирости деформацій, як на верхньому, так і на нижньому рівнях прикладання навантаження, в порівнянні з попередніми режимами роботи стали дещо стрімкішими. Деформування волокон деревини при цьому за 300 циклів досягло великих значень і було рівним ліворуч $u_{c,d} = 118 \cdot 10^{-4}$, а праворуч $u_{c,d} = 124 \cdot 10^{-4}$.

Таблиця 3.6

Поцикловий приріст відносних деформацій дослідних зразка Д-9 (0,2-0,6) на верхньому η_e та нижньому η_n рівнях навантаження

Назва зразка	Розташування датчиків	Рівень навант.	Приріст деформацій на циклах, $U_d \cdot 10^{-4}$					
			1-2	1-5	1-50	1-100	1-200	1-300
Д-9 (0,2-0,6)	зліва	η_e	3,13	8,15	32,58	36,15	56,72	62,93
		η_n	12,41	17,21	44,20	44,36	56,95	70,21
	справа	η_e	3,10	8,30	33,26	39,21	53,66	69,98
		η_n	1,98	10,03	52,48	52,74	71,78	74,41

Випробування дослідних зразків за режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,7)F_{ск}$, $\eta = (0,2 - 0,8)F_{ск}$ та $\eta = (0,2 - 0,9)F_{ск}$ показали, що протягом всіх циклів спостерігався значний приріст відносних деформацій деревини.

Роботу деревини за високих режимів повторних навантажень розглянемо на дослідному зразку Д-12 (0,2-0,9), який зруйнувався на 8 циклі випробувань. Протягом всіх циклів спостерігався значний приріст відносних деформацій стиску суміжних волокон деревини клейовому шву. Графік деформування волокон деревини ліворуч та праворуч площини сколювання даного зразка наведено на рис.3.12 та рис. 3.13.

Величини приросту повздовжніх деформацій деревини вздовж волокон поряд площини сколювання за високих верхніх рівнів повторних навантажень на

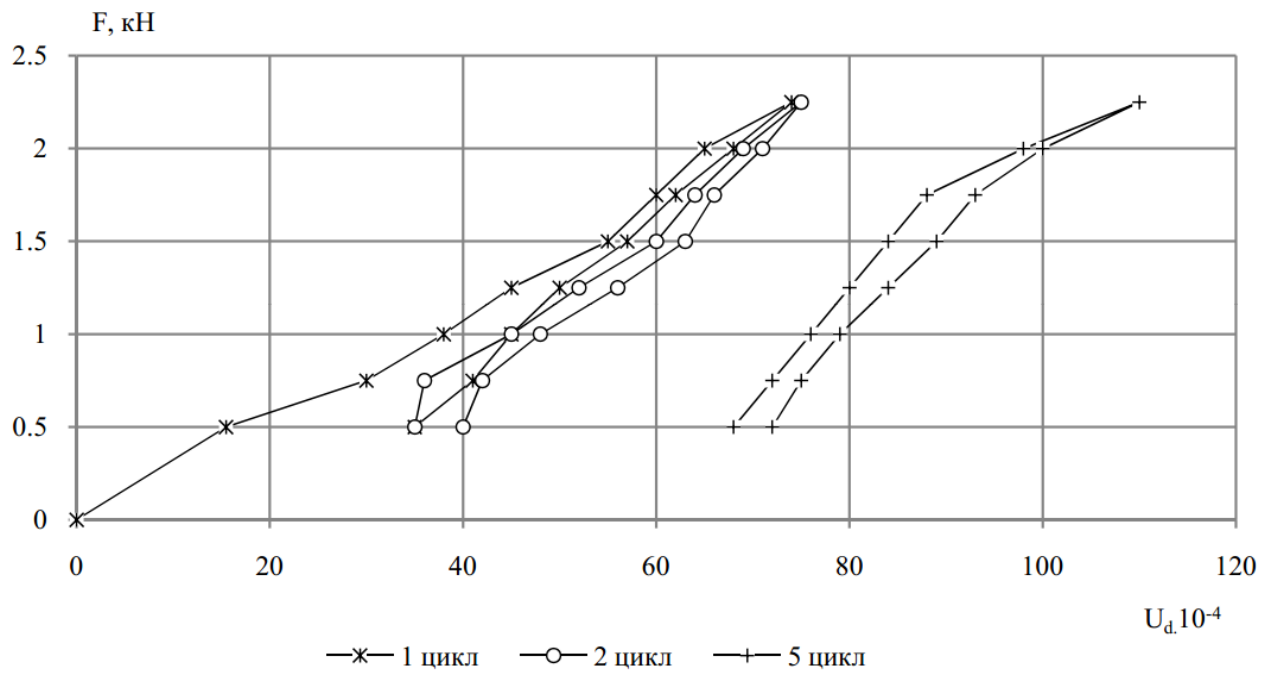


Рис.3.12– Графік поциклового деформування волокон деревини праворуч площини сколювання зразка Д-12 (0,2-0,9) на 1, 2, 5 циклах

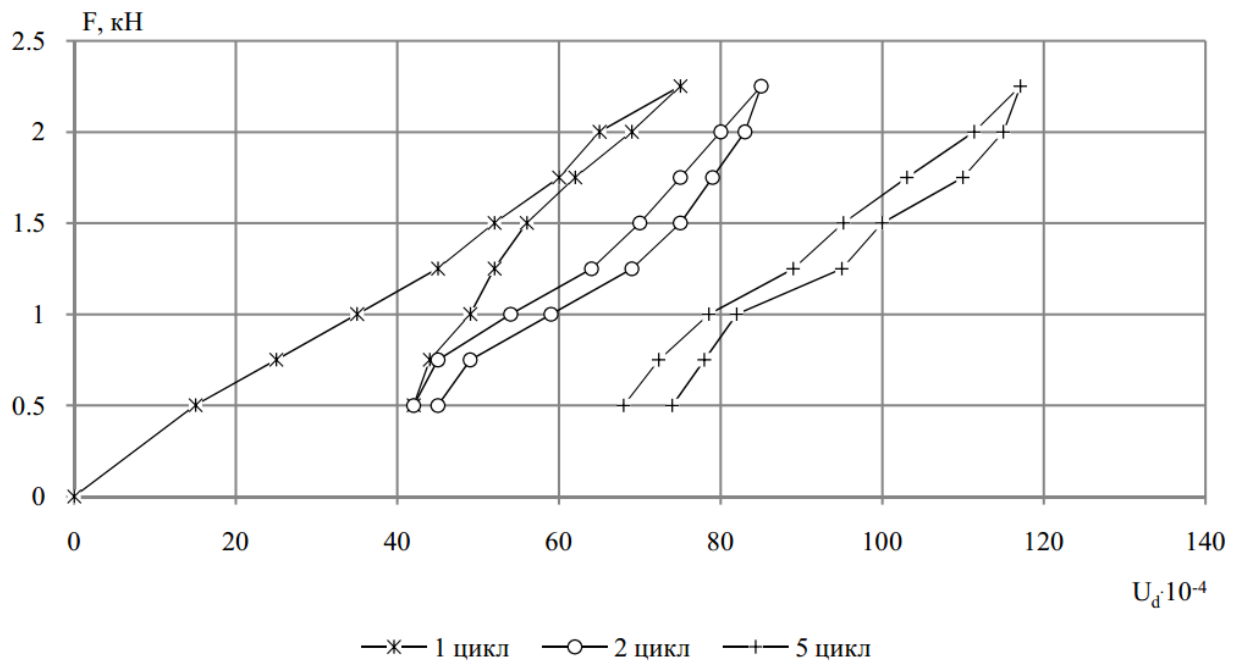


Рис. 3.13 – Графік поциклового деформування волокон деревини ліворуч площини сколювання зразка Д-12 (0,2-0,9) на 1, 2, 5 циклах

верхньому η_e та на нижньому η_n рівнях повторних навантажень від 1 до 5 циклів показано на прикладі роботи зразка Д-12 (0,2-0,9) та наведені в таблиці 3.7.

Як видно з таблиці 3.12, прирости деформацій деревини вздовж площини сколювання зразка Д-10 (0,2-0,9) на верхньому η_e та нижньому η_n рівнях навантаження за 5 циклів прикладення навантажень значні і вони призводять до руйнування деревини на найближчих подальших циклах прикладення короточасних повторних навантажень.

Таблиця 3.7

Приріст відносних деформацій дослідних зразків Д-10 (0,2-0,9) на верхньому η_e та нижньому η_n рівнях навантаження на 2, 5 циклах

Назва зразка	Розташування датчиків	Рівень навантаження	Приріст деформацій на циклах, $U_d \cdot 10^{-4}$	
			1-2	1-5
Д-10 (0,2-0,9)	зліва	η_e	10,48	41,95
		η_n	2,98	32,04
	справа	η_e	1,04	35,97
		η_n	4,92	36,95

3.1.4. Деформування суміжних волокон деревини поряд площини повздовжнього сколювання клейового шва за дії малоциклових навантажень

Робота клейових швів в елементах з клеєної деревини є одним із основних факторів, від яких залежить несуча здатність та надійність конструкцій, що працюють за складного напруженого стану. Як правило, клейовий шов завжди є надійнішим в конструкції за деревину, що прилягає до клейового шва [46, 48]. Після встановлення межі міцності сколюванню клейового шва було складено

режими прикладання повторних навантажень для різних зразків в межах: $(0,2-0,4)F_v$; $(0,2-0,5)F_v$; $(0,2-0,6)F_v$; $(0,2-0,7)F_v$; $(0,2-0,8)F_v$ та $(0,2-0,9)F_v$.

Для побудови діаграм деформування волокон деревини поблизу клеєного шва, в клеєному з'єднанні, навантаження прикладалося ступенями по 0,25 кН, яке не перевищувало $0,1F_v$. На кожному ступені навантаження проводилося вимірювання приросту відносних повздовжніх деформацій за допомогою тензометричного комплексу СИИТ-3 по тензодатчиках (рис.2.18 та 2.19), а також візуально встановлювалося наявність пошкоджень.

Зразки з режимами роботи $(0,2-0,4)F_v$, $(0,2-0,5)F_v$, $(0,2-0,6)F_v$ мають майже однаковий характер. Так деревина, що знаходиться ліворуч від клейового шва стиснута і з кожним наступним циклом прикладення повторного навантаження деформації в цій зоні, як на нижньому, так і на верхньому рівнях навантажень, незначно, але постійно збільшуються. Зона деревини, що знаходиться праворуч від клейового шва на перших циклах є стиснутою, але деформації в цій зоні з приростом кількості циклів незначно, але постійно зменшуються. Це приводить до перерозподілу напружень в цій зоні. Після 5-10 циклів прикладення повторних навантажень суміжні волокна деревини на нижньому рівні навантажень піддаються все більше розтягу. Як правило, за режимів малоциклової роботи клейових швів $(0,2-0,4)F_v$, $(0,2-0,5)F_v$, $(0,2-0,6)F_v$ приріст відносних деформацій деревини зон близьких до клейового шва носить затухаючий характер. Тому, лише графіки деформування суміжних волокон деревини праворуч та ліворуч від клейового шва для зразків з роботою $(0,2-0,6)F_v$ наведені на діаграмах механічного деформування під навантаженням на рис. 3.14 та рис. 3.15.

В зразках з режимом роботи $(0,2-0,7)F_v$; $(0,2-0,8)F_v$ та $(0,2-0,9)F_v$ спостерігається постійний приріст відносних деформацій в суміжних волокнах деревини в зоні клейового шва, як ліворуч, так і праворуч (рис.3.16 та рис.3.17). Зона деревини в зразках за роботи в режимах $0,2-0,7)F_v$; $(0,2-0,8)F_v$ та $(0,2-0,9)F_v$, що знаходиться праворуч і ліворуч від клейового шва на всіх циклах завантажень, як на нижньому, так і на верхньому рівнях навантажень,

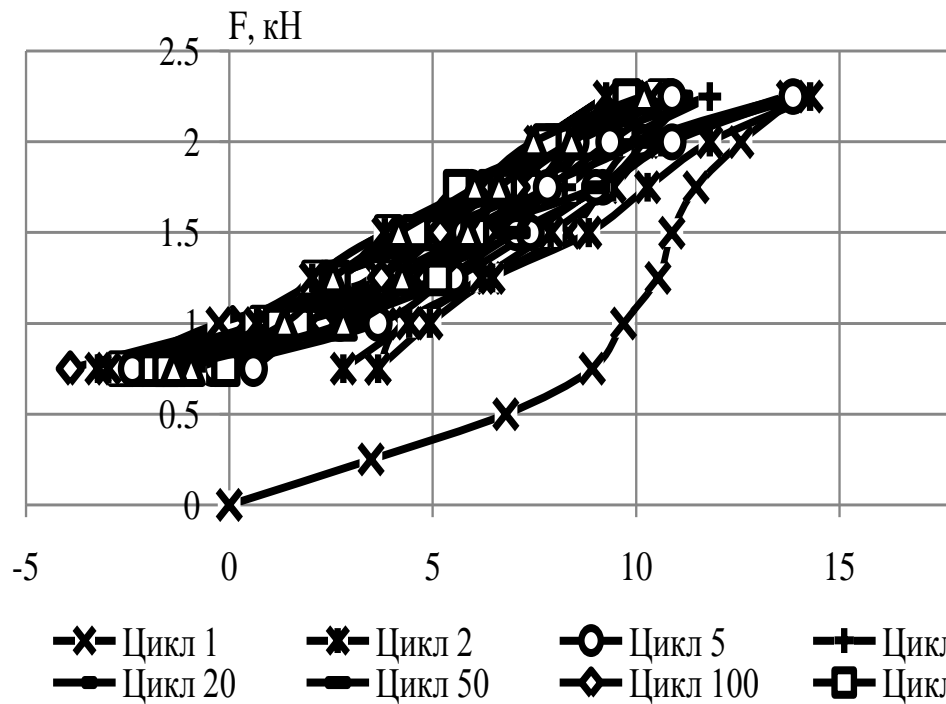


Рис. 3.14 – Деформування волокон деревини праворуч від клеєного шва зразка за режиму (0,2-0,6) на 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450 та 500 циклах

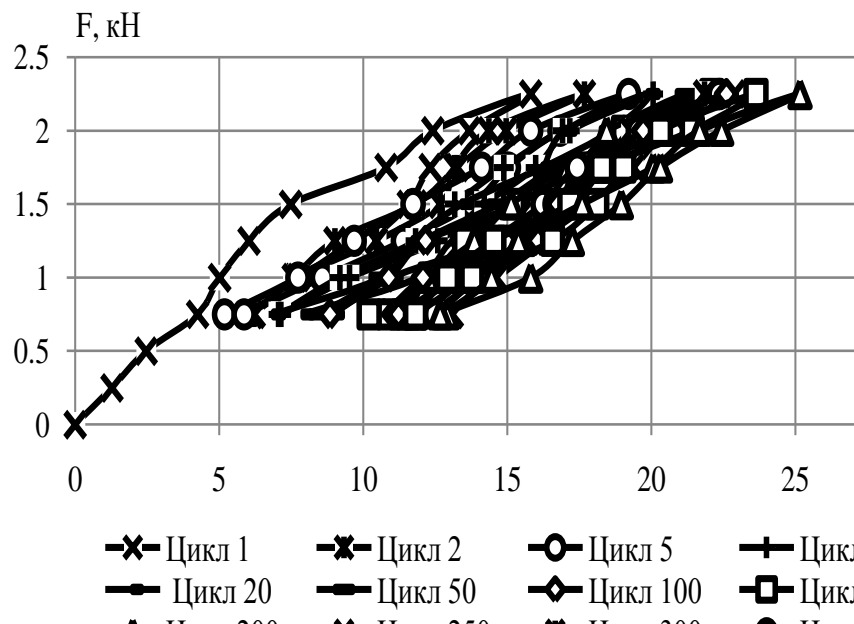


Рис. 3.15 – Деформування волокон деревини ліворуч від клеєного шва зразка за режиму (0,2-0,6) на 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450 та 500 циклах

знаходиться за напружень стиску. Постійне збільшення приросту деформацій приводить в кінцевому результаті до сколювання деревини на одному з циклів завантаження, яке, як правило, є меншим розрахункового в 500 циклів.

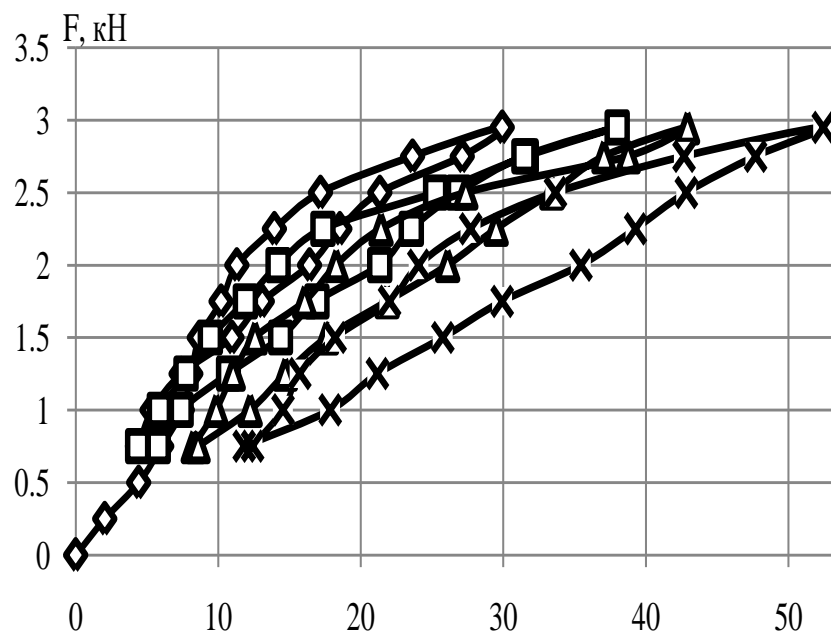


Рис. 3.16 – Деформування волокон деревини праворуч від клеєного шва зразка за режиму (0,2-0,8) на 1, 2, 5, 10 циклах

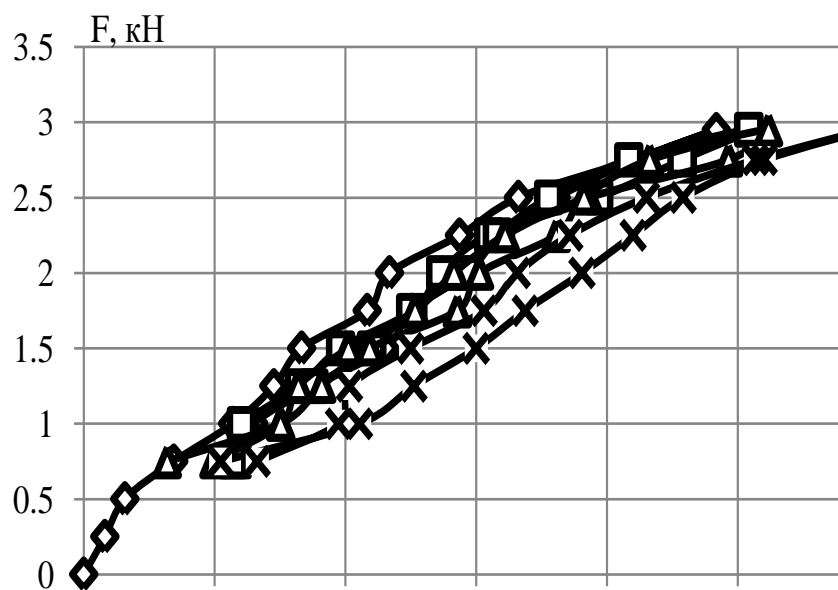


Рис. 3.17– Деформування волокон деревини ліворуч від клеєного шва зразка за режиму (0,2-0,8) на 1, 2, 5, 10 циклах

3.2. Деформування нагельних з'єднань за дії малоциклових навантажень

3.2.1. Деформування нагельних з'єднань з сухої деревини за дії малоциклових навантажень

Випробування на малоциклові навантаження проводилася на серії зразків з 36 симетричних з'єднань. Верхній рівень повторних навантажень встановлювався на першому циклі завантаження для кожної групи зразків за різних деформацій зсуву - Δ (мм) з'єднання та відбувався за такими схемами:

- $\Delta_{сус,1}=1,8 \rightarrow F_{\eta_6} = F_{\Delta=1,8мм}$;
- $\Delta_{сус,1}=1,6 \rightarrow F_{\eta_6} = F_{\Delta=1,6мм}$;
- $\Delta_{сус,1}=1,5 \rightarrow F_{\eta_6} = F_{\Delta=1,5мм}$;
- $\Delta_{сус,1}=1,4 \rightarrow F_{\eta_6} = F_{\Delta=1,4мм}$;
- $\Delta_{сус,1}=1,2 \rightarrow F_{\eta_6} = F_{\Delta=1,2мм}$;
- $\Delta_{сус,1}=1,0 \rightarrow F_{\eta_6} = F_{\Delta=1,0мм}$;
- $\Delta_{сус,1}=0,8 \rightarrow F_{\eta_6} = F_{\Delta=0,8мм}$;
- $\Delta_{сус,1}=0,6 \rightarrow F_{\eta_6} = F_{\Delta=0,6мм}$.

На першому циклі завантаження досягалась початкова необхідна деформація зсуву з'єднання при якій фіксувалось певне значення навантаження F_{η_6} . Нижній рівень прикладання малоциклових навантажень становив $\eta_n = 0$, тобто $F_{\eta_n} = 0$. Малоциклове навантаження прикладалось таку кількість циклів, доки сумарні деформації взаємного зсуву дощок з'єднання не досягали $\Delta_u = 2,0мм$ [197]. Для моделювання сумісної дії постійного та короткочасного вітрового навантаження загальний розрахунковий час циклу навантаження – розвантаження складало $10^3 \dots 10^4 c$.

За результатами експериментальних досліджень деформації вздовж волокон деревини, зсуву елементів симетричних з'єднань (різних діаметрів цвяхові та болтові з'єднання елементів з деревини), фіксувалися на кожному з циклів малоциклового навантаження – розвантаження, а ж до втрати несучої здатності. Досліджувалася робота з'єднань за дії повторних навантажень для побудови діаграм залежності «навантаження-деформації зсуву» ($F - \Delta$) для 1, 2, 5, 10, 20, 50 і далі через кожні 50 циклів. Для досягнення меншого розсіювання результатів випробувань, кожні три зразки-близнюки виготовлялися з однаковим складом дерев'яних елементів, тобто всі ліві елементи були виготовлені з однієї і тієї ж дошки-заготовки, середні – з другої, праві – з третьої. Таким чином, кожне з'єднання було виготовлене з елементів деревини з однаковими фізико-механічними властивостями [56, 47, 68, 73]. Всі дерев'яні елементи зразків в момент випробувань були з вологістю $W = 12\% \pm 1\%$, виготовлені з товщиною крайніх і середніх елементів, які становили від 30 мм до 37 мм. Зразки симетричних нагельних з'єднань, що досліджувалися, за дії повздовжньої волокон деревини сили показано на рис.3.18 та рис.3.19.

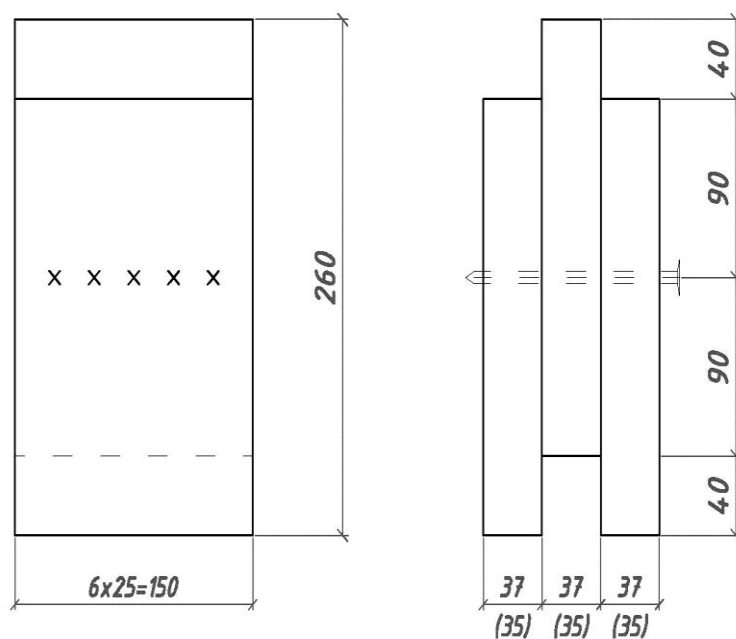


Рис. 3.18 – Схема симетричних з'єднань на цвяхах

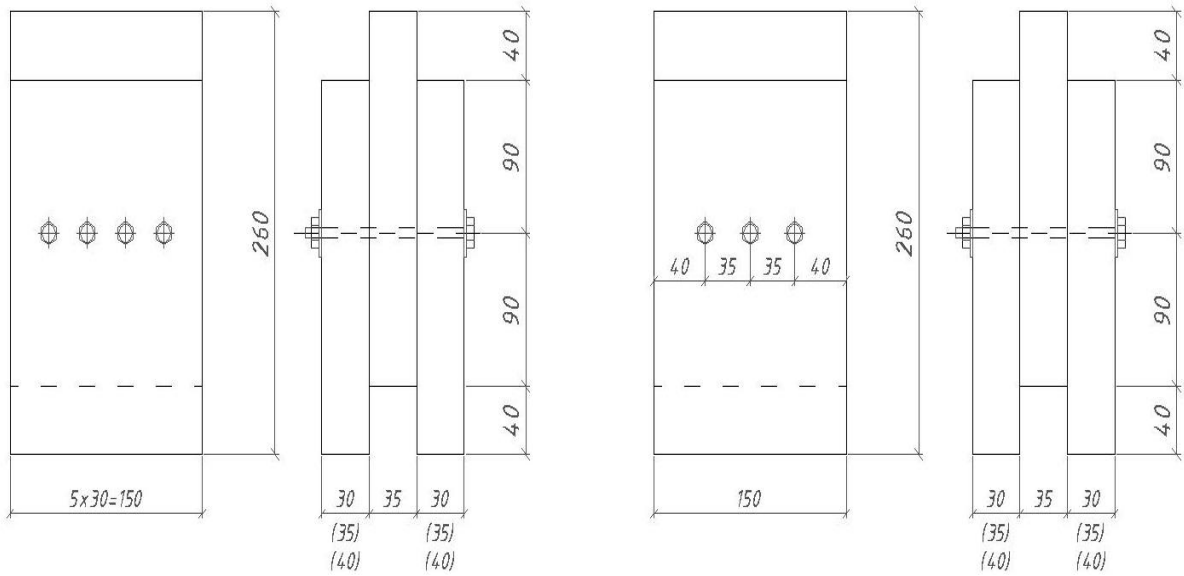


Рис. 3.19 – Схема симетричних з'єднань на болтах

Діаграма деформування нагельних з'єднань з режимом дії малоциклового навантаження $\Delta_{\text{сус},1} = 0,8 \rightarrow F_{\eta_s} = F_{\Delta=0,8\text{мм}}$ показано на рис. 3.20.

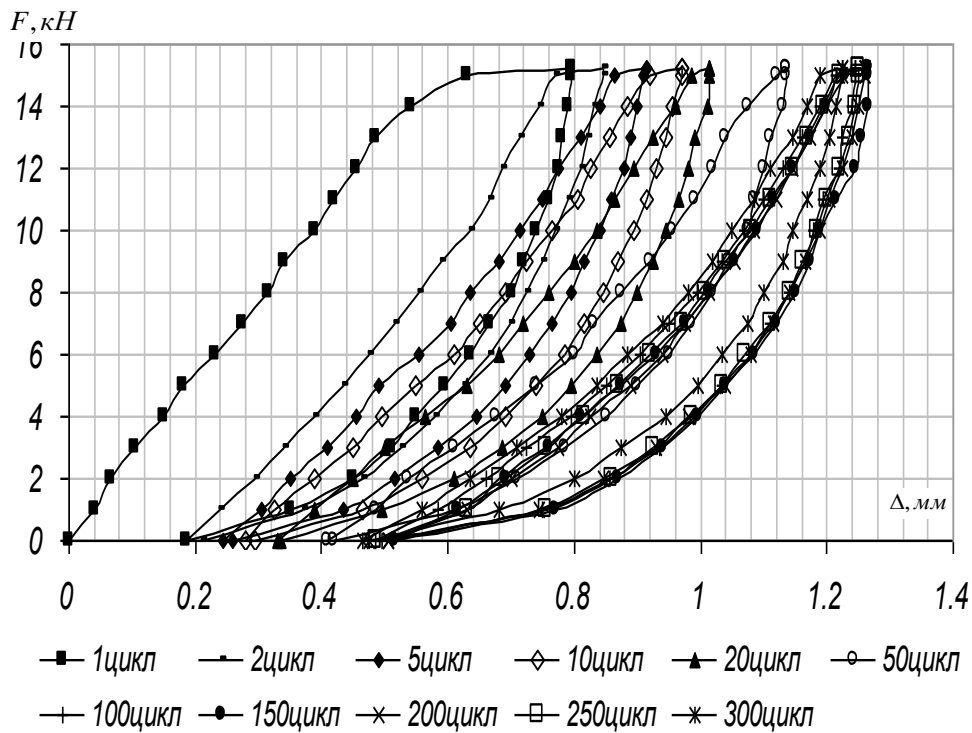


Рис. 3.20 – Діаграма деформування нагельних з'єднань ($F - \Delta$) за дії малоциклового навантаження з $F_{\eta_s} = F_{\Delta=0,8\text{мм}}$

Навантаження, при якому випробувались нагельні з'єднання, були такі, при яких початкові деформації взаємного зсуву дощок на першому циклі в верхньому рівні завантаження становили $\Delta_{\text{сус},1}=0,8\text{мм}$.

Деформування взаємного зсуву з'єднань з режимом роботи $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=0,6\text{мм})})$ та $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=0,8\text{мм})})$ за повторних навантажень мають подібний характер, який виявляється в тому, що приріст деформацій з ростом кількості циклів спочатку зменшується, а згодом і зовсім затухає після прикладення 120 циклів завантаження-розвантаження. Сумарні деформації взаємного зсуву в цих з'єднаннях ніколи не досягали граничних значень $\Delta_u = 2\text{мм}$. В з'єднаннях з режимами роботи $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,0\text{мм})})$, $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,2\text{мм})})$, $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,4\text{мм})})$, $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,5\text{мм})})$, $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,6\text{мм})})$ та $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,8\text{мм})})$ спостерігався постійний приріст деформацій взаємного зсуву з'єднань зі збільшення кількості циклів, що призводило до межі граничних деформувань рівних $\Delta_u = 2\text{мм}$, тобто руйнування з'єднання. Характерну діаграму деформування таких з'єднань приведено на прикладі роботи зразків з режимом $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,2\text{мм})})$, яку показано на рис.3.21.

3.2.2. Деформування нагельних з'єднань з вологої деревини за дії малоциклових навантажень

До випробувань всі зразки зберігалися в посудині з водою на протязі 24 годин, після чого були випробувані на малоциклові навантаження.

Верхній рівень повторних навантажень встановлювався на першому циклі завантаження для кожної групи вологих зразків при різних деформаціях зсуву - Δ (мм) з'єднання та відбувався за такими схемами:

$$- \Delta_{\text{сус},1}=1,2 \rightarrow F_{\eta_e} = F_{\Delta=1,2\text{мм}};$$

- $\Delta_{\text{сус},1}=1,0 \rightarrow F_{\eta_e} = F_{\Delta=1,0\text{мм}}$;
- $\Delta_{\text{сус},1}=0,8 \rightarrow F_{\eta_e} = F_{\Delta=0,8\text{мм}}$;
- $\Delta_{\text{сус},1}=0,6 \rightarrow F_{\eta_e} = F_{\Delta=0,6\text{мм}}$.

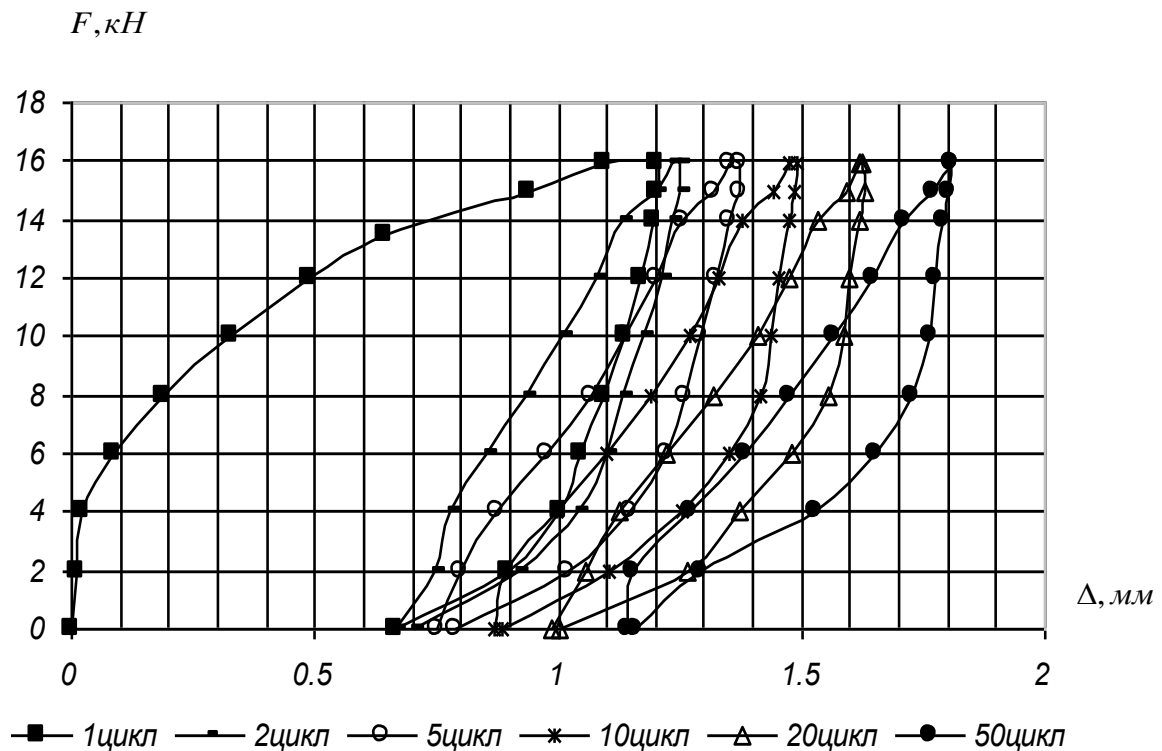


Рис. 3.21 – Діаграма деформування нагельних з'єднань ($F - \Delta$) за дії малоциклового навантаження з $F_{\eta_e} = F_{\Delta=1,2\text{мм}}$

Нижній рівень прикладання малоциклових навантажень для всіх вологих з'єднань при $\eta_n = 0$ становив $F_{\eta_n} = 0$. Як і для сухих зразків, малоциклове навантаження прикладалось таку кількість циклів, доки сумарні деформації взаємного зсуву дощок з'єднання не досягали деформацій $\Delta_u = 2,0\text{мм}$ (рис.3.22).

Діаграма деформування вологих нагельних з'єднань за дії малоциклового навантаження з режимом $(F_{\eta_n} - F_{\eta_n(\Delta=1,0\text{мм})})$ представлено на рис. 3.23. Як видно, з рис.3.23 за режиму роботи вологого з'єднання $(F_{\eta_n} - F_{\eta_n(\Delta=1,0\text{мм})})$ постійний приріст деформацій зсуву проходить, як на нижньому, так і на верхньому рівнях

прикладання навантажень. Це призводить до втрати несучої здатності з'єднання на одному з циклів прикладання навантаження.

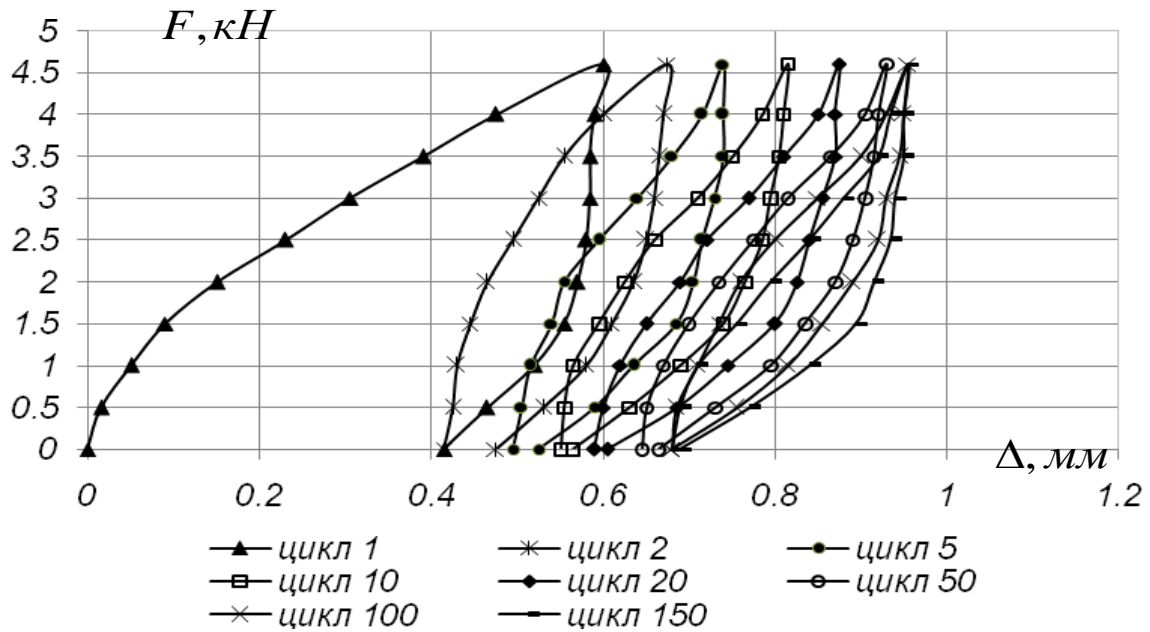


Рис. 3.22 – Діаграма деформування вологих нагельних з'єднань за дії малоциклового навантаження з режимом $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=0,6\text{мм})})$

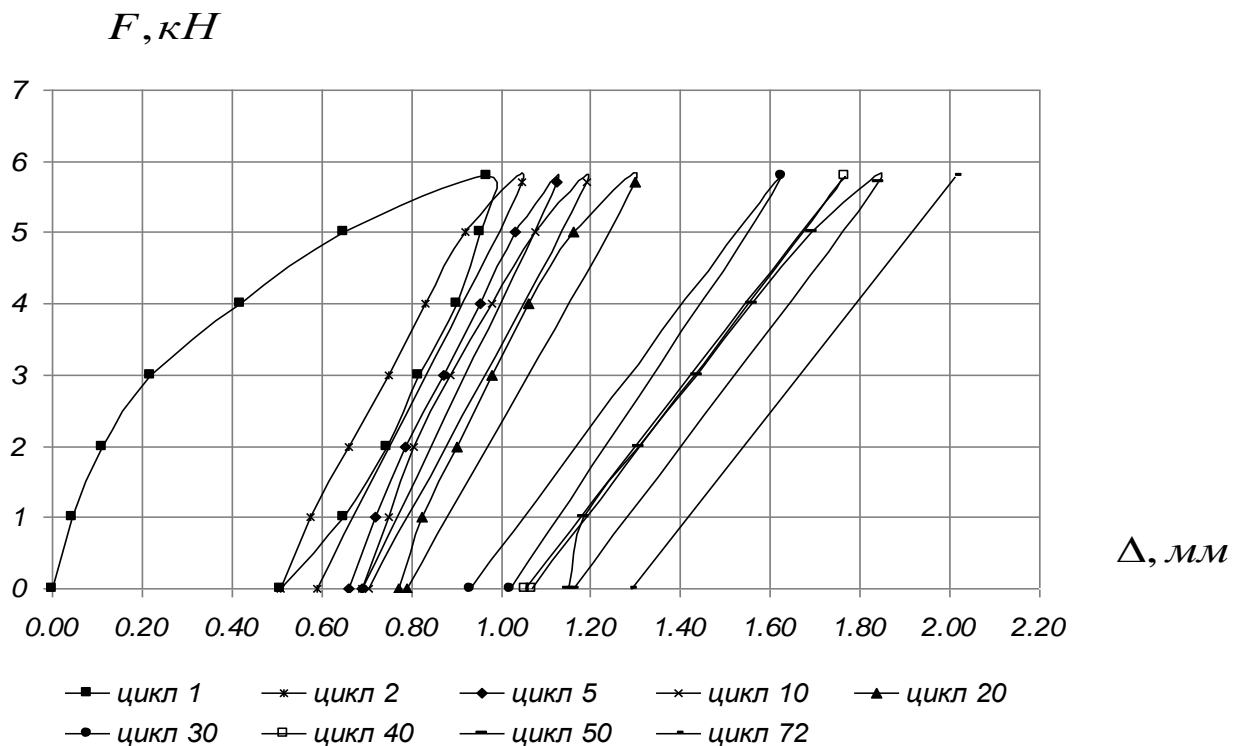


Рис. 3.23 – Діаграма деформування вологих нагельних з'єднань $(F - \Delta)$ за дії малоциклового навантаження з режимом $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,0\text{мм})})$

3.2.3. Експериментальні дослідження діаграми « $F - \Delta_d$ » стиску деревини в отворах нагельних з'єднань за дії малоциклових навантажень

Для вимірювання деформацій взаємного зсуву елементів нагельних з'єднань та зсуву зі згином болтів, на зразках всіх серій, були використані індикатори годинникового типу ИЧ-10н з ціною поділки 0,01 мм, які були закріплені по два з протилежних сторін з'єднань (рис. 2.5).

Деформації постелі деревини середньої дошки в зоні контакту з нагелем під болтом діаметром 8 мм з'єднання визначалося з різниці

$$\Delta_{d, cyc} = \Delta_{cyc} - \Delta_{b, cyc}, \quad (3.3)$$

де $\Delta_{d, cyc}$ – деформації зминання постелі деревини середньої дошки в отворі під болтом на n -му циклі;

Δ_{cyc} – деформації зсуву з'єднання на n -му циклі;

$\Delta_{b, cyc}$ – сумарні деформації зсуву та прогину болта під середньою дошкою на n -му циклі.

Діаграми деформування деревини постелі отвору в зоні контакту з нагелем під болтом середньої дошки при співвідношенні елементів $t_1 / t_2 = 0,85$ за повторних навантажень аж до руйнування на 101 циклі за початкового рівня $\eta_{cyc} = 0,4\Delta_u$ представлено на рис.3.24

Як видно, з рис.3.24 за 100 циклів прикладення повторних навантажень за початкового рівня $\eta_{cyc} = 0,4\Delta_u$ проходив поступовий приріст зсувних деформацій в з'єднанні. Але ці значення за розрахункову кількість прикладання повторних навантажень не перевищили ні критичних ні граничних значень зсувних деформацій.

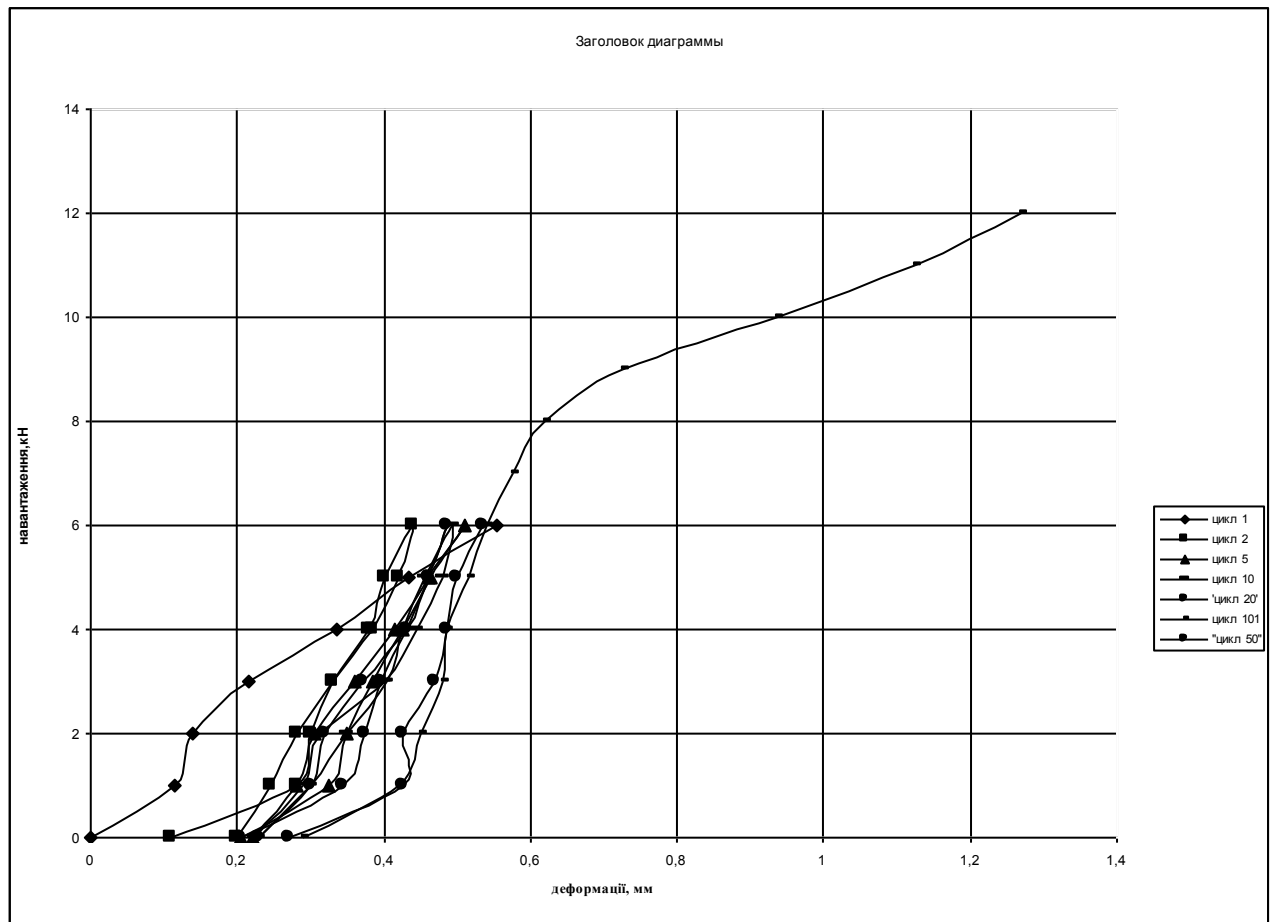


Рис. 3.24 – Діаграми деформування деревини постелі отвору в зоні контакту з нагелем під болтом середньої дошки за повторних навантажень аж до руйнування на 101 циклі за початкового рівня $\eta_{сус} = 0,4\Delta_u$ [3, 213].

3.3. Малоциклове пристосування деревини

3.3.1. Малоциклова витривалість деревини

Однією із задач випробувань є визначення межі витривалості деревини дії малоцикловим навантаженням стиску поперек та вздовж волокон. Межа витривалості (за ДСТУ 2444-94) – максимальне значення напруження циклу, за якого ще не відбувається руйнування матеріалу від втоми протягом заданої кількості циклів прикладення навантажень.

Для вирішення цієї задачі використаємо функцію

$$\eta = \frac{f_{\text{cyc}}}{f_{c,0,d(c,90,d)}} = f(n_{\text{cyc}}), \quad (3.4)$$

де - η - верхній рівень прикладання малоциклових навантажень;

n_{cyc} - кількість повторних навантажень.

Опис здійснювався за допомогою п'яти функцій: гіперболічної, логарифмічної, експоненціальної, поліноміальної, степеневі. Порівняння таких показників, як коефіцієнт варіації та показник точності, показали, що найбільш точно описують залежність (3.4) степеневі функції (при роботі деревини за повторних навантажень стиску поперек волокон та вздовж волокон) [69].

Отже, для 1-го типу зразків (рис. 3.1) при роботі деревини на стиск поперек волокон мало циклова витривалість деревини описується функцією, яка має вигляд

$$\eta = 0,9105n_{\text{cyc}}^{-0,0503}, \quad (3.5)$$

а для 2-го типу зразків (рис. 3.1) при роботі за повторного стиску деревини найкраще описує функція

$$\eta = 0,9557n_{\text{cyc}}^{-0,0534}, \quad (3.6)$$

де n_{cyc} - передбачувана необхідна кількість повторних навантажень;

η - верхній рівень прикладання малоциклових навантажень.

За роботи деревини на стиск вздовж волокон в режимі малоциклових навантажень межу витривалості найбільш точно описує функція у вигляді

$$\eta = 0,9909n_{\text{cyc}}^{-0,0562}. \quad (3.7)$$

Експериментальними дослідженнями за м'якого режиму прикладення навантажень було встановлено кількість циклів прикладення повторних навантажень, яку витримала деревина за відповідних верхніх режимів до кожного із зразків. Результати експериментальних досліджень занесені в таблицю 3.8. Графік малоциклової витривалості повторним навантаженням (крива Веллера) за роботи деревини на стиск поперек волокон в залежності від верхнього рівня малоциклових навантажень показано на рис. 3.25.

Результати експериментальних досліджень деревини на витривалість

Режим роботи	0-0,60			0-0,65			0-0,70		
Номер зразка	1	2	3	1	2	3	1	2	3
К-сть циклів	3000	3000	3000	2993	2407	2730	755	643	482
Режим роботи	0-0,75			0-0,80			0-0,90		
Номер зразка	1	2	3	1	2	3	1	2	3
К-сть циклів	148	195	403	87	107	52	67	17	73
Режим роботи	0-0,95			-			-		
Номер зразка	1	2	3	-	-	-	-	-	-
К-сть циклів	9	3	11	-	-	-	-	-	-

Графік малоциклової витривалості повторним навантаженням за роботи деревини сосни на стиск вздовж волокон в залежності від верхнього рівня малоциклових навантажень приведено на рис. 3.26 .

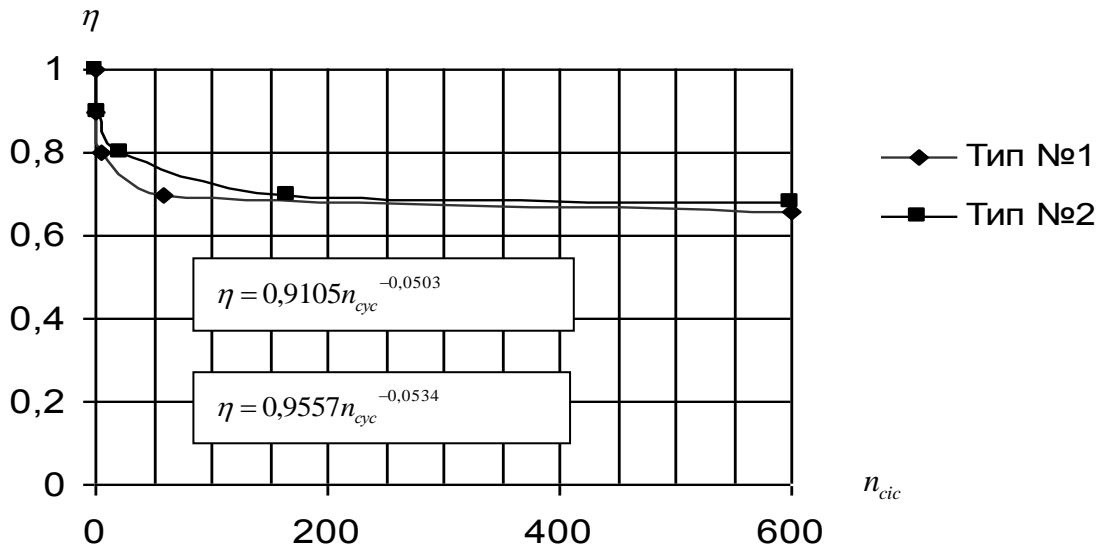


Рис. 3.25 – Діаграми малоциклової витривалості деревини (сосни) поперек ВОЛОКОН

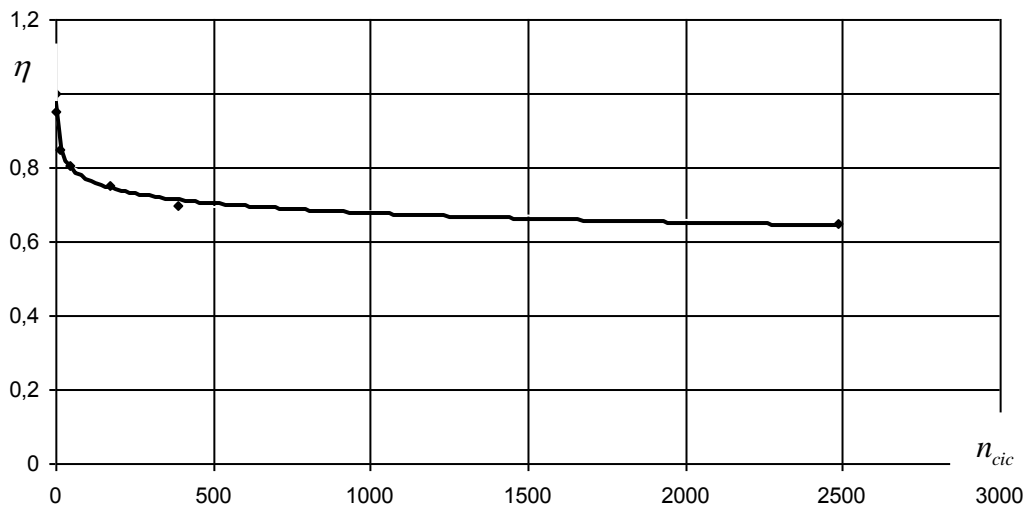


Рис. 3.26 – Діаграма малоциклової витривалості деревини (сосни) вздовж ВОЛОКОН

3.3.2. Довговічність клейових з'єднань

Після встановлення межі міцності сколюванню клейового шва було проведено випробування клейових з'єднань за дії малоциклових навантажень за наступним

режимом прикладення повторних навантажень: $(0,2-0,4)F_v$; $(0,2-0,5) F_v$; $(0,2-0,6)F_v$; $(0,2-0,7)F_v$; $(0,2-0,8)F_v$ та $(0,2-0,9) F_v$. Часткова методика випробувань та форма зразків наведена в параграфі 3.1.2.

За режимів малоциклової роботи клейових швів $(0,2-0,4)F_v$, $(0,2-0,5)F_v$, $(0,2-0,6)F_v$ приріст відносних деформацій суміжних волокон деревини клейовому шву після прикладення 100-120 циклів затухав. Деревина в цих зонах починала працювати пружно.

В дослідних зразках з режимом роботи $(0,2-0,7)F_v$; $(0,2-0,8)F_v$ та $(0,2-0,9) F_v$ спостерігався, починаючи з першого циклу, постійний приріст відносних деформацій суміжних волокон деревини клейовому шву, як ліворуч, так і праворуч. Це призвело в кінцевому результаті до сколювання деревини на одному з циклів завантаження. За результатами експериментальних досліджень роботи клейових швів за дії повторних малоциклових навантажень в межах роботи з 1-го циклу до 1000-го завантаження залежність $(\eta - n_{\text{cyc}})$ доцільно представити показниковою функцією.

Визначити розрахункову кількість циклів завантаження (довговічність) від початкового верхнього рівня повторних навантажень з врахуванням межі витривалості можемо за виразом

$$n_{\text{cyc}} = \alpha \cdot \eta^m. \quad (3.8)$$

Для визначення значень α та m показникової функції зведемо її до простого вигляду – рівняння прямої. Лінеаризацію залежності (3.8) проведемо заміною експериментальних значень η та n_{cyc} на їх десяткові логарифми.

$$lq n_{\text{cyc}} = lq\alpha + mlq\eta. \quad (3.9)$$

Перевірку отриманої лінійної кореляційної залежності (3.9) зручно робити методами математичної статистики за допомогою різниці найменших квадратів. Так як, коефіцієнт кореляції r дорівнює 0,975 і близький до одиниці та $\frac{m_r}{r} = 39 > 4$ [201, 202], то лінеаризація їх правомірна та достовірна.

З отриманими значеннями α і m функція для визначення розрахункового числа циклів, що зможе працювати клейове з'єднання без руйнування матиме такий вигляд

$$n_{\text{сус}} = \alpha \cdot \eta^m = 1,3428\eta^{-13,55}. \quad (3.10)$$

3.3.3. Довговічність нагельних з'єднань

Вплив малоциклових навантажень різних режимів на фізико-механічні властивості матеріалів, що входять до симетричних нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій представлено в роботах [47, 56, 60, 68, 73]. Для моделювання сумісної дії постійного та короткочасного вітрового навантаження загальний розрахунковий час навантаження – розвантаження складає $10^3 \dots 10^4$ с.

Випробування зразків першої серії проводили при вологості, в з'єднанні, деревини сосни першого сорту в $W=12\%$, другої серії - $W=30\%$. При проведенні експериментальних досліджень фіксувалася зміна деформацій взаємного зсуву на кожному з рівнів. Часткова методика випробувань наведена в [68] та в параграфі 3.1.3.

Виконані дослідження показали, що довговічність сухих симетричних нагельних з'єднань складають навантаження в межах деформування зсуву з'єднання від 0,6мм до 2,0мм в межах роботи з 1-го циклу до 500-го завантаження, тому залежність $\Delta-n$ доцільно представити показниковою функцією (3.11). Графік $\Delta - n$ для симетричних нагельних з'єднань показано на рис. 3.27.

Для визначення розрахункової кількості циклів завантаження яке може сприйняти нагельне з'єднання без руйнування в залежності від початкової деформації зсуву має такий вигляд

$$n_{\text{сус}} = 261,48 \cdot \Delta^{-7,797}, \quad (3.11)$$

де $n_{\text{сус}}$ – кількість циклів завантаження;

Δ – початкова деформація взаємного зсуву на першому циклі завантаження.

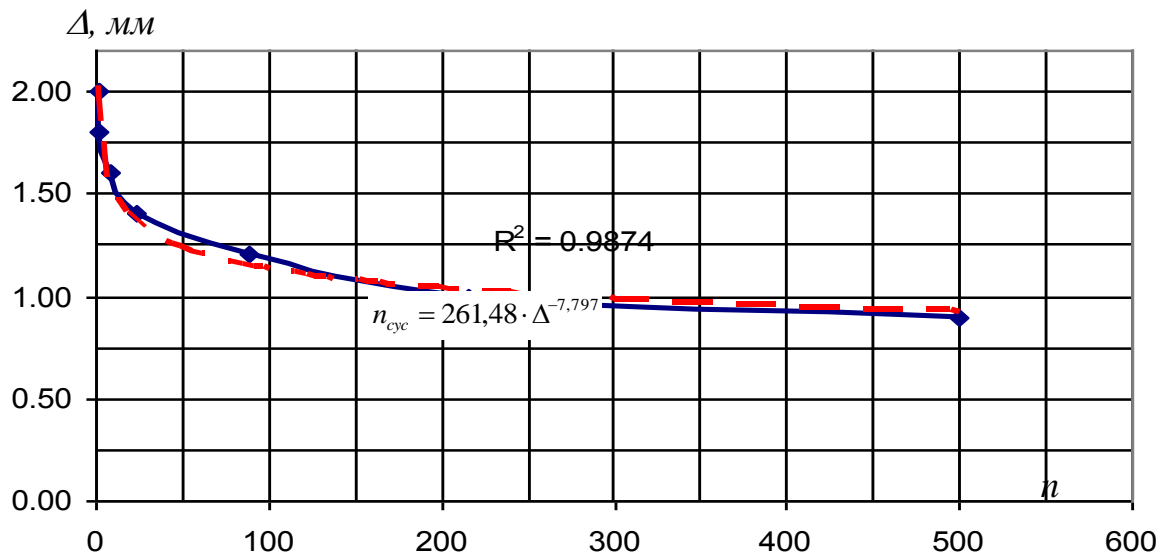


Рис.3. 27 – Графік $\Delta - n$ для симетричних нагельних з'єднань

3.3.4. Малоциклове пристосування деревини та дерев'яних з'єднань повторним навантаженням

Критерієм для встановлення малоциклового пристосування за дії повторних навантажень є встановлення граничної кількості циклів малоциклових навантажень на матеріал чи конструкцію. Автори [9], для встановлення граничної кількості циклів, пропонують вважати стабілізацію деформацій у пружно-пластичному матеріалі, коли за наступного завантаження абсолютний приріст деформацій не перевищує у 2 рази приріст деформацій попереднього циклу навантаження.

Встановлено, що межа пристосування деревини сосни за стандартної вологості дії повторним малоцикловим навантаженням поперек волокон двох типів зразків (див. рис.3.1 та рис.3.2) відбувається в діапазоні $\eta = (0,50 \dots 0,53) f_{c,0,T}$. Межу пристосування деревини сосни дії повторним малоцикловим навантаженням стиску вздовж волокон можна визначити з

виразу (3.7). Отже, межа пристосування деревини сосни дії малоцикловим навантаженням відбувається за верхнього рівня повторних навантажень $\eta = 0,52$. За максимальне розрахункове число прикладення малоциклових навантажень, при визначенні межі пристосування деревини сосни дії малоцикловим навантаженням за повздовжнього стиску деревини, в розрахунках прийнято $n_{cyc}=100000$.

Встановлення малоциклового пристосування клейових з'єднань за дії повторних навантажень зводиться до встановлення граничної кількості циклів малоциклових навантажень.

Межу пристосування клейових з'єднань з деревини сосни дії повторним малоцикловим навантаженням при роботі на сколювання клейового шва вздовж волокон деревини можна визначити з виразу (3.10). Пристосування клейових з'єднань з деревини сосни відбувається за верхнього рівня повторних навантажень рівних $\eta = 0,53$. За максимальне розрахункове число прикладення малоциклових навантажень прийнято $n_{cyc}=10000$.

Користуючись вищевикладеним критерієм встановлення малоциклового пристосування за дії повторних навантажень (див. п. 3.1.3), було встановлено середнє значення кількості малоциклових навантажень, які витримали симетричні з'єднання дерев'яних конструкцій на цвяхах $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,0мм)})$, $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,2мм)})$, $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,4мм)})$, $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,5мм)})$, $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,6мм)})$ та $(F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=1,8мм)})$. При цьому спостерігався постійний приріст деформацій взаємного зсуву з'єднань зі збільшення кількості циклів, що призводило до межі граничних деформувань рівних $\Delta_u = 2мм$, тобто руйнування з'єднання (рис.3.28). Для нагельних з'єднань $\Delta_{cyc,1}=0,8 \rightarrow (F_{\eta_n} - F_{\eta_e(\Delta=0,8мм)})$, невеличкий приріст деформацій спостерігався протягом перших 120 циклів, а в подальшому проходила стабілізація приросту деформацій зсуву (рис. 3.14). З'єднання завантажувалися до 500 циклів, після чого були зруйновані збільшенням одноразового статичного навантаження.



Рис. 3.28 – Характер руйнування цвяхових з'єднань при деформаціях $\Delta_{max} = 2,0\text{мм}$

Зростання результуючих деформацій зсуву вологих з'єднань з режимом $(F_{\eta_n} - F_{\eta_6(\Delta=0,6\text{мм})})$ спостерігалось до 92-го циклу малоциклового навантаження і встановилось на рівні $\Delta_{\text{сус},92}=0,955$ мм. При подальшому завантаженні не спостерігалось приросту деформацій, тому на 300 циклі випробування з'єднання було припинене.

В межах малоциклових навантажень ($n_{\text{сус}} < 10^6$) (рис.3.29) для вище зазначених цвяхових з'єднань, залежність $\Delta = f(n_{\text{сус}})$ можна описати показниковою функцією вигляду

$$\Delta = p \cdot n_{\text{сус}}^m, \quad (3.12)$$

де p, m – сталі коефіцієнти, що визначаються з умови мінімуму квадратичних абсолютних відхилень дослідних і теоретичних кривих, в даному випадку $p=1,767, m=-0,0655$.

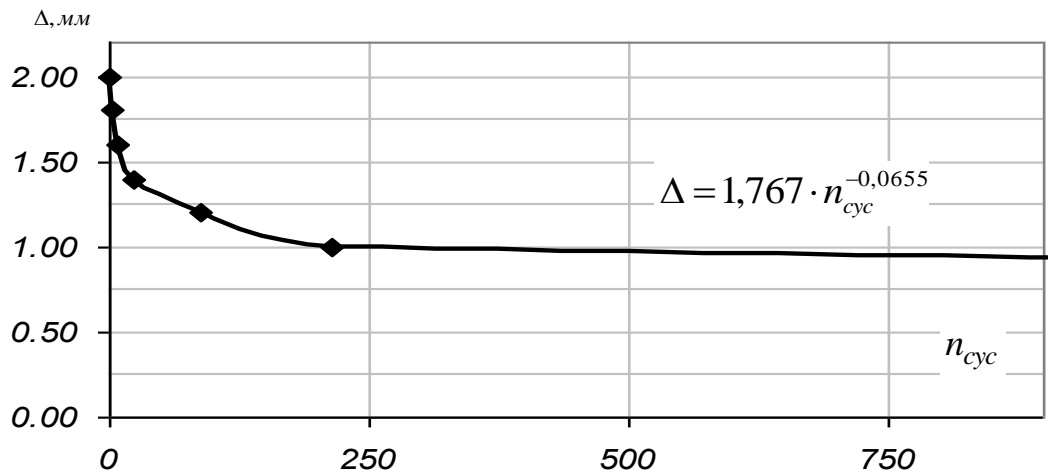


Рис. 3.29 – До визначення малоциклового пристосування цвяхових з'єднань за вологості деревини $W=12\%$.

Таким чином, знаючи розрахункову кількість малоциклових навантажень $n_{сус}$, можна визначити величину максимальної деформації Δ для даних видів цвяхових з'єднань.

Отже, рівень навантаження $\eta_{сус} = 0,4\Delta_u$ є рівнем пристосування симетричних цвяхових з'єднань за вологості $W=12\%$ до малоциклового навантаження при співвідношенні середнього до крайніх елементів, яке рівне $\frac{c}{a} = 1,0$.

Для нагельних з'єднань з вологістю $W=30\%$ рівнем пристосування до малоциклових навантажень є рівень $\eta_{сус} = 0,3\Delta_u$, для яких залежність $\Delta = f(n_{сус})$ також описується показниковою функцією (3.12) (рис. 3.30) [59].

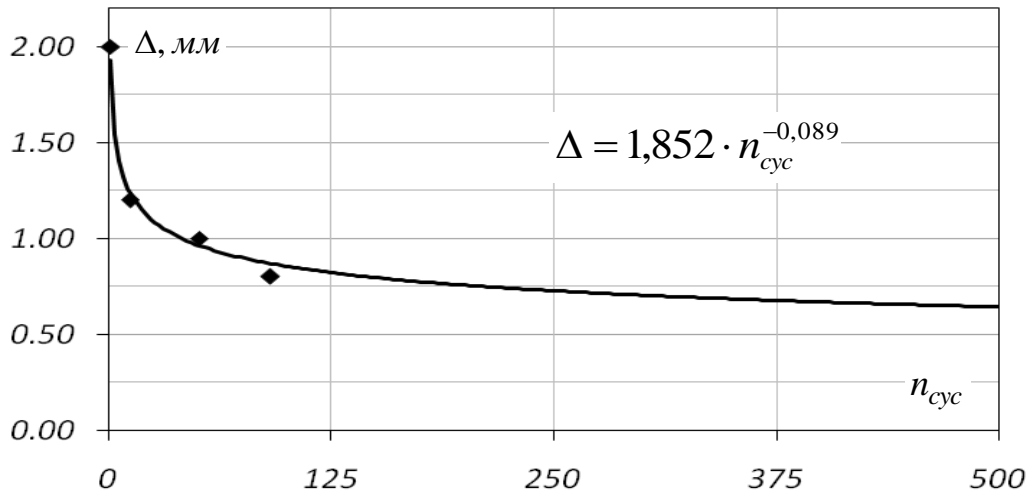


Рис. 3.30– До визначення малоциклового пристосування цвяхових з'єднань за вологості деревини $W=30\%$.

3.4. Аналітичний опис діаграми деформування деревини вздовж волокон за дії малоциклового навантаження до повного руйнування

Дослідження законів силового деформування деревини дає можливість об'єктивно враховувати властивості матеріалу в оцінюванні роботи під навантаженням та проектуванні конструктивних елементів з деревини. Особливо актуальним дане питання є при запобіганні прогресуючому руйнуванню – одного з найважливіших умов безпечної експлуатації новобудов та існуючих будівель. Для послаблення наслідків такої небезпеки необхідно проектувати об'єкти такими, щоб несучі конструкції, відмова яких може бути безпосередньою причиною аварійної ситуації при виникненні небезпеки, зберігали працездатність протягом певного часу, достатнього для вжиття термінових заходів [89]. За наявності виходу з роботи (руйнування) одного із несучих елементів (об'єктів класів відповідальності СС3 та СС2), сусідні конструкції включаються в роботу і виникає в цих конструктивних елементах з деревини складний деформовано-напружений стан – косий згин, косий згин з позацентровим стиском, позацентровий стиск, косий стиск. Аналіз такого складного напружено-

деформованого стану будівельних конструкцій з деревини, що тимчасово зберігають несучу здатність не розроблено. Також не розглядалася методика розрахунку конструкцій після дії повторних навантажень, для запобігання лавиноподібного руйнування конструкцій будівлі. [91, 231].

На даний час, у більшості проведених експериментальних досліджень не вивчалась робота деревини за повторних малоциклових навантажень, зокрема деформування деревини під навантаженням вздовж волокон. Вивчення роботи деревини з побудовою повної кривої деформування пружно-пластичного матеріалу можна здійснити лише за досліджень, при яких навантаження прикладається до зразка з постійним зменшенням значень [41] в жорсткому режимі роботи.

Було проаналізовано напружено-деформований стан елементів з деревини, що працює за повздовжнього повторного стиску.

У першій серії зразки випробовувалися з метою встановлення руйнівного навантаження, в другій - на дію повторних малоциклових навантажень вздовж волокон відповідно при рівнях: $0,6f_{c,0,T}$; $0,7 f_{c,0,T}$; $0,75 f_{c,0,T}$; $0,8 f_{c,0,T}$; $0,9 f_{c,0,T}$. Випробовувалися по три однакових зразки-призми розмірами 45x45x250 мм у кожному з рівнів випробування.

Для визначення деформацій волокон деревини були використані тензодатчики разом з тензометричним комплексом СИИТ-3. На кожному зразок-призму приклеювали по тензодатчику з кожної із бокових сторін, база яких складала 5 см. Вони були розміщені вздовж до напрямку дії сили та волокон.

Приклад побудови діаграм деформування показано за середніх значень трьох довільно вибраних зразків-близнюків з сухої деревини, які працювали за одного режиму прикладання навантаження (рис.3.31).

Побудовані діаграми деформування деревини зі спадною віткою дають можливість оцінити залишкову міцність деревини $f_{c,d}$ на різних рівнях роботи матеріалу за повторних навантажень.

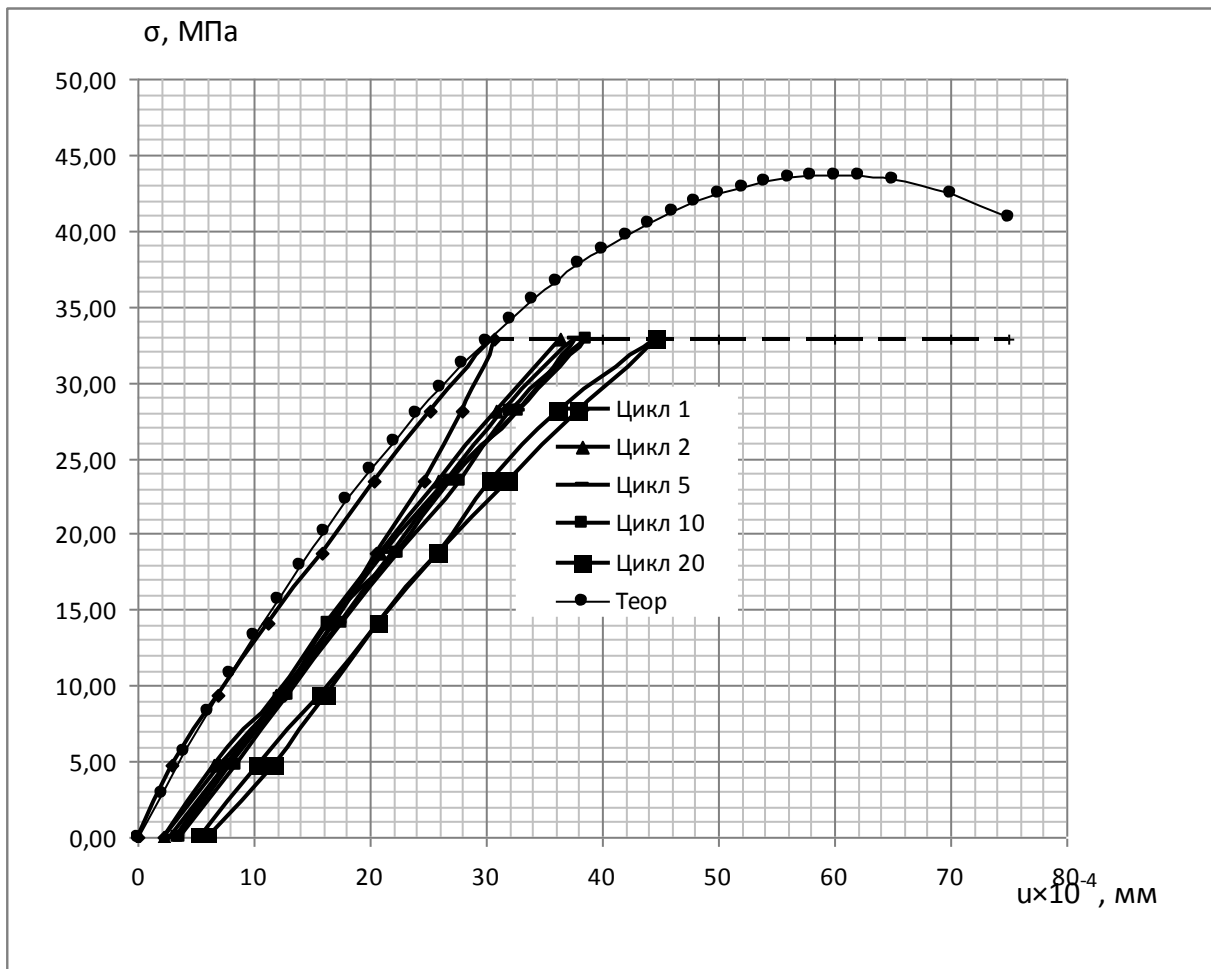


Рис. 3.31 – Діаграма деформування деревини “ $\sigma_{\delta} - u_{\delta}$ ” при роботі деревини (сосни) стиск вздовж волокон за дії малоциклового навантаження з рівнями напружень $(\eta_n - \eta_e) = (0 - 0,75) f_{c,o,T}$

Експериментально отримана діаграма деформування деревини дає можливість визначитися з найсуперечливішим і найважливішим параметром – граничною деформацією деревини на стиск $u_{d,u}$, яку можна використати при встановленні напружено-деформованого стану та розрахунку конструкцій з деревини з використанням деформаційної моделі.

За розрахункову аналітичну залежність, для опису криволінійної діаграми фізичного стану деревини від початку навантаження і аж до руйнування, прийнята функція у вигляді поліному другого ступеня (2.4) на основі пропозицій [40]. Коефіцієнти поліному (2.4) в разі, коли деформації на стиск $u_{c,fin,d}$ відомі, пропонується знаходити за виразами 2.5 та 2.6.

За допомогою простих математичних перетворень залежність (2.4) може бути приведена до функції, яку запропонував Ф.І. Герстнер, у вигляді

$$\sigma_{c,d} = E_o u_{c,d} - \frac{E_o^2}{4f_{c,0,d}} u_{c,d}^2. \quad (3.13)$$

За розрахункову аналітичну залежність для опису криволінійної діаграми фізичного стану деревини за повторного навантаження для висхідних віток, прийнята функція у вигляді поліному другого ступеня після прикладання розрахункового числа навантажень

$$\sigma_{c,d,cyc} = k_1 u_{c,d,cyc} + k_e u_{c,d,cyc}^2. \quad (3.14)$$

Для обґрунтування відповідності розглянутої функції спадної вітки діаграми, змодельованої залежністю (2.4 та 3.14), визначалася розбіжність $x = \frac{\sigma_{d,i}^{teor}}{\sigma_{d,i}^{exp}}$ як співвідношення теоретичних до експериментальних значень для відповідного деформування деревини спадної вітки діаграми, які були отримані за випробувань дослідних зразків.

Проведено статистичний аналіз результатів зазначених співвідношень для всіх циклів завантажень, а також наведені результати для 1-го, 2-го та 10-го циклів в табл. 3.9.

Збіжність між дослідними і розрахунковими даними задовільна, оскільки коефіцієнт варіації для першого циклу завантаження складає $V=5,5\%$.

Збіжність між дослідними і розрахунковими даними також задовільна і на інших циклах завантаження, так як коефіцієнт варіації для другого циклу – $7,0\%$, для десятого – $2,8\%$ (менше 10%). Отже, отримане рівняння добре віддзеркалює зв'язок між фізичними величинами [145].

Статистичний аналіз результатів порівняння відхилень теоретичних напружень від експериментальних на висхідних вітках діаграм деформування деревини, обчислених за формулами (2.4), (3.14), свідчить про задовільну збіжність між цими величинами, і надає можливість рекомендувати залежність(2.4), (3.14) для реалізації в інженерних розрахунках.

Таблиця 3.9

Перевірка збіжності дослідних даних та даних за рівняннями (2.4) та (3.11)

$x = \frac{\sigma_{d,i}^{teor}}{\sigma_{d,i}^{exp}}$	$\Delta, \%$	$x_i - 1$	$(x_i - 1)^2$
1	2	3	4
Перший цикл			
1	0	0	0
0,895	-10,5	-0,105	0,0110
1,020	2,0	0,02	0,0021
1,050	5,0	0,05	0,0025
1,072	7,2	0,072	0,0052
1,050	5,0	0,05	0,0025
1,031	3,1	0,031	0,001
1,015	1,5	0,015	0,0002
Другий цикл			
1	0	0	0
1,07	7,0	0,07	0,0049
1,09	9,0	0,09	0,0081
1,11	11,0	0,11	0,0121
1,10	10,0	0,10	0,0100
1,06	6,0	0,06	0,0036
1,01	1,0	0,01	0,0001
0,98	-2,0	0,02	0,0004
Десятий цикл			
1	0	0	0
1,063	6,3	0,063	0,0040
1,098	9,8	0,098	0,0096
0,96	-4,0	0,04	0,0016
1,09	9,0	0,09	0,0081
1,06	6,0	0,09	0,0016
1,03	3,0	0,03	0,0001
0,996	-0,4	0,004	0,0025

3.5. Визначення несучої здатності нагельних з'єднань

На основі отриманих даних, що є результатами дослідження роботи нагельних з'єднань за малоциклових навантажень, можна зробити висновок, що несуча здатність сухих цвяхових з'єднань під впливом малоциклових навантажень вища за несучу здатність, яка визначена за чинними нормативними документами [197].

На рис. 3.32 показана фактична несуча здатність цвяхових з'єднань, яка встановлювалась на першому циклі прикладання короткочасного навантаження, за рівнів, що відповідають малоцикловому пристосуванню. А також мінімальна несуча здатність, що визначена за нормативними документами, які діяли на теренах СРСР [197] та чинними нормами [91].

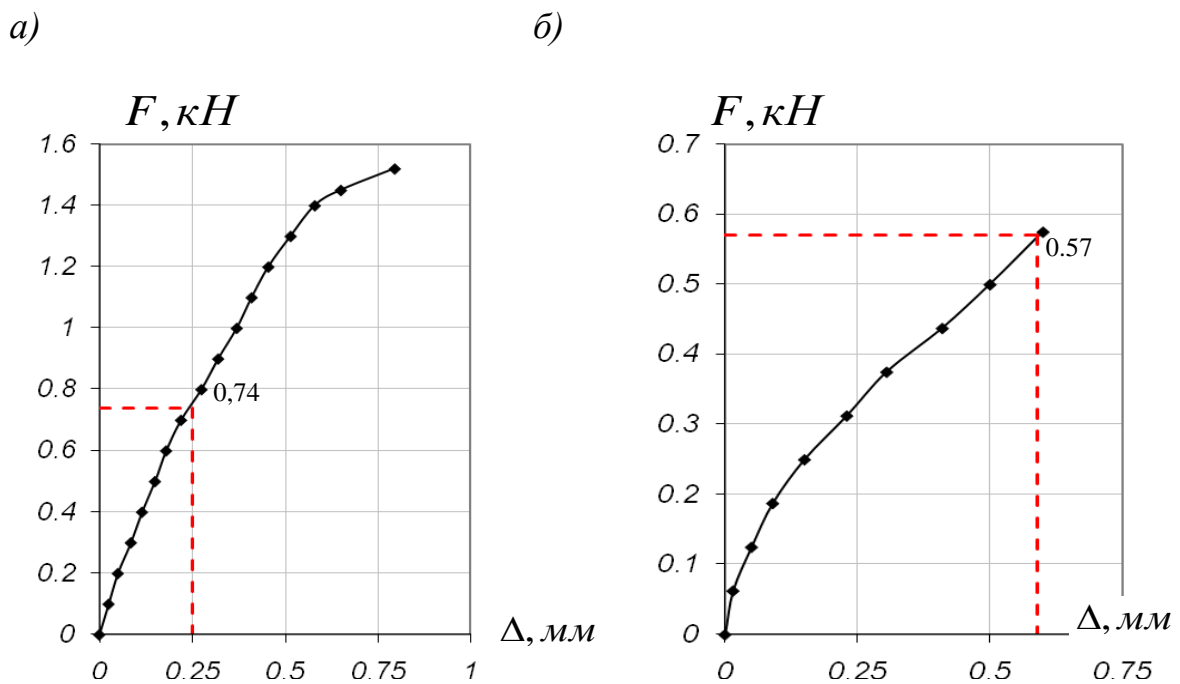


Рис.3.32– Діаграми деформування нагельних з'єднань

а) за стандартної вологості деревини; б) за вологості $W=30\%$.

Таким чином, відповідно до отриманих результатів досліджень, зміну несучої здатності нагельних з'єднань за дії малоциклових навантажень за рівнів $\eta_{сус} = 0,4\Delta_u$ – для нормальної вологості, $\eta_{сус} = 0,3\Delta_u$ – для вологості $W=30\%$, доцільно

враховувати за допомогою коефіцієнта умов роботи $\gamma_{сус}$, на який необхідно домножувати мінімальне значення несучої здатності нагельного з'єднання визначеного згідно ДБН В.2.6-2:2006 [91].

При зазначених рівнях навантаження, коефіцієнти умов роботи симетричних нагельних з'єднань за малоциклових навантажень [45, 58, 59] становлять: для сухих цвяхових з'єднань $\gamma_{сус} = 2,0$ за температуро-вологих режимів експлуатаційного класу 1 та 2 [8]; для вологих цвяхових з'єднань $\gamma_{сус} = 1,0$ за експлуатаційного класу 3 [91].

3.6. Висновки до розділу

1. Встановлено характер дії малоциклових навантажень, що впливають на роботу конструкцій з цільної та клеєної деревини та їх з'єднання.

2. Вперше проведено об'ємні експериментальні дослідження та отримані нові результати роботи деревини та з'єднань елементів дерев'яних конструкцій за дії короточасних малоциклових навантажень.

3. На основі статистичного порівняння отриманих експериментальних даних встановлено закономірність малоциклової витривалості деревини (сосни) повторним стискаючим навантаженням вздовж та поперек волокон в залежності від верхнього рівня повторних навантажень, довговічність клейових і нагельних з'єднань. Встановлено межу малоциклового пристосування деревини та дерев'яних з'єднань повторним навантаженням.

4. Діаграма “ $\sigma_d - u_d$ ” за однократного короточасного повздовжнього стиску є огинаючою діаграмою стану деревини при малоцикловому навантаженні різного рівня і це дозволяє з єдиних позицій виконувати оцінку напружено-деформованого стану розрахункового перерізу з цільної та клеєної деревини, як при дії однократного, так і за дії повторних малоциклових навантажень.

5. Статистичний аналіз результатів порівняння відхилень теоретичних напружень від експериментальних на діаграмі деформування деревини за різного

режиму малоциклових навантажень на n -му циклі завантаження показав, що залежність «напруження–деформації» $\sigma_{c,d,cyc} - u_{c,d,cyc}$ на висхідній вітці можна описувати із задовільною збіжністю степеневою залежністю (3.14).

6. Експериментально встановлено, що фактична несуча здатність металевих нагельних з'єднань для першого та другого експлуатаційного класів конструкцій при сприйнятті одноразових та малоциклових навантажень в два рази вища за дані наведені в нормативних документах.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [44, 46, 47, 48, 55, 56, 59, 60, 68, 69, 79, 80, 238]

РОЗДІЛ 4

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО–ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ ЗА ПРЯМОГО ТА КОСОГО ПОПЕРЕЧНОГО ЗГИНУ

4.1. Визначення модуля пружності для елементів з цільної та клеєної деревини

4.1.1. Дослідження основних деформативних характеристик цільної та клеєної деревини за дії статичних навантажень стиску

В деформаціях деревини можна легко виділити, як пружну, так і пластичну складові, тобто

$$u_{c,d} = u_{c,el,d} + u_{c,pl,d} , \quad (4.1)$$

де $u_{c,d}$ – повні повздовжні деформації деревини за центрального стиску вздовж волокон;

$u_{c,el,d}$ – повздовжні пружні деформації деревини за центрального стиску вздовж волокон;

$u_{c,pl,d}$ – повздовжні пластичні деформації деревини за центрального стиску вздовж волокон.

В діапазоні швидкості прикладання навантаження до зразка від 0,1 до 5 мм \ хв (жорсткий режим), істотних розбіжностей в формі отримання кривих, значень критичних навантажень і деформацій для зразків однієї партії автором [204] виявлено не було.

На діаграмі стану стиснутої деревини необхідно виділити одну з найважливіших характеристик – точку критичних деформацій. Точку, в якій

деформації деревини досягають значень за максимально можливих напружень, що може сприйняти матеріал.

Необхідно мати на увазі, що січний модуль пружно-пластичності деревини за стиску дорівнює куту нахилу січної кривої " $\sigma - u$ " до осі u

$$E' = \operatorname{tg} \alpha' = \frac{\sigma}{u}, \quad (4.2)$$

а для м'якого режиму залежить від напружень і швидкості навантаження. Отже, січний модуль деформацій стиснутої деревини - це інтегральна характеристика, яка відображає причинно-наслідковий зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями деревини стиснутої зони залежно від характеру та режиму діючого на нього навантаження.

Модуль пружності деревини E_o можна визначати як тангенс кута нахилу дотичної до кривої " $\sigma - u$ " на пружній ділянці деформування. На початку координат при $\sigma \rightarrow 0$ і $u \rightarrow 0$ дотична до кривої прийме граничне положення січної

$$E_o = \operatorname{tg} \alpha_o = \lim_{\sigma \rightarrow 0} \frac{\sigma}{u} = \lim_{\sigma \rightarrow 0} \operatorname{tg} \alpha = \lim_{\sigma \rightarrow 0} E. \quad (4.3)$$

Величину E_o або кут α_o можна встановити за дослідною кривою стиску деревини вздовж волокон " $\sigma - u$ " за допомогою аналітичного встановлення її вираження. Тільки за малих значень напружень можливе максимальне наближення січного модуля деформацій до модуля пружності E_o . Але, в цьому випадку, малим значенням напружень відповідають малі деформації, а при застосуванні вимірювальних приладів з ціною поділки 0,001 мм і базою 100 мм похибка в оцінці деформацій деревини при $\sigma = 0,1 f_{c,0,d}$ і $u = 4 \cdot 10^{-5}$ складе

$$\frac{1 \cdot 0,001}{100 \cdot 4 \cdot 10^{-5}} \cdot 100 = 25\%.$$

Така ж похибка буде при використанні тензодатчиків, що призводить до великих погрешностей при визначенні початкового модуля пружності.

Проведені нами досліди показали, що за нелінійної залежності ($\sigma - u$) залежність " січний модуль деформацій - напруження" ($E' - \sigma$) при стиску вздовж

волокон деревини, завантаженої з постійною швидкістю приросту навантаження, або деформацій на висхідній гілці діаграми, є лінійною

$$E' = \frac{\sigma}{u} = E_o \pm \frac{E_o - E_{f_{c,0,d}}}{f_{c,0,d}} \cdot \sigma = E_o (1 \pm \lambda_{f_{c,0,d}} \eta), \quad (4.4)$$

де $\lambda_{f_{c,0,d}} = \frac{u_{pl,d}}{u_{1,d}}$ – коефіцієнт пластичності деревини вздовж волокон за $\sigma = f_{c,0,d}$,

що визначаються шляхом обробки дослідних даних методами математичної статистичної обробки;

$u_{pl,d}$ – пластичні деформації деревини вздовж волокон;

$u_{1,d}$ – пружні деформації деревини вздовж волокон;

$\eta = \frac{\sigma}{f_{c,0,d}}$ – рівень напружень в деревині.

При побудові залежностей $E' - \eta$ до уваги бралися дослідні точки в інтервалі напружень $\eta = (0,2 \dots 0,8)$ згідно рекомендацій [149].

За випробування на стиск вздовж волокон переважної більшості зразків з цільної і клеєної деревини, які не мають вад, залежність має лінійний характер,. Цей висновок підтверджується після виконання математично-статистичного аналізу отриманих результатів кривих деформування деревини вздовж волокон методом найменших квадратів. Параметри залежностей між січним модулем деформацій і напруженням (січним модулем деформацій – рівнем напружень) для всіх зразків, що працювали на стиск вздовж волокон та їх статистики, наведені в табл. 4.1.

Результати статистичної обробки дослідних даних підтвердила лінійність залежностей $E' - \eta$ і хорошу ступінь відповідності кореляційних та дослідних значень деформацій: абсолютна величина коефіцієнта кореляції r близька до одиниці, її достовірність r/m_r завжди більше чотирьох, найбільше значення

варіаційного коефіцієнта відношень $\frac{u^{досл}}{u^{кор}}$ склало $V = 4,75\%$.

Всі дослідження, за рекомендаціями Свеницького Г.В., Знаменського Е.М. та Тутуріна С.В були проведені на зразках конструкційних розмірів об'ємом деревини для стиску не менше 370 см^3 [187, 204] та згину з об'ємом 1800 см^3 [103, 104, 204].

Січний модуль деформацій E' для цільної та клеєної деревини, які працюють на стиск вздовж волокон зі збільшенням рівня напружень η , постійно зменшується (рис.4.1 та 4.2).

4.1.2. Дослідження основних деформативних характеристик цільної та клеєної деревини за дії статичних навантажень поперечного згину

Модуль пружності деревини в згинальних елементах за пропозиціями Сухарева И.П. [200] визначали для стиснутої і розтягнутої зон в балках з цільної та клеєної деревини за прямого згину різного рівня навантажень окремо за відповідними формулами:

$$E_x^+ = \frac{M_i}{W} \cdot \left(\frac{u_i + u_c}{2u_i^2} \right), \quad (4.5)$$

$$E_x^- = \frac{M_i}{W} \cdot \left(\frac{u_i + u_c}{2u_c^2} \right), \quad (4.6)$$

де M_i – згинаючий момент на i -му рівні зовнішніх навантажень, $\text{кН}\cdot\text{см}$;

W – момент опору поперечного перерізу елемента, що згинається, см^3 ;

u_b, u_c – відносні фіброві деформації в крайньому шарі розтягнутої та стиснутої зон при одному i -му рівні навантаження.

Після визначення модуля пружності стиснутої та розтягнутої зон балки з клеєної деревини встановлювався середній модуль пружності.

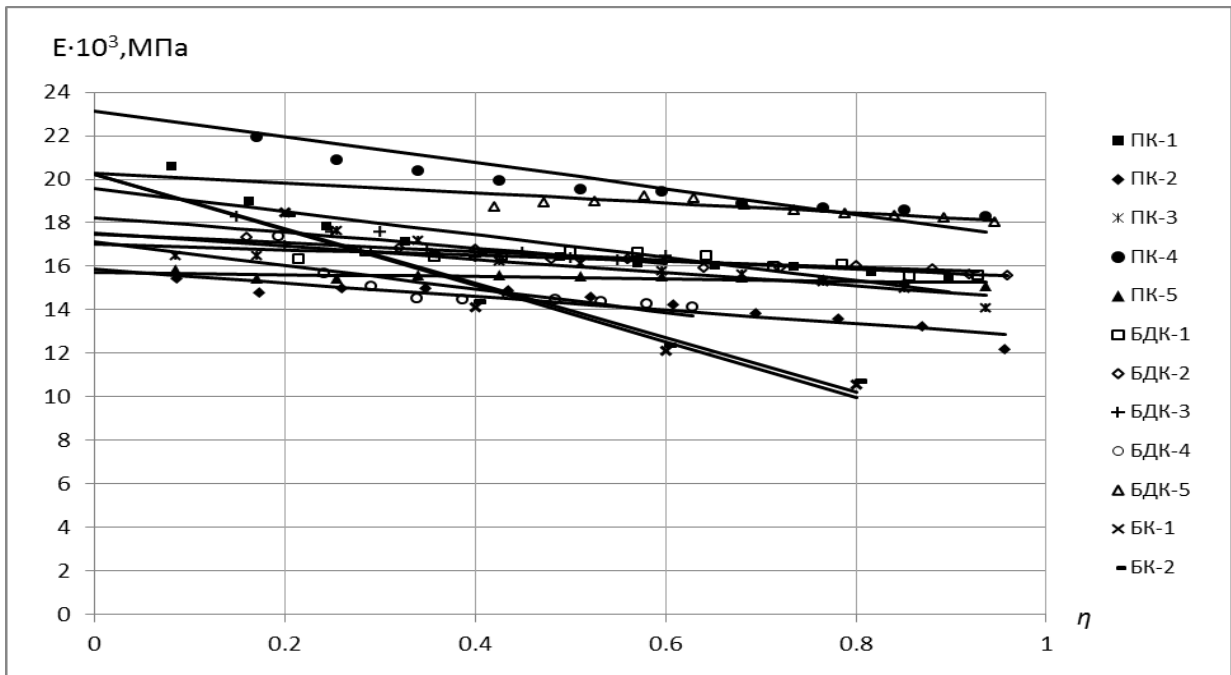


Рис.4.1– Діаграми січного модуля деформацій вздовж волокон клеєної деревини за дії короткочасного навантаження

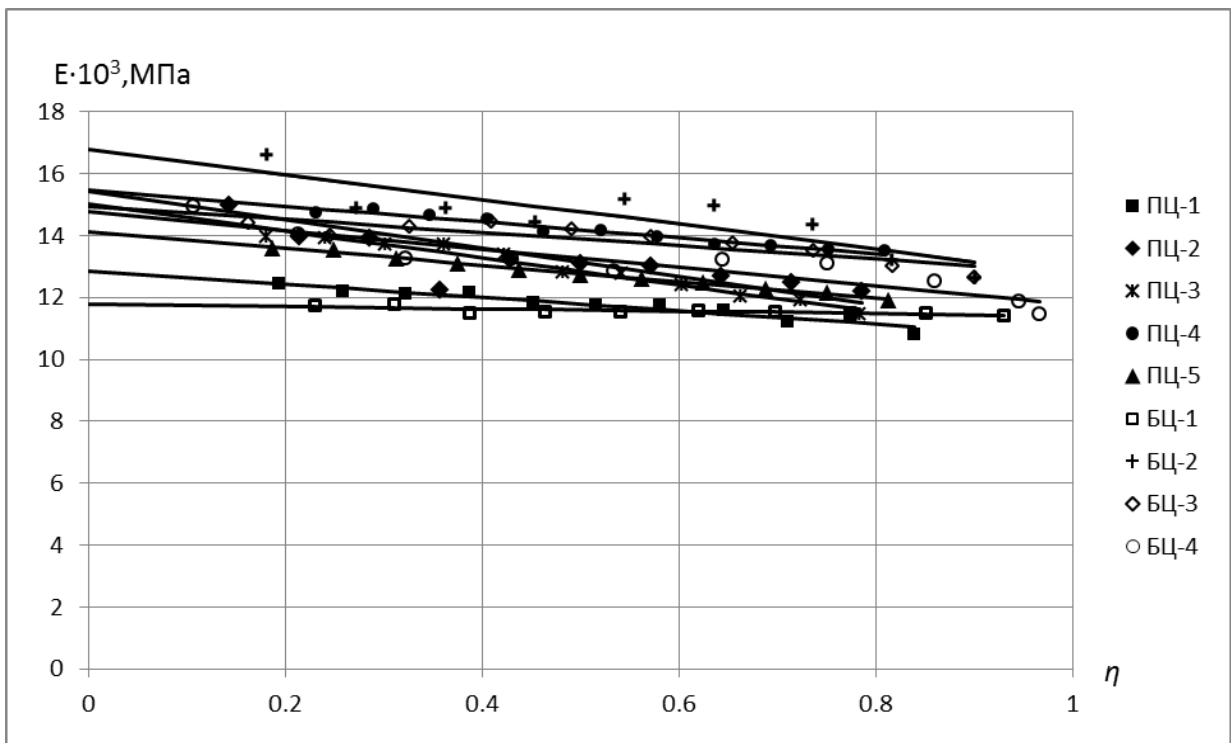


Рис. 4.2– Діаграми зміни січного модуля деформацій вздовж волокон цільної деревини за дії короткочасного навантаження

Модуль пружності деревини визначався за формулою 4.7 як середній між модулем пружності деревини стиснутої зони і модулем пружності деревини розтягнутої зони в згинальному елементі

$$E = \frac{E_x^+ + E_x^-}{2}. \quad (4.7)$$

Модуль пружності клеєної деревини для елементів, що зазнають косоного згину був визначений за методикою вимірювань різниці прогинів на ділянці чистого згину на різних етапах завантаження з умови, що вимірювання проводяться з дотриманням $M = \text{const}$ за рекомендаціями Thunel В., Тарнопольського Ю.М., Деловой М.И. [92, 201, 260].

$$E_x = \frac{Fl_p^3}{548I_x(f_c - f_F)}, \quad (4.8)$$

де f_c – прогин балки по середині прольоту, см;

f_F – середній прогин балки в місці прикладення зосереджених сил, см;

l_p – розрахунковий проліт балки, см;

F – зосереджене розрахункове зовнішнє навантаження, кН;

I_x – момент інерції поперечного перерізу балки, см³.

Результати експериментально-аналітичні дослідження показали, що модуль пружності встановлений такими способами за різних рівнів завантаження згинального елемента не є початковим модулем пружності, а січним, так як отриманий модуль зі збільшенням рівня навантажень $\eta = \frac{M}{M_{\text{рун}}}$ постійно зменшується (див. рис.4.1, рис.4.2). Було зроблено припущення, що залежність «січний модуль – рівень навантажень ($E' - \eta$) має лінійний характер. Це припущення було підтверджено після виконання математично-статистичного аналізу отриманих результатів. Також встановлено кореляційні прямі регресії методом найменших квадратів [145].

$$E' = E_o(1 \pm \lambda_{f_c,0,d} \eta), \quad (4.9)$$

де $\eta = \frac{M}{M_{рун}}$ – рівень навантажень.

При побудові залежностей $E' - \eta$ до уваги бралися дослідні точки в інтервалі напружень $\eta = (0,2 \dots 0,8)$ згідно рекомендацій [149, 71, 50]. Параметри залежностей між січним модулем і моментом (січним модулем – рівнем навантажень) для всіх зразків, що працювали на поперечний чи косий згин та їх статистики, наведені в табл. 4.1. Результати статистичної обробки дослідних даних підтвердили лінійність залежностей $E' - \eta$ і хорошу ступінь відповідності кореляційних та дослідних значень деформацій: абсолютна величина коефіцієнта кореляції r близька до одиниці, її достовірність r/m_r завжди більше чотирьох для цих елементів, найбільше значення варіаційного коефіцієнта відношень $\frac{u^{досл}}{u^{кор}}$ склало $V = 3,50\%$.

Таблиця 4.1

Основні параметри і статистики кореляційних рівнянь регресії « $E' - \eta$ » різних елементів з цільної та клеєної деревини

Назва зразка	Кореляційне рівняння	r	m_r	$\frac{r}{m_r}$	$V, \%$
БЦ-1	$E' = 11,789 \cdot (1 - 0,127 \cdot \eta)$	0,824	0,101	8	0,48
БЦ-2	$E' = 16,787 \cdot (1 - 0,126 \cdot \eta)$	0,889	0,066	13	3,50
БЦ-3	$E' = 14,952 \cdot (1 - 0,051 \cdot \eta)$	0,879	0,071	15	1,87
БЦ-4	$E' = 14,761 \cdot (1 - 0,093 \cdot \eta)$	0,916	0,051	15	2,76
БДК-1	$E = 17,040 \cdot (1 - 0,054 \cdot \eta)$	0,778	0,119	6,5	1,53
БДК-2	$E = 17,483 \cdot (1 - 0,072 \cdot \eta)$	0,961	0,023	41	0,89
БДК-3	$E = 18,274 \cdot (1 - 1,324 \cdot \eta)$	0,830	0,098	8	1,97
БДК-4	$E = 17,118 \cdot (1 - 1,930 \cdot \eta)$	0,801	0,113	7	3,45
БДК-5	$E = 20,295 \cdot (1 - 0,895 \cdot \eta)$	0,904	0,058	15,5	0,82
БК-1	$E = 20,236 \cdot (1 - 12,844 \cdot \eta)$	0,968	0,032	30,5	3,24
БК-2	$E = 20,202 \cdot (1 - 12,513 \cdot \eta)$	0,977	0,023	43	2,60

Назва зразка	Кореляційне рівняння	r	m_r	$\frac{r}{m_r}$	$V, \%$
ПЦ-1	$E' = 12,858 \cdot (1 - 0,056 \cdot \eta)$	0,959	0,024	40	1,13
ПЦ-2	$E' = 15,446 \cdot (1 - 0,133 \cdot \eta)$	0,840	0,089	9	4,75
ПЦ-3	$E' = 15,024 \cdot (1 - 0,107 \cdot \eta)$	0,984	0,009	104	1.12
ПЦ-4	$E' = 15,467 \cdot (1 - 0,060 \cdot \eta)$	0,977	0,014	71	0,71
ПЦ-5	$E' = 14,121 \cdot (1 - 0,068 \cdot \eta)$	0,998	0,001	734	0,27
ПЦ-6	$E' = 12,702 \cdot (1 - 0,070 \cdot \eta)$	0,994	0,004	283	0,53
ПЦ-7	$E' = 11,801 \cdot (1 - 0,030 \cdot \eta)$	0,725	0,143	5	1.93
ПК-1	$E' = 19,563 \cdot (1 - 0,087 \cdot \eta)$	0,902	0,056	16	3,67
ПК-2	$E' = 15,848 \cdot (1 - 0,055 \cdot \eta)$	0,930	0,041	23	2,42
ПК-3	$E' = 17,543 \cdot (1 - 0,053 \cdot \eta)$	0,861	0,078	11	2,94
ПК-4	$E' = 23,140 \cdot (1 - 0,102 \cdot \eta)$	0,894	0,061	15	3,74
ПК-5	$E' = 15,716 \cdot (1 - 0,032 \cdot \eta)$	0,743	0,135	5.5	0,78

Примітки: Позначення елементів ПЦ – призми цільні 45*45*250; ПК – призми клеєні 45*45*250; БЦ – балки суцільні 50*80*1650; БДК – балки дощатоклеєні 100*150*3000; БК- балки клеєні при косому згині

4.1.3. Визначення модуля пружності деревини

Експериментально встановлено, що лінійна залежність ($E' - \eta$) шляхом екстраполяції дає можливість, за допомогою математичної статистики, встановити значення початкового модуля пружності E_0 (аналітично або графічно). Це значення визначається як граничне значення січного модуля пружно-пластичності E' при $\sigma = 0$ ($\eta = 0$). Таким же способом можна встановити, при необхідності, за прийнятої швидкості навантаження, граничний модуль пружно-пластичності $E'_{c,fin,d}$ та критичні деформації стиску $u_{c,fin,d}$ при $\sigma = f_{c,0,d}$

$$u_{c,fin,d} = \frac{f_{c,0,d}}{E'_{c,fin,d}}. \quad (4.10)$$

Найбільш простим навантаженням на дослідний зразок чи конструкцію з деревини, для отримання достовірних результатів, достатньо використовувати одноразове короткочасне за будь-якої довільної швидкості.

Результати визначення початкового модуля пружності приведено в табл. 4.2. З табл.4.2 видно, що початковий модуль пружності для макрозразків з цільної деревини значно менший, ніж для зразків з клеєної деревини. Так для призм з цільної деревини середній початковий модуль пружності $E_0 = 13917 \text{ МПа}$, а при згині $-E_0 = 14572 \text{ МПа}$. Початкові модулі пружності цільної деревини для макрозразків визначені за стику та за згину, що мають практично однакові значення. Середнє значення початкового модуля пружності цільної деревини вздовж волокон склало $E_0 = 14155 \text{ МПа}$. Для конструкцій з клеєної деревини, середній початковий модуль пружності при стиску склав $E_0 = 18362 \text{ МПа}$, а за згину $-E_0 = 18664 \text{ МПа}$. Початкові модулі пружності клеєної деревини для макрозразків визначені за стиску та за згину також мають практично однакові значення.

Отже, середнє значення початкового модуля пружності клеєної деревини вздовж волокон, яке було визначене різними методами, склало $E_0 = 18538 \text{ МПа}$. Початковий модуль пружності клеєної деревини вздовж волокон на 4000 МПа більший за початковий модуль пружності цільної деревини.

4.2. Деформування деревини в нормальному поперечному перерізі елемента при поперечному згині за дії одноразового навантаження

4.2.1. Деформування деревини в нормальному поперечному перерізі згинальних елементів за одноразового прямого згину

Відносні деформації балок, з цільної та клеєної деревини, вимірювалися в зоні чистого згину (рис. 4.3 та рис. 4.4) на різних відстанях від нейтральної площини за допомогою тензорезисторів з базою 50 мм , які були наклеєні по висоті з кроком $1,0 \text{ см}$ (рис. 4.5). Це дало змогу визначити деформування різних шарів деревини по висоті в стиснутій та розтягнутій зонах балок.

Початковий модуль пружності цільної та клеєної деревини

Мате-ріал	Конструкція	Назва зразка	$E_0 \cdot 10^3$, МПа	$E_{0,cp} \cdot 10^3$, МПа	$E_{0,cp} \cdot 10^3$, МПа
Цільна деревина	Призми	ПЦ-1	12,858	13,917	14,155
		ПЦ-2	15,446		
		ПЦ-3	15,024		
		ПЦ-4	15,467		
		ПЦ-5	14,121		
		ПЦ-6	12,702		
		ПЦ-7	11,801		
	Балки	БЦ-1	11,789	14,572	
		БЦ-2	16,787		
		БЦ-3	14,952		
БЦ-4		14,761			
Клеєна деревина	Призми	ПК-1	19,563	18,362	18,538
		ПК-2	15,848		
		ПК-3	17,543		
		ПК-4	23,140		
		ПК-5	15,716		
	Балки	БДК-1	17,040	18,664	
		БДК-2	17,483		
		БДК-3	18,274		
		БДК-4	17,118		
		БДК-5	20,295		
		БК-1	20,236		
		БК-2	20,202		

а)



б)

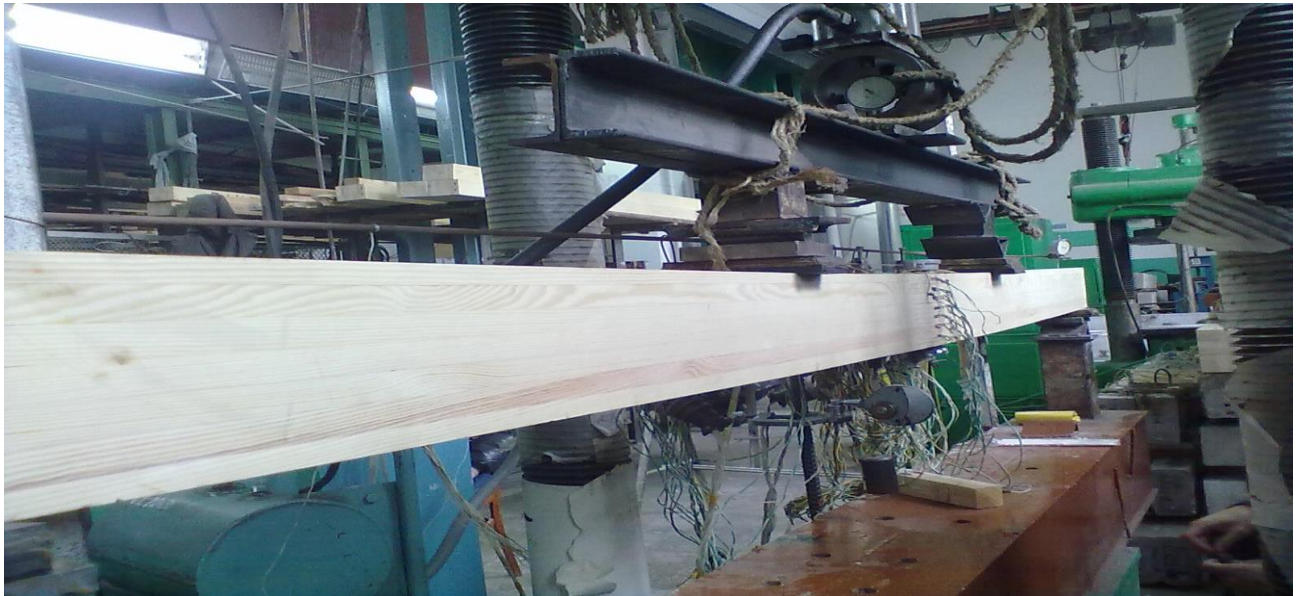


Рис.4.3 – Загальний вигляд дослідної установки при випробуванні балки на поперечний згин

а – із цільної деревини; б – з клеєної деревини

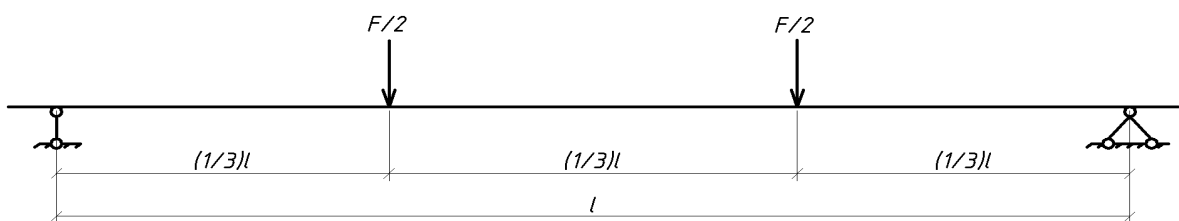


Рис.4.4 – Розрахункова схема балки

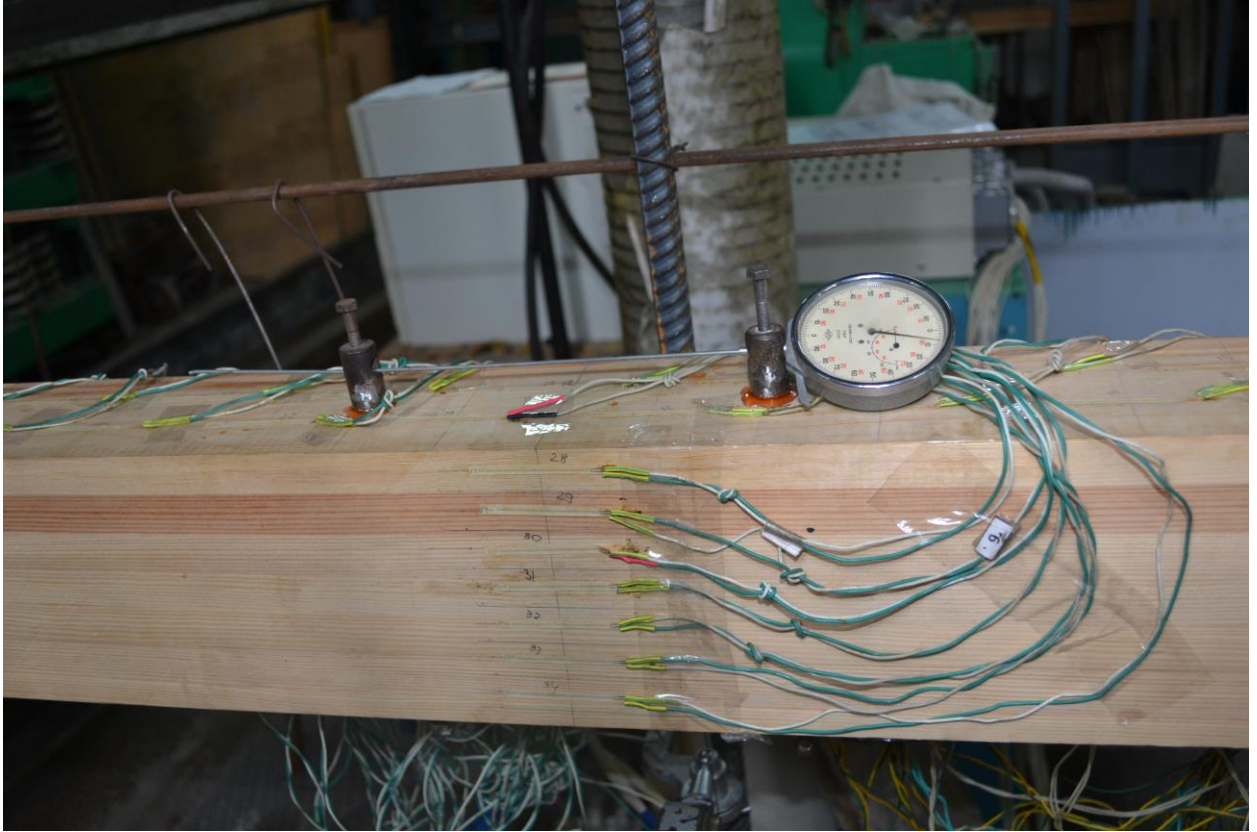


Рис.4.5 – Розташування тензодатчиків по периметру згинального елемента в зоні чистого згину

За результатами експериментальних досліджень, встановлено характер деформування шарів деревини по висоті нормального перерізу балок з цільної та клеєної деревини (рис. 4.6, рис.4.7). Візуально видно, що практично всі діаграми деформування шарів деревини в балках, як з цільної, так і з клеєної деревини, в залежності від навантаження, мають криволінійний характер.

На діаграмах відносні деформації стиснутої зони показані зі знаком мінус, розтягнутої зони – зі знаком плюс. Найбільші відносні деформації деревини в стиснутій та розтягнутій зонах балок з цільної деревини, які вдалося зафіксувати, становили в межах $u_{c,d} = 51,34...78,75 \cdot 10^{-4}$ та $u_{t,d} = 47,39...59,68 \cdot 10^{-4}$. Максимальні відносні деформації найбільш стиснутих та найбільш розтягнутих волоконах елемента, які вдалося зафіксувати в балках з клеєної деревини, складали від

$u_{c,d}^{\max} = 48,1 \cdot 10^{-4}$ до $u_{c,d}^{\max} = 53,2 \cdot 10^{-4}$ та від $u_{t,d}^{\max} = 44,71 \cdot 10^{-4}$ до $u_{t,d}^{\max} = 48,3 \cdot 10^{-4}$.

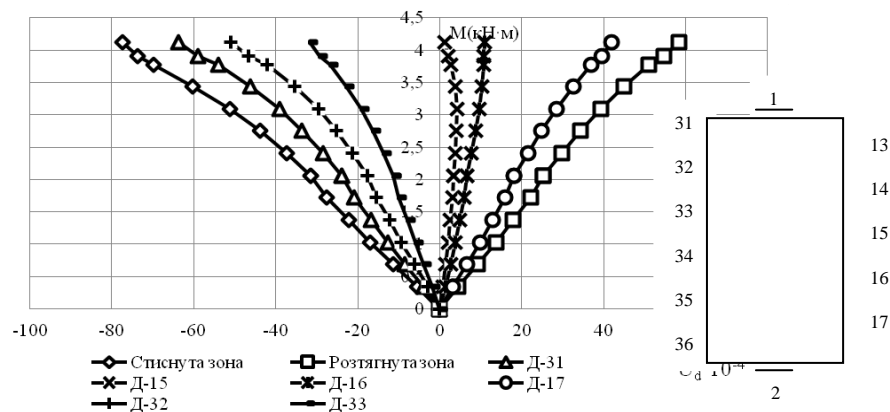


Рис.4.6 – Діаграма деформування різних шарів балки з цільної деревини в зоні чистого згину

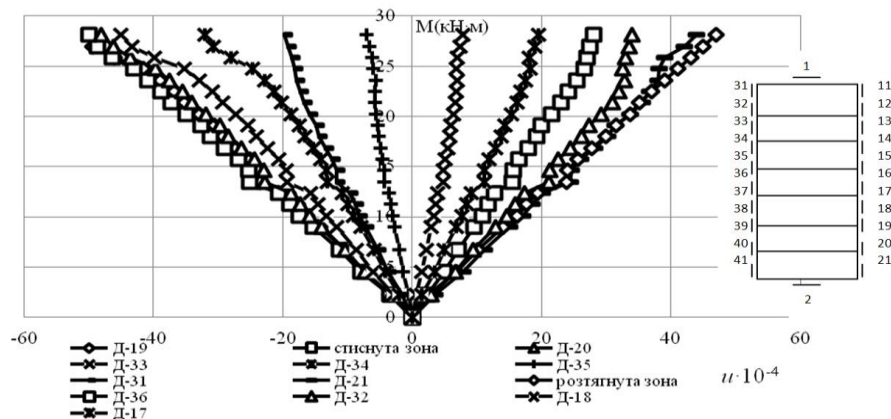


Рис.4.7 – Діаграма деформування різних шарів балки з клеєної деревини в зоні чистого згину

Отримані результати пошарового деформування деревини дають можливість встановлювати напружено-деформований стан цього шару по висоті та поперечного перерізу згинального елемента в цілому.

4.2.2. Деформування нормальних перерізів згинальних елементів з цільної деревини за косого згину

Як і при прямому поперечному згині, так і при косому поперечному згині, відносні деформації балок з цільної та клеєної деревини вимірювалися в зоні

чистого згину на різних відстанях від нейтральної площини за допомогою тензодатчиків з базою 50 мм, які були наклеєні по висоті елемента з кроком 1,0 см.

Дослідні зразки першої групи виготовлялись з формою поперечного перерізу у вигляді прямокутника перерізом 50x80 мм. Балки другої групи виготовлялись у вигляді паралелограма з розмірами зовнішніх граней 80x50,8 мм, а висота паралелограма при цьому становила 78,7 мм.

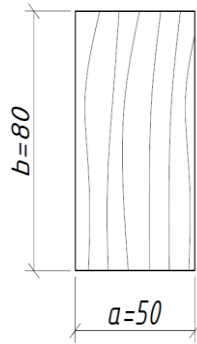
Загальний вигляд поперечного перерізу балок з цільної деревини зображено на рис.4.8. Геометрія поперечного перерізу запроектована таким чином, щоб робоча площа перерізу в зоні чистого згину в обох випадках дорівнювала 40см^2 . Для першої групи балок прямокутного поперечного перерізу, для зменшення впливу дії кручення [173] за роботи елемента на косий згин, розміри обпирання балок на опорах та в місцях прикладання навантаження були такими, щоб вісь прикладення зовнішнього навантаження проходила через центр ваги поперечного перерізу, і балок, і дерев'яних підкладок (рис.4.9 а).

Дерев'яні балки з цільної деревини другої групи виготовлялись з підрізом балки по всій її довжині таким чином, щоб кут підрізу співпадав з запланованим робочим кутом нахилу (рис.4.9 б). Сприйняття крутного моменту від дії зовнішнього навантаження для третьої групи балок прямокутного поперечного перерізу, що працювали за косоного поперечного згину, проведено за рахунок встановлення в'язей в місцях прикладання зосередженого навантаження та на опорах з повним обпиранням елемента по всій ширині (рис.4.9 в).

Визначалися деформації різних шарів деревини по висоті в стиснутій та розтягнутій зонах балок. Графіки деформування різних шарів стиснутої та розтягнутої зон балки з цільної деревини із прямокутним поперечним перерізом за косоного згину з кутом нахилу 10^0 на підкладках приведено на рис.4.10.

Схема розташування тензодатчиків та їх номери наведена на поперечному перерізі на цьому ж рисунку. Руйнування всіх косозігнутих балок при куті нахилу 10^0 проходило в зоні чистого згину.

а)



б)

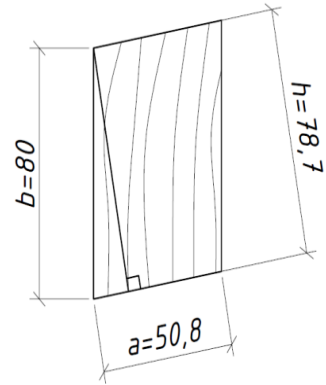
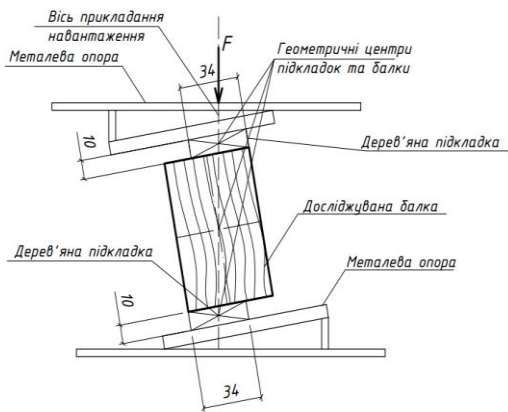


Рис 4.8 – Форми поперечного перерізу балок з цільної деревини

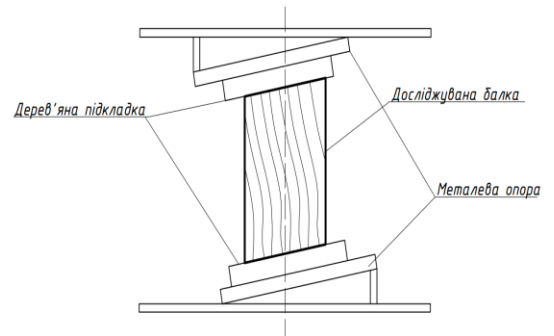
а – прямокутна форма поперечного перерізу;

б – поперечний переріз з підрізом

а)



б)



в)

Вигляд А

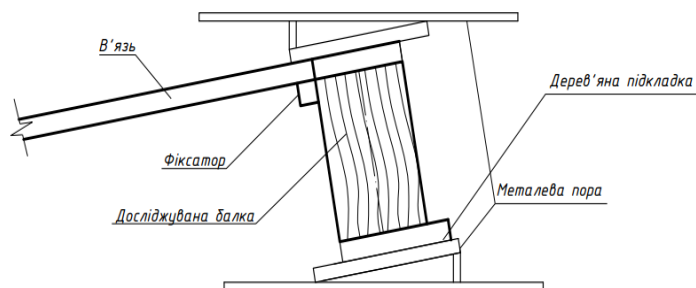


Рис.4.9 – Схема обпирання зразків балок з цільної деревини

а – з спеціальними підкладками;

б – по всій площі обпирання; в – з закріпленими в'язями

Деформування різних шарів стиснутої та розтягнутої зон балки з цільної деревини за косоного згину з кутом підрізу балки в 10^0 приведено на рис.4.11, а графіки деформування деревини поперечного перерізу балок з в'язями на рис. 4.12 та рис. 4.13. Як видно з рисунків 4.10, 4.11, 4.12, 4.13, різні шари деревини поперечного перерізу балок за різних умов роботи деформуються по різному. На діаграмах відносні деформації стиснутої зони показані зі знаком мінус, розтягнутої зони – зі знаком плюс.

Так, при навантаженні в 3,5 кНм, найвіддаленіші шари деревини в стиснутій зоні перерізу мали наступні відносні деформації: за косоного згину з кутом 10^0 і з обпиранням на підкладках - $u_d = 48 \cdot 10^{-4}$; за косоного згину з кутом 10^0 і з косим підрізом - $u_d = 57 \cdot 10^{-4}$; за косоного згину з кутом 10^0 та з в'язями - $u_d = 43 \cdot 10^{-4}$; за косоного згину з кутом 25^0 та з в'язями - $u_d = 49 \cdot 10^{-4}$.

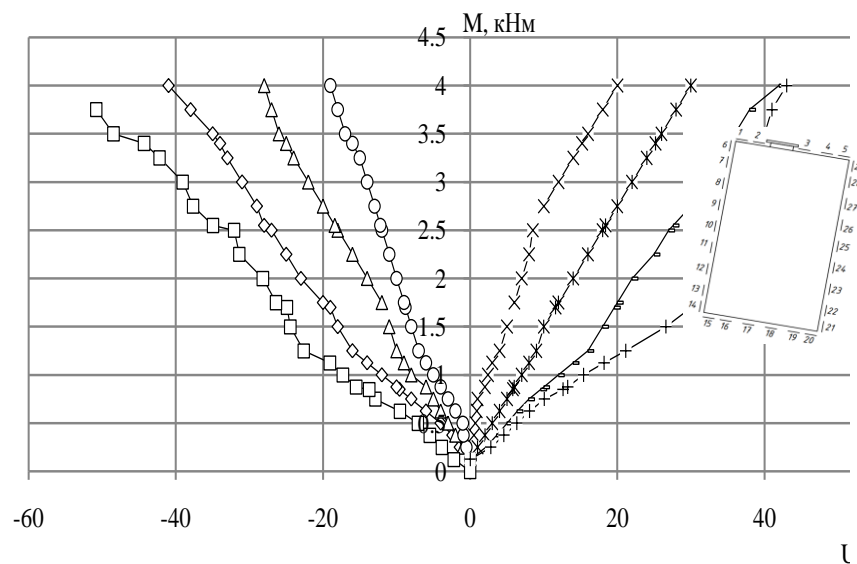


Рис.4.10– Діаграми деформування різних шарів деревини в зоні чистого згину балки з цільної деревини за косоного згину з кутом 10^0 з обпиранням на підкладках

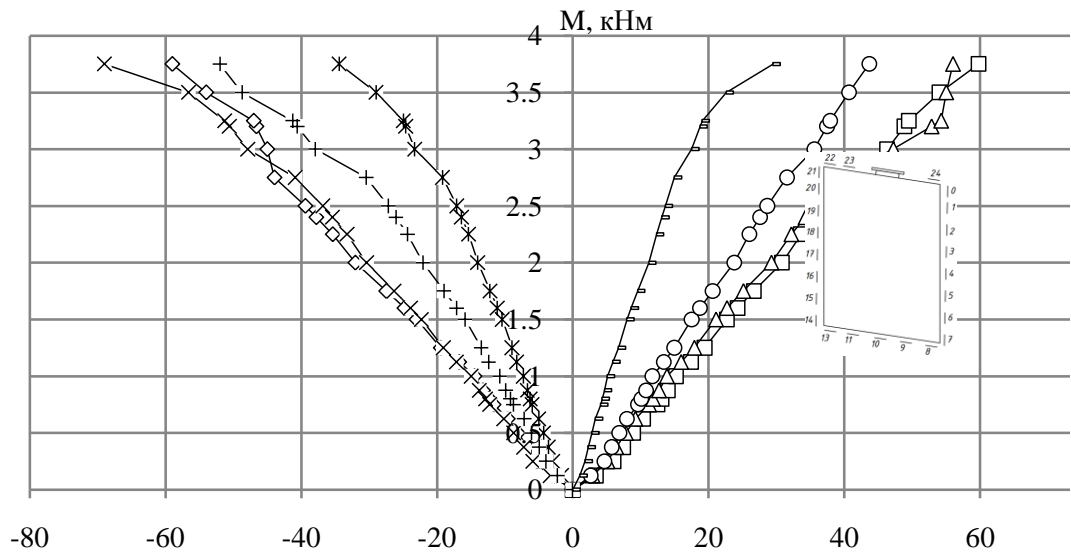


Рис. 4.11 – Діаграми деформування різних шарів деревини в зоні чистого згину балки з цільної деревини за косоного згину з кутом підрізу -10^0

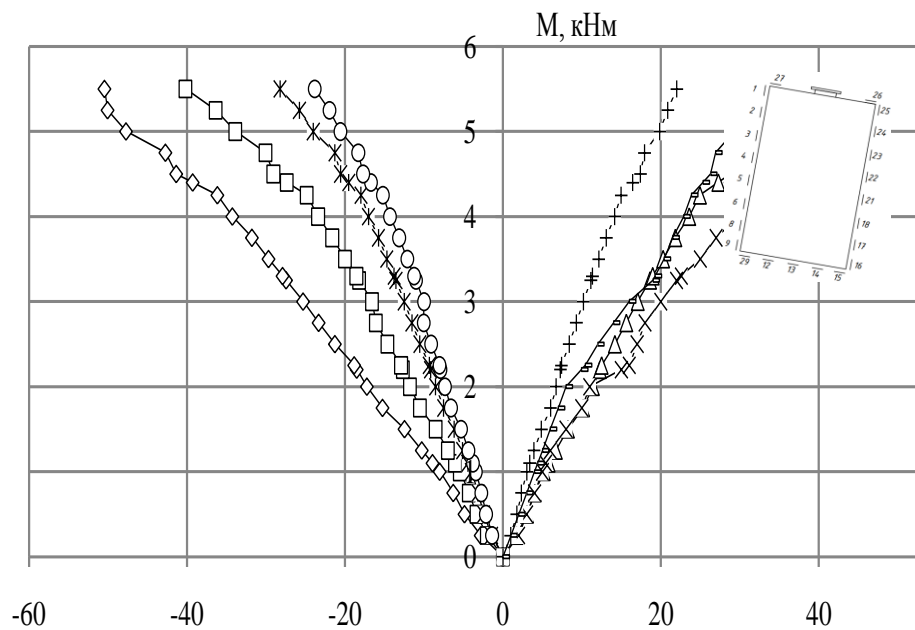


Рис. 4.12 – Діаграми деформування різних шарів деревини в зоні чистого згину балки з цільної деревини за косоного згину з кутом 10^0 та в'язями

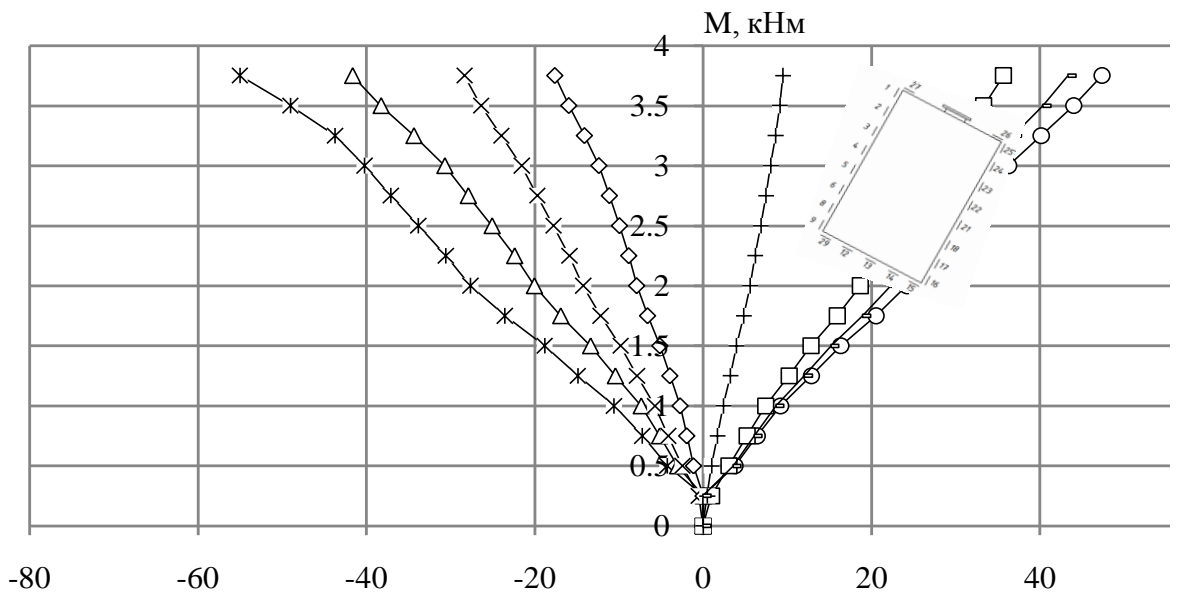


Рис. 4.13 – Діаграми деформування різних шарів деревини в зоні чистого згину балки з цільної деревини за косоного згину з кутом 25° та в'язями

Отже, за тих же навантажень, найменше деформуються найбільш віддалені шари деревини стиснутої зони в балках, які працюють за косоного згину з кутом 10° та закріпленої в'язями. Найбільше деформується деревина в балках з підрізом.

4.2.3. Деформування нормальних перерізів згинальних елементів з клеєної деревини за косоного згину

Балки з клеєної деревини, за косоного згину (рис. 4.14) при кутах нахилу в 10° та 25° , досліджувалися з поперечним перерізом 100×150 мм [239], як і при дослідженнях на поперечний прямий згин. Відносні деформації балок з клеєної деревини вимірювалися в зоні чистого згину на різних відстанях від нейтральної площини за допомогою тензодатчиків з базою 50 мм, які були наклеєні по всьому периметру перерізу з кроком 1,0 см (рис. 4.15 та рис. 4.16).



Рис.4.14 – Експериментальні випробування балок з клеєної деревини за КОСОГО ЗГИНУ

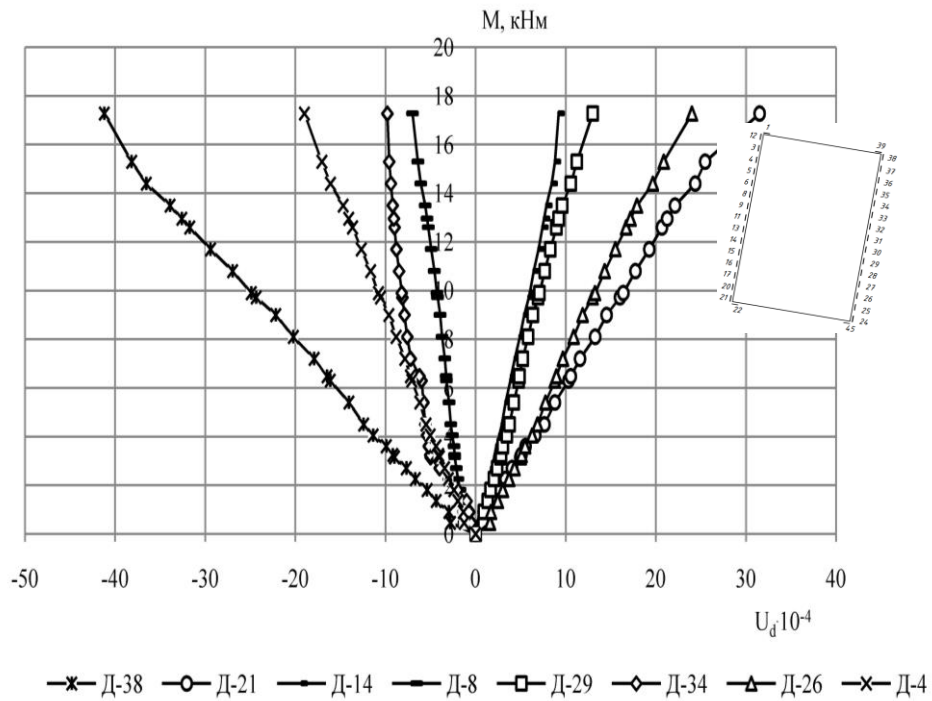


Рис. 4.15 – Діаграми деформування різних шарів деревини в зоні чистого згину балки з клеєної деревини за косоного згину з кутом 10⁰, яка закріплена від повороту в'язями

4.3. Деформування клеєної деревини нормального поперечного перерізу згинальних елементів за дії малоциклових навантажень

4.3.1. Деформування клеєної деревини нормального перерізу згинальних елементів при прямому згині за дії повторних навантажень

Повторним цикловим статичним навантаженням було випробовано 6 балок з клеєної деревини за різних режимів роботи з розрахунковим числом циклів від 50 до 500. Роботу балок досліджували, як за навантажень, які не перевищували граничні $(0,2-0,4)M_{руйн}$, так і за навантажень, які перевищували граничні $(0,2-0,6)M_{руйн}$, $(0,2-0,8)M_{руйн}$. Відносні деформації балок вимірювалися в зоні чистого згину на різних відстанях від нейтральної площини за допомогою тензодатчиків з базою 50 мм, які були наклеєні по всьому периметру перерізу з кроком 1,0 см. За результатами випробувань, були побудовані діаграми розвитку відносних деформацій деревини в зоні чистого згину за повторного навантаження в найбільш розтягнутих та стиснутих шарах елемента. На рис.4.17 наведено результати розвитку відносних деформацій деревини в зоні чистого згину в балках з режимом роботи за навантажень, які не перевищують граничних, а на рис.4.18 - в балках з режимом роботи за навантажень, які перевищують граничні зовнішні навантаження. На підставі обробки результатів експериментальних випробувань за середніми значеннями відносного деформування найвіддаленіших стиснутих та розтягнутих шарів деревини балок, були побудовані діаграми ($M-u$) для 1, 2, 5, 10, 25, 50 і далі через кожні 50 циклів.

На даних діаграмах показано найбільш характерну роботу деревини за різних режимів навантажень. Це характеризується тим, що за роботи в режимі повторних навантажень $(0,2-0,4)M_{руйн}$ приріст відносних деформацій в стиснутій зоні за 50 циклів становив не більше 0,4%, а в розтягнутій зоні не більше 1,8%. Таким чином, пройшла повна стабілізація приросту відносних деформацій в обох зонах, і балка почала працювати практично пружно.

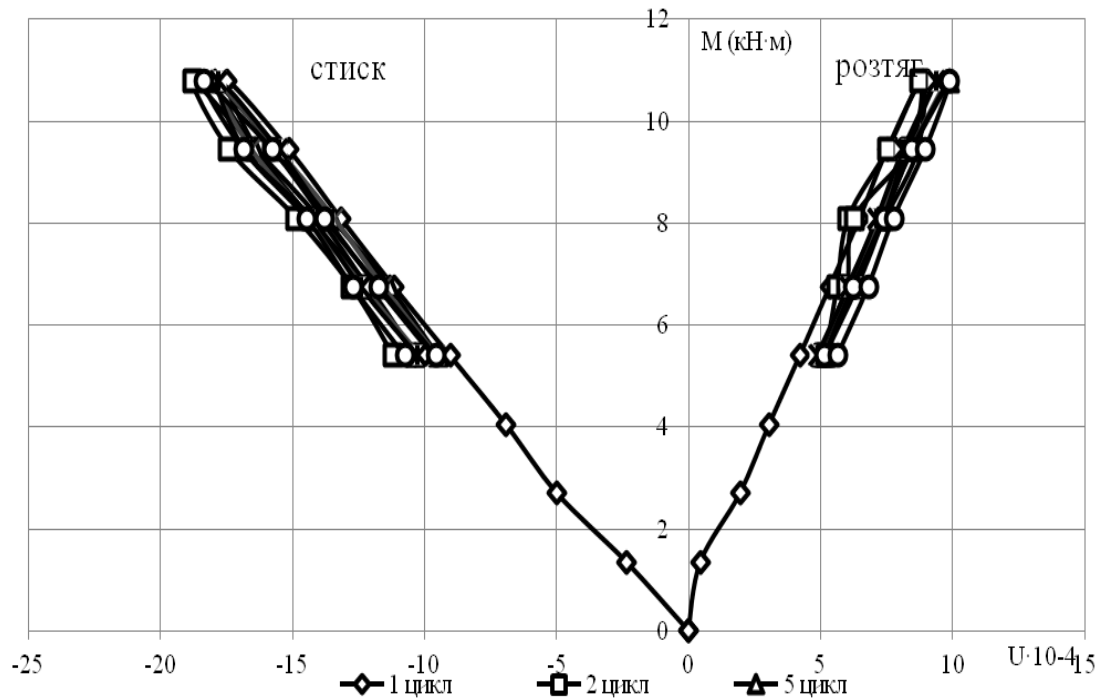


Рис.4.17– Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини в зоні чистого згину балок з клеєної деревини за режиму повторних навантажень $(0,2-0,4)M_{руйн}$

За 500 циклів роботи балок з клеєної деревини на поперечний згин в режимі $(0,2-0,6)M_{руйн}$ відносні деформації в найбільш віддалених шарах стиснутої зони на верхньому рівні зросли до 4%, в той же час - в розтягнутій зоні приріст склав 16,4%. Хоч приріст відносних деформацій деревини за режиму роботи $(0,2-0,6)M_{руйн}$ в десять разів більший в обох зонах в порівнянні з $(0,2-0,4)M_{руйн}$, проте приріст відносних деформацій практично став затухати ще на останніх 100 циклах (рис.4.18).

За роботи елементів з клеєної деревини на повторні навантаження з режимом $(0,2-0,8)M_{руйн}$ (рис. 4.19) після 10 циклів на верхньому рівні відносні деформації в найбільш віддалених шарів стиснутої зони зросли до 19,88% в порівнянні з деформаціями на першому циклі, в той же час - в розтягнутій зоні приріст склав 10,93%.

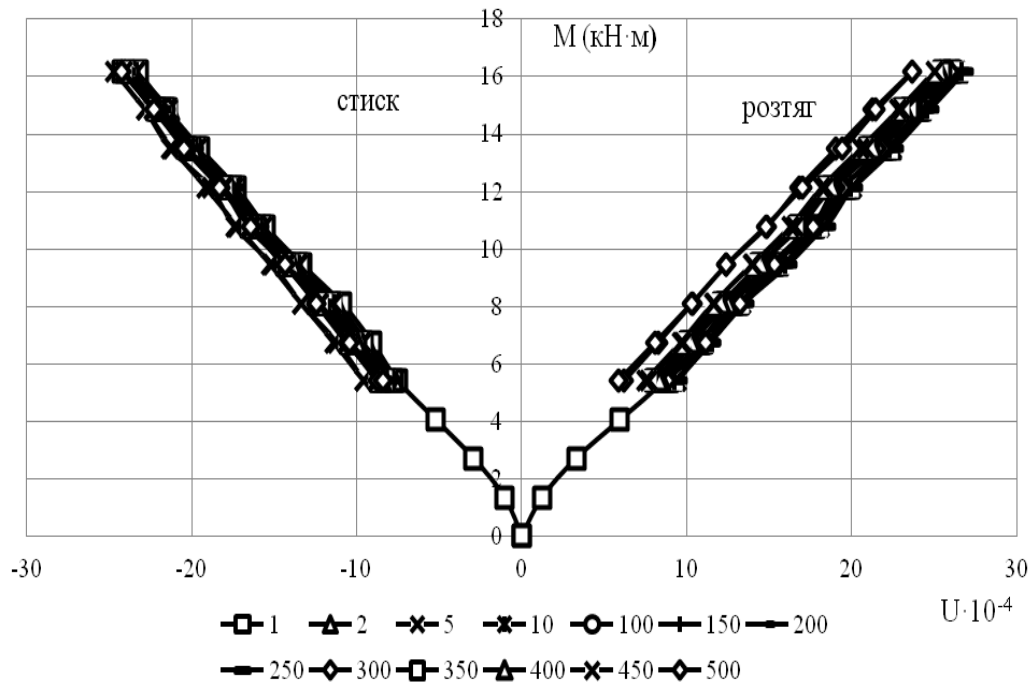


Рис.4.18– Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини в зоні чистого прямого згину балок з клеєної деревини за режиму повторних навантажень $(0,2-0,6)M_{руїн}$

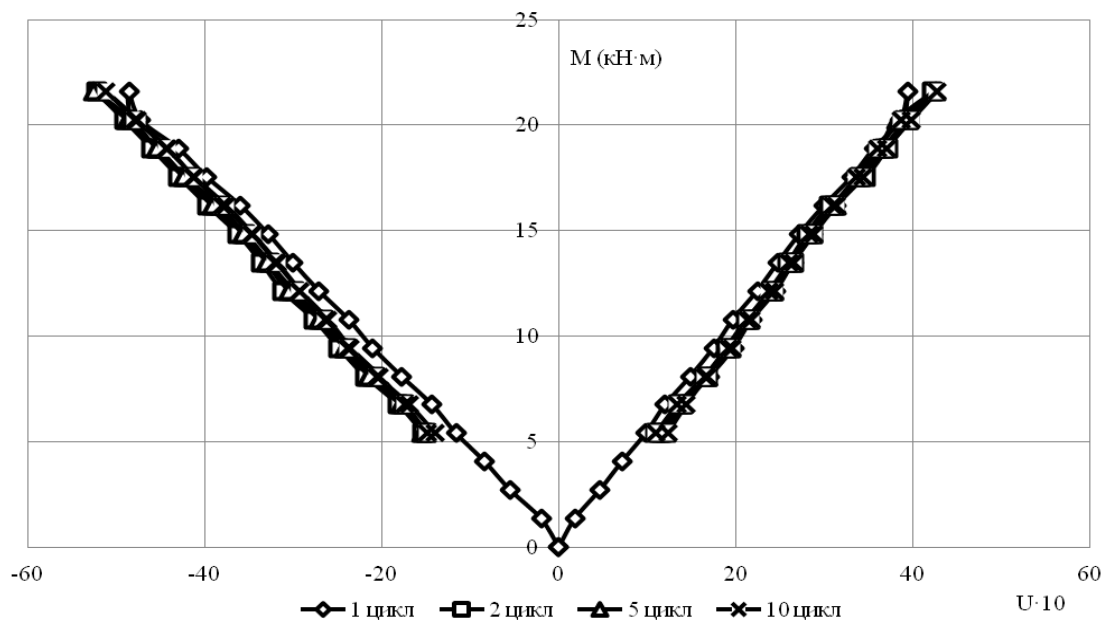


Рис.4.19– Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини в зоні чистого прямого згину балок з клеєної деревини за режиму повторних навантажень $(0,2-0,8)M_{руїн}$

В подальшому приріст тільки неупинно збільшувався. Отже, це приводило до руйнування згинального елемента в цілому на одному з наступних циклів малоциклового завантаження. Таким чином було виявлено, що розвиток та стабілізація деформацій в великій мірі залежить від верхнього рівня прикладання малоциклового навантаження.

4.3.2. Деформування клеєної деревини нормального перерізу згинальних елементів при косому згині за дії повторних навантажень

Для дослідження напружено-деформованого стану клеєної деревини в балках за роботи на косий поперечний згин, було проведено експериментальні дослідження зразків у вигляді дощатоклеєнних елементів за дії малоциклових навантажень. Після чого було проведено камеральну обробку отриманих даних для побудови діаграм «момент-деформації» за циклами та при руйнуванні зразків. Балки з поперечним перерізом 100 на 150 мм при косому згині за кутів нахилу в 10^0 та 25^0 досліджувалися за малоциклових повторних навантажень різних режимів на верхніх та нижніх рівнях. Розташування тензодатчиків та індикаторів годинникового типу 1МИГ на балках було аналогічне, що і в балках, які досліджувалися за одноразового навантаження. Режими малоциклової роботи визначались на основі руйнівних навантажень балок з клеєної деревини, які попередньо випробовувались при дії одноразового навантаження.

Графік залежності розвитку відносних деформацій від згинаючих моментів за роботи у режимі $(0,2-0,4)M_{руйн}$ наведений для найбільш віддалених шарів деревини балки (рис. 4.20).

Приріст відносних деформацій деревини в найбільш віддалених шарах стиснутої зони на верхньому рівні завантаження в зоні чистого косоного згину балок за кута нахилу в 10^0 за режиму повторних навантажень $(0,2-0,4)M_{руйн}$ відбувався до 21 циклу і склав 3,4%. На наступних циклах приріст відносних деформацій деревини затух, а на 30 циклі практично дорівнював нулю.

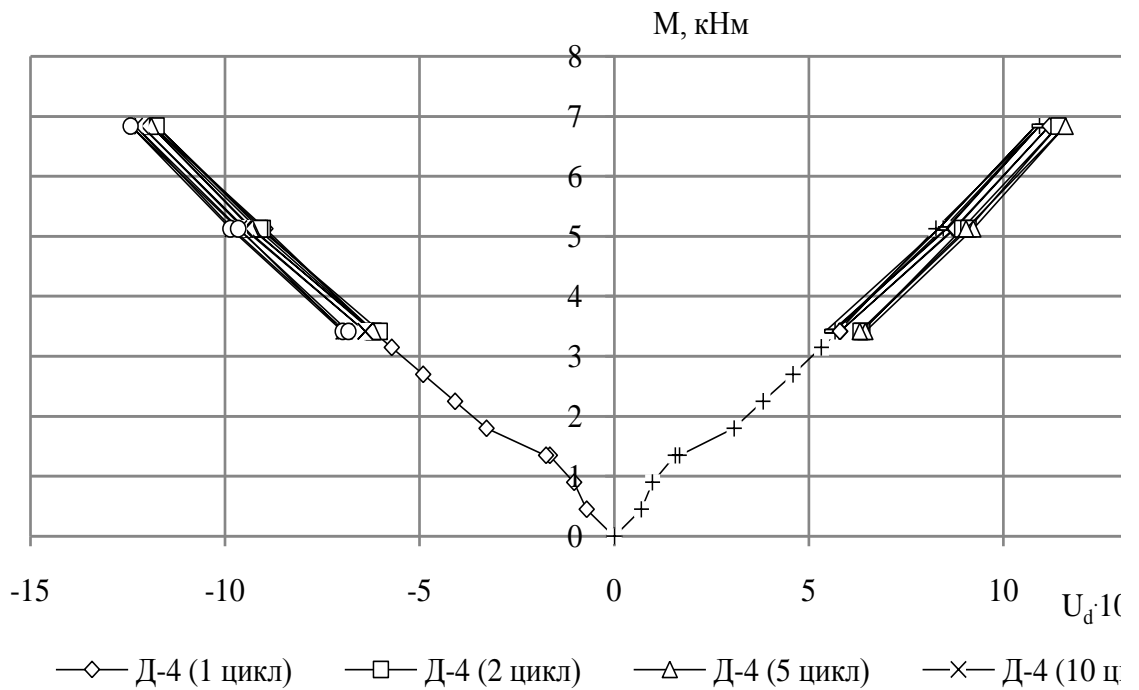


Рис.4.20— Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини в зоні чистого косоного згину балок з клеєної деревини за кута 10^0 за режиму повторних навантажень $(0,2-0,4)M_{руйн}$

Після 20 циклу прикладання повторних навантажень приріст відносних деформацій по всій висоті перерізу, як в стиснутій, так і в розтягнутій зоні елемента, не спостерігався. За експлуатаційних навантажень, які не перевищували граничних значень, балка при дії повторних навантажень почала практично працювати пружно.

Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини на різних циклах прикладання навантаження роботи балки в зоні чистого косоного згину за кута нахилу в 10^0 в режимі $(0,2-0,9)M_{руйн}$ наведена на рис 4.21.

Приріст відносних деформацій деревини в найбільш віддалених шарах стиснутої зони відбувався постійно. На 100-му циклі в зоні чистого косоного згину за кута нахилу в 10^0 в режимі $(0,2-0,9)M_{руйн}$ склав 6,4%, в порівнянні з деформаціями на першому циклі. В той же час відносні деформації в розтягнутій зоні також постійно зростали, і за ці цикли зросли на 10,8%.

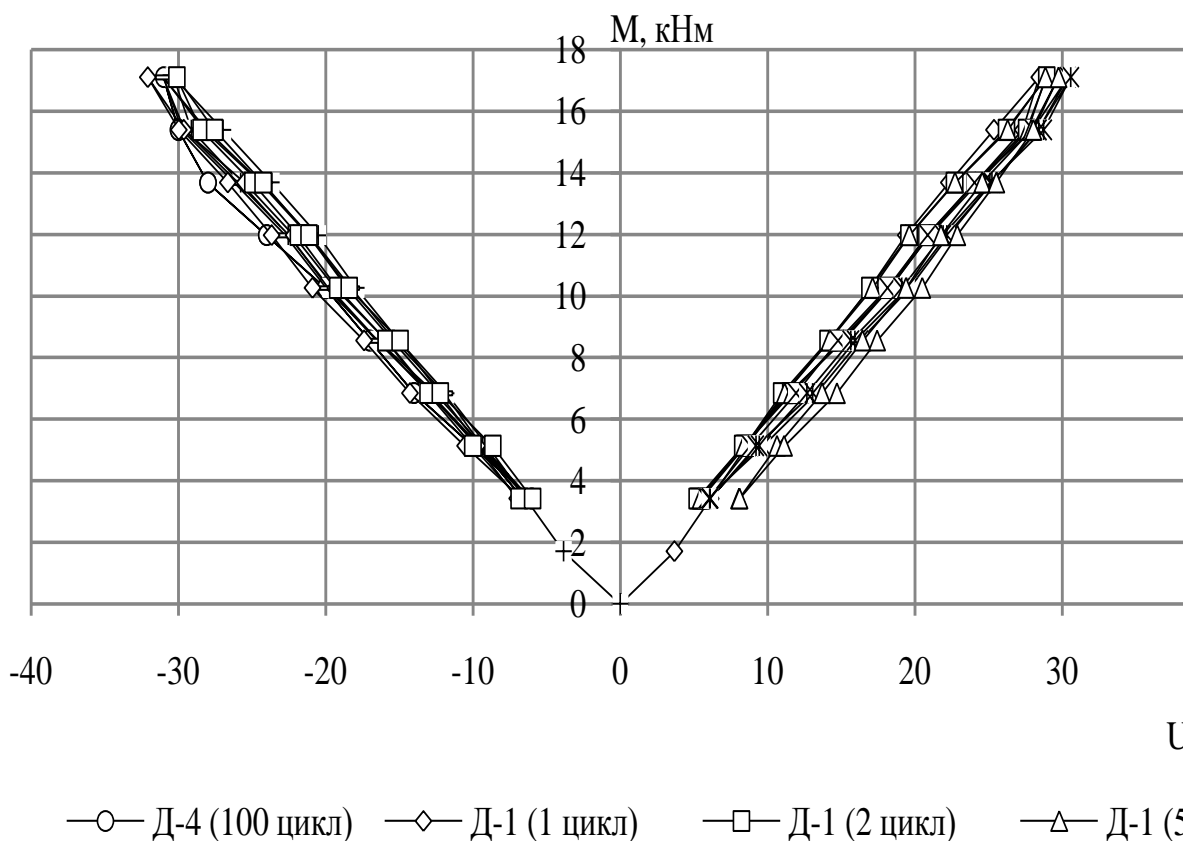


Рис.4.21– Діаграма деформування найбільш віддалених шарів деревини в зоні чистого косоного згину балок з клеєної деревини за кута 10^0 за режиму повторних навантажень $(0,2-0,9)M_{руйн}$

Постійний приріст відносних деформацій деревини в перерізі балки привів до руйнування балки на 103 циклі прикладання навантаження.

4.4. Положення нейтральної лінії за прямого згину при дії одноразових та повторних навантажень

Положення нейтральної лінії в поперечному перерізі на ділянці чистого згину елементів з цільної та клеєної деревини визначали за допомогою лінійної інтерполяції за показами тензодатчиків, що розташовувалися на балці. Такий спосіб визначення положення нейтральної лінії є традиційним [33, 153, 185].

Експериментальні дослідження положення нейтральної лінії в зоні прямого чистого згину показали, що починаючи з початку прикладання одноразового короткочасного статичного завантаження нейтральна площина в балках з цільної (рис.4.22 та клеєної деревини (рис.4.23) змінює своє положення в сторону зменшення висоти розтягнутої зони.

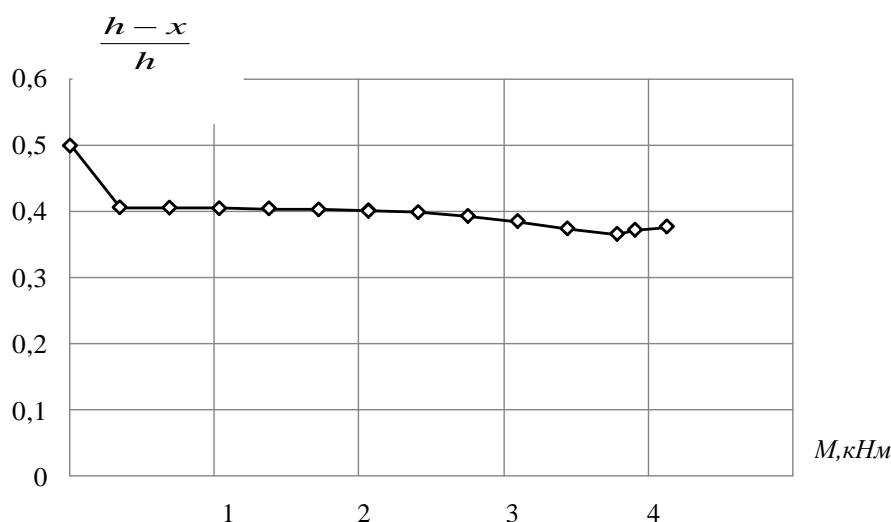


Рис. 4.22– Графік середніх експериментальних значень зміни нейтральної лінії балки з цільної деревини за роботи на чистий згин та за дії статичного навантаження

В балках усіх марок зменшення площі розтягнутої зони починалося на першому ж циклі завантаження [40, 39, 57, 64, 265] з подальшими змінами на всіх циклах завантаження. Зміну положення нейтральної лінії в перерізі зони чистого згину за дії малоциклових навантажень для балок з клеєної деревини всіх марок покажемо на прикладі елемента з режимом роботи повторних навантажень $(0,2-0,6)M_{руїн}$ (рис.4.24). Найбільша зміна положення нейтральної лінії, а значить і площі розтягнутої та стиснутої зон, у балках усіх марок, проходила за навантаження верхнього рівня на другому циклі і становила від 37,05% до 47,85% розрахункового поперечного перерізу в зоні чистого згину балки [64].

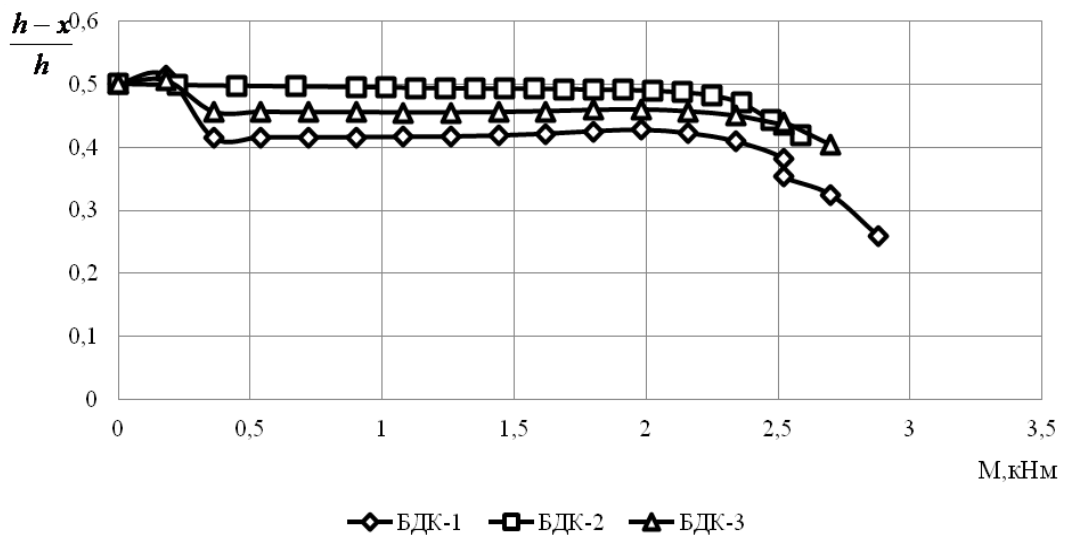


Рис.4.23– Графік середніх експериментальних значень зміни нейтральної лінії балки з клеєної деревини за роботи на чистий згин та за дії статичного навантаження

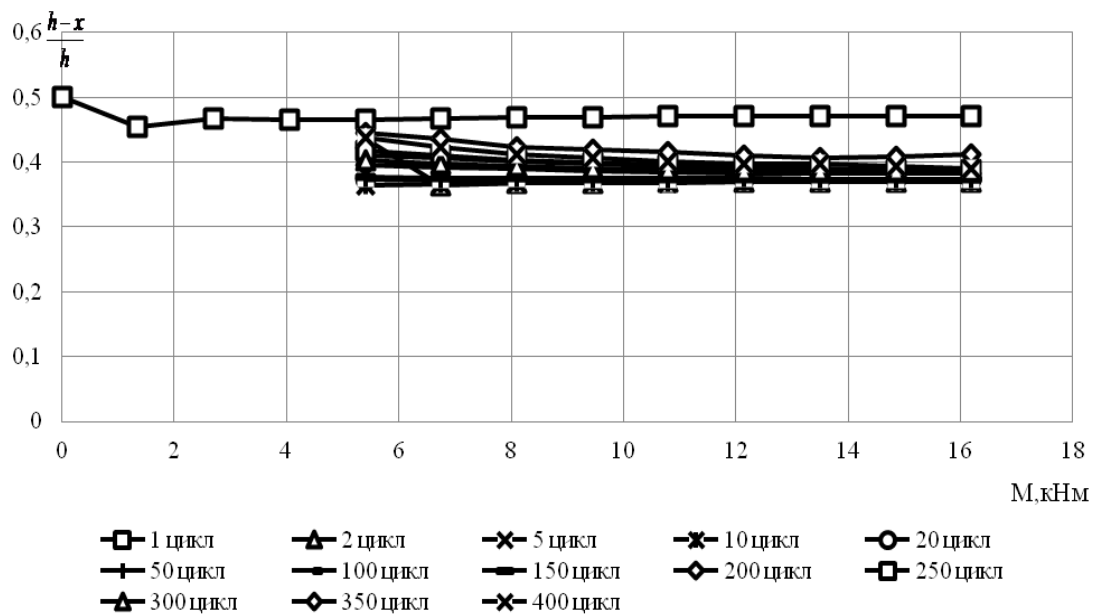


Рис. 4.24– Графік усереднених експериментальних значень зміни нейтральної лінії балки з деревини за роботи на чистий згин за дії повторного навантаження в режимі $(0,2-0,6)M_{руйн}$

В подальшому, на наступних 5-150 циклах прикладення навантаження, відбувалось постійне невелике зміщення нейтральної лінії в сторону розтягнутої зони, а згодом і затухання руху нейтральної лінії. В залежності від режимів

роботи стиснутої та розтягнутої зон балок за повторних навантажень на цих же 5-150 циклах, деревина пристосовується до малоциклової роботи, а за навантажень верхнього рівня, що не перевищує $0,6 M_{руйін}$, проходить практично повне затухання приросту.

4.5. Положення нейтральної лінії нормального розрахункового перерізу при косому згині за дії одноразових та малоциклових навантажень

Нейтральну лінію площини, що розділяє стиснуту та розтягнуту зони дослідних елементів з цільної деревини в умовах косоного згину, знаходили за допомогою інтерполяції показів тензодатчиків, які розташовувались по периметру перерізу в зоні чистого згину. Встановлення положення нейтральної лінії поперечного перерізу площини, нормальної до повздовжньої осі, дозволяє обчислити площу стиснутої та розтягнутої зон балок за різного рівня навантажень.

Площу стиснутої зони балок, поперечний переріз яких прямокутник, обчислювали за формулою

$$A_c = \frac{c + d}{2} \cdot b, \quad (4.11)$$

де b – ширина перерізу балки ;

c, d – відстані від нейтральної площини до верхньої грані балки.

Випробування показали, що на всіх рівнях завантаження балок при кутах нахилу 10° та 25° нейтральна площина змінює своє положення в сторону збільшення площі стиснутої зони. За рахунок цього, площа стиснутої зони протягом одноразового завантаження різних дослідних зразків від початку до руйнування збільшується до $5,56\%$. Приклад зміни положення нейтральної лінії балок з цільної деревини на різних рівнях навантаження, визначена експериментальним шляхом(рис. 4.25).

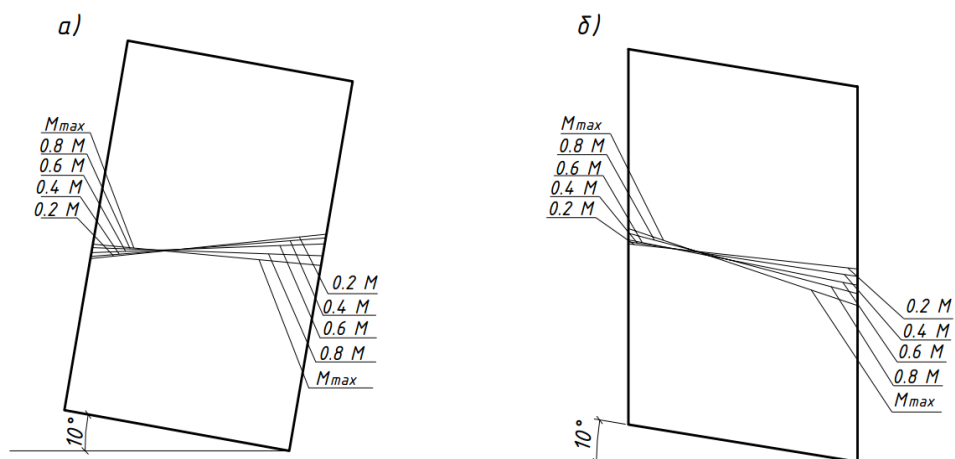


Рис. 4.25 – Зміна положення нейтральної лінії в розрахунковому поперечному перерізі на різних рівнях навантаження балок з цільної деревини:

а) з прямокутним перерізом; б) з підрізом по всій довжині

У всіх балках, як з цільної, так і з клеєної деревини, зі збільшенням навантаження, спостерігався невеликий поворот нейтральної лінії, який відбувався через збільшення довжини ділянки c та зменшення довжини ділянки d [39, 40].

Нейтральна лінія нормального перерізу в зоні чистого згину балок з клеєної деревини за дії одноразових та повторних навантажень косоного поперечного згину знаходились аналогічно до балок з цільної деревини, тобто за допомогою інтерполяції показів тензодатчиків. Площу стиснутої та розтягнутої зон визначали згідно формули (4.11) (рис.4.26).

Результати досліджень зміни положення нейтральної лінії на різних циклах навантаження за режимів роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{руйн}$, $\eta = (0,2 - 0,6)M_{руйн}$, $\eta = (0,2 - 0,8)M_{руйн}$ та $\eta = (0,2 - 0,9)M_{руйн}$ при куті нахилу балок в 25° та 10° балок з клеєної деревини показали, що на верхньому рівні навантаження за різних режимів роботи нейтральна лінія змінювала своє положення в сторону

незначного збільшення площі стиснутої зони деревини та без суттєвого повороту.

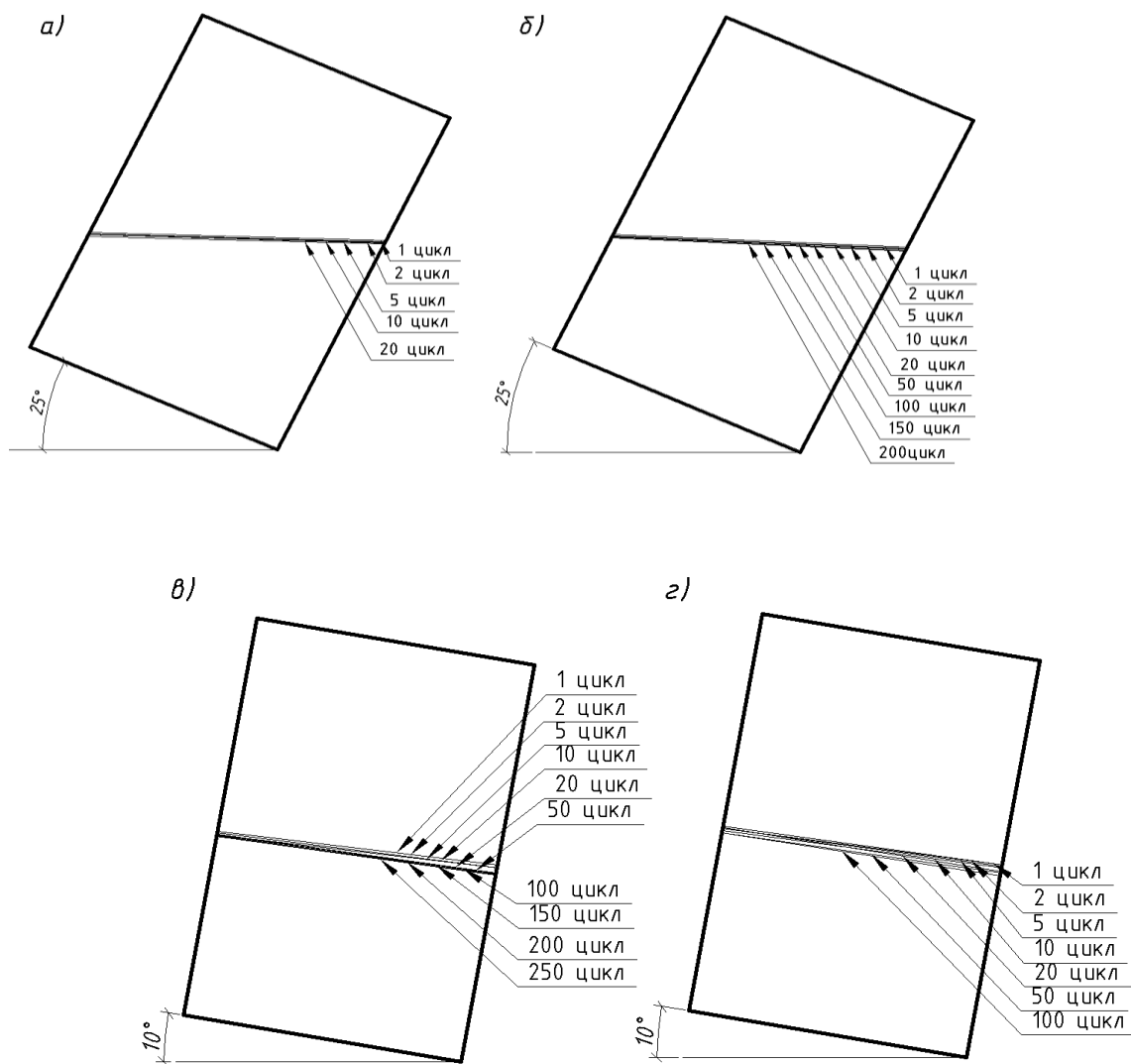


Рис. 4.26 – Зміна положення нейтральної лінії на різних циклах навантаження при куті нахилу балок в 25° та 10°

а – за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,4)M_{руйн}$; б – за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,6)M_{руйн}$; в – за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,8)M_{руйн}$; г – за режиму роботи $\eta = (0,2 - 0,9)M_{руйн}$

4.6. Критичні та граничні значення відносних деформацій деревини

На даний час, найскладнішим є питання з визначення найсуперечливішої та найважливішої величини фізико-механічного стану пружно-пластичних

матеріалів – критичної відносної деформації стиску $u_{c,fin,d}$ та граничної відносної деформації розтягу $u_{t,fin,u}$ на діаграмі фізичного стану. Експериментально отримані діаграми деформування деревини дають можливість визначитися з цим параметром, який можна у подальшому використати при встановленні напружено-деформованого стану та розрахунку конструкцій з деревини з використанням деформаційної моделі. Досі для деревини вважаються граничними значеннями деформацій стиску вздовж волокон $u_{c,fin,d}$ за досягнення матеріалом напружень рівних міцності $f_{c,0,d}$, а для розтягу $u_{t,fin,u}$ - за досягнення матеріалом напружень розтягу за міцності рівної $f_{t,0,d}$. В дійсності значення відносних деформацій деревини стиску вздовж волокон $u_{c,fin,d}$ є критичними, а не граничними.

Експериментальні дослідження показують, що як критичні так і граничні деформації деревини за роботи на стиск та розтяг, як вздовж волокон, так і поперек, залежать не тільки від породи деревини, але й від віку дерева, вологості матеріалу, температури та їх сумісної дії, масштабного фактору, пороків і т. н.

Різні автори в своїх роботах вказують різні значення граничних значень відносних деформацій деревини сосни вздовж волокон. Так за результатами експериментальних досліджень [26, 88, 95] критичну деформативність деревини сосни за стиску вздовж волокон встановили на рівні $u_{c,fin,d} = (52 - 56) \cdot 10^{-4}$. Вареник К.А. експериментально в роботі [31] визначив критичну деформативність деревини сосни стиску вздовж волокон зразків 30x30x120мм за середньої вологості 11% на рівні $u_{c,fin,d} = (86 - 87) \cdot 10^{-4}$. В роботі [138] наведені результати проведених експериментальних випробувань на стандартних зразках 20x20x30 мм. На таких зразках критична деформативність деревини сосни стиску вздовж волокон становила лише $u_{c,fin,d} = (23 - 24) \cdot 10^{-4}$. Для конструктивної деревини Шеховцов А.С. [219] критичну деформативність деревини сосни за стиску вздовж волокон прийняв $u_{c,fin,d} = 33,2 \cdot 10^{-4}$. З графіка

деформування деревини вздовж волокон за стиску приведеного в роботі Пятикрестовського К.П. [179] значення критичної деформативності деревини сосни склало приблизно $u_{c,fin,d} = 48 \cdot 10^{-4}$.

Нами були також проведені експериментальні дослідження зі встановлення граничної деформативності стиску деревини сосни вздовж волокон. Вони дали наступні результати:

– критична відносна деформативність цільної деревини вздовж волокон встановлювалася за результатами одноразових статичних випробувань десяти зразків з сосни у вигляді призм розмірами 45x45x250 мм за жорсткого прикладення навантаження із постійним контролем розвитку деформацій деревини і вони коливалася в межах від $u_{c,fin,d} = 45,1 \cdot 10^{-4}$ до $u_{c,fin,d} = 56,8 \cdot 10^{-4}$ за середньої тимчасової міцності на стиск $f_{c,i,T} = 56 \text{ МПа}$ та середньої вологості $w=10\%$;

– критична відносна деформативність клеєної деревини визначалася за результатами одноразових статичних випробувань на тринадцяти дощатоклеєних зразках-близнюках 45x45x250мм виготовлених із соснової дошки у вигляді призм, і вона коливалася, в підсумку, від $u_{c,fin,d} = 35,1 \cdot 10^{-4}$ до $u_{c,fin,d} = 41,8 \cdot 10^{-4}$ за середньої тимчасової міцності на стиск вздовж волокон $f_{c,i,T} = 49,24 \text{ МПа}$ та вологості $w=10\%$.

Даних з визначення значень граничної деформативності розтягу деревини вздовж волокон нами було знайдено в літературі ще менше. Практично граничну відносну деформативність розтягу деревини вздовж волокон не вивчено із-за виникаючих великих труднощів пов'язаних з випробуванням дослідних зразків. Зустрічаються лише поодинокі дослідження з визначення даного параметру, за якими важко скласти ясну картину. Отже, стандартні зразки для вивчення роботи деревини на розтяг виготовляються з чистої деревини (рис. 2.10) з робочим розрахунковим поперечним перерізом 4x20 мм, то очевидно:

- на цілісність деревини в цьому перерізі впливає обробка поверхні стругальним інструментом;
- на сприйняття поперечним робочим перерізом впливає лише мікроструктура деревини;
- із-за малого робочого перерізу ніякого впливу не має макроструктура анізотропного матеріалу – деревини.

Дослідити роботу деревини на повздовжній волокон розтяг зразків з робочим поперечним перерізом, який би включав достатню кількість елементів мікро- та макроструктури будови, в даний час, практично неможливо із-за проблем кріплення зразків у випробувальних пресах чи установках.

За даними Свеницького Г.В [187] деревина за розтягу вздовж волокон за вологості $w=12\%$ працює пружно до 0,9 від межі міцності і гранична відносна деформація розтягу деревини ϵ в межах від $u_{t,fin,d} = 10 \cdot 10^{-4}$ до $u_{t,fin,d} = 30 \cdot 10^{-4}$. Хухрянський Н.П [216], вивчаючи роботу згинального елемента з деревини помітив, що дійсно деформації розтягу волокон до самого руйнування проходять лише в основному за пружної складової деформацій тому ми можемо прийняти критичну відносну деформативність $u_{t,fin,d}$ за граничну $u_{t,fin,d,u}$.

Дериглазовим О.Ю. [95] були встановлені граничні відносні деформації сосни за розтягу вздовж волокон $u_{t,fin,d,u} = 56 \cdot 10^{-4}$, а у Сурмая М. І. [199] в межах $u_{t,fin,d,u} = (34 - 56) \cdot 10^{-4}$ за вологості 12%.

В деякій мірі спостерігати за роботою волокон деревини за повздовжнього розтягу можна на нижній грані зразка, який працює на поперечний згин за різних видів навантажень. Але при такому підході, певною мірою, буде відчуватися вплив суміжних волокон деревини, адже в такому випадку різні шари розрахункового поперечного перерізу знаходяться на різних стадіях напружено-деформованого стану. При осьовому розтягу деревини весь розрахунковий переріз знаходиться за роботи однакових напружень.

Вихід з цієї ситуації, на нашу думку, може бути, якщо граничні деформації розтягу вздовж волокон $u_{t,fin,d}$, спираючись на експериментальні дослідження Свеницького Г.В [187] та Хухрянського Н.П [216], та маючи на увазі, що деревина за осьового розтягу працює пружно 90-95 % аж до руйнування, визначити із залежності (2.2), використавши її у наступному вигляді

$$u_{t,fin,d,u} \approx u_{t,fin,d} = \frac{f_{t,0,d}}{E_0}, \quad (4.12)$$

де $f_{t,0,d}$ – розрахункова міцність деревини на розтяг вздовж волокон;

E_0 – початковий модуль пружності деревини вздовж волокон.

Так як, початкові модулі пружності вздовж волокон сосни за розтягу та стиску рівні, то початковий модуль пружності можна для розрахунку прийняти, визначивши його з експериментальних досліджень, як для суцільної, так і клеєної деревини на стиск.

Спираючись на експериментально-теоретичні дослідження січного модуля пружності для сухої (за середньої вологості $w=10...12\%$) суцільної та клеєної деревини сосни, при осьовому повздовжньому стиску, які проведені сумісно з аспірантом Поліщуком М.В. і наведені в цьому розділі роботи, можна говорити про те, що його значення коливаються в значному діапазоні. Граничні деформації розтягу вздовж волокон $u_{t,fin,d}$ визначені за формулою 4.12 також залежать і від модуля пружності деревини та середньої міцності зразків, яка становила для суцільної деревини $f_{t,0,T} = 70,6 \text{ МПа}$, а клеєної деревини $f_{t,0,T} = 90,12 \text{ МПа}$ (табл. 4.3).

Граничні (критичні) відносні деформації розтягу вздовж волокон деревини $u_{t,fin,d}$ також коливаються в досить значному діапазоні. Так для суцільної деревини граничні відносні деформації склали від $u_{t,fin,d} = 45 \cdot 10^{-4}$ до $u_{t,fin,d} = 59 \cdot 10^{-4}$.

Для клеєної деревини граничні відносні деформації деревини вздовж волокон були в межах від $u_{t,fin,d} = 38 \cdot 10^{-4}$ до $u_{t,fin,d} = 57 \cdot 10^{-4}$.

Таблиця 4.3

Визначення середніх відносних граничних деформацій розтягу сосни вздовж волокон

Матеріал	Конструкція	Назва зразка	Середня міцність деревини розтягу	Граничні деформації розтягу $u_{t,fin,d}$	Середні граничні деформації розтягу
Суцільна деревина	Призми 45x45x250 мм	ПЦ-1	70,6МПа	$49 \cdot 10^{-4}$	$48,8 \cdot 10^{-4}$
		ПЦ-2		$59 \cdot 10^{-4}$	
		ПЦ-3		$45 \cdot 10^{-4}$	
		ПЦ-4		$45 \cdot 10^{-4}$	
		ПЦ-5		$46 \cdot 10^{-4}$	
Клеєна деревина	Призми 45x45x250 мм	ПК-1	90,1МПа	$46 \cdot 10^{-4}$	$49,6 \cdot 10^{-4}$
		ПК-2		$56 \cdot 10^{-4}$	
		ПК-3		$51 \cdot 10^{-4}$	
		ПК-4		$38 \cdot 10^{-4}$	
		ПК-5		$57 \cdot 10^{-4}$	

Середні значення граничних відносних деформацій деревини сосни вздовж волокон визначилися і вводилися в розрахунок: для суцільної деревини – $u_{t,fin,d} = 48,8 \cdot 10^{-4}$; для клеєної деревини – $u_{t,fin,d} = 49,6 \cdot 10^{-4}$.

4.7. Основні результати та висновки до розділу

1. На основі виконаних експериментально-статистичних досліджень встановлено, що січний модуль деформацій $E'_{c,d}$ із зростанням навантажень зменшується внаслідок зростання еластичних та пластичних деформацій деревини, а функція «січний модуль деформацій – рівень навантаження» ($E'_{c,d} - \eta_{c,d}$) є лінійною змінною.

2. За будь-якими двома експериментальними точками можна достовірно побудувати графік залежності $E'_{c,d} - \eta_{c,d}$ та встановити початковий модуль пружності деревини $E_{0,c,d}$.

3. В результаті проведення експериментальних досліджень встановлено, що деформатвність балок з клеєної деревини, отримана після завершення заданої програми повторних навантажень з довантаженням до руйнування (за умови, що зразок не зруйнувався від малоциклової втоми), залежить від верхнього рівня завантажень та кількості циклів. В експериментальних дослідженнях встановлено три характерні випадки :

а) при режимі роботи $\eta=(0,2-0,4)M_{max}$ за прямого згину та косоного згину за кутів нахилу 10° та 25° стабілізація приростів відносних деформацій в стиснутій та розтягнутій зонах відбувалася до 5 циклу, що говорить про пристосування деревини балок до даного режиму роботи.

б) при режимі роботи $\eta=(0,2-0,6)M_{max}$ за прямого поперечного згину проходив невеличкий приріст відносних деформацій на протязі всього випробування, за косоного згину з кутом нахилу 10° стабілізація приростів відносних деформацій стиснутої та розтягнутої зони і, відповідно, пристосування до даного режиму роботи проходило до 12 циклу, а за кута нахилу 25° – до 20 циклу.

в) при режимі роботи вище $\eta=(0,2-0,6)M_{max}$ за прямого та косоного згину відбувалося поступове збільшення відносних деформацій з наступним руйнуванням балки на 10-103 циклі випробувань.

4. Найбільші відносні деформації деревини в стиснутій та розтягнутій зонах за роботи балок з цільної деревини на прямий та косий поперечний згин, які вдалося зафіксувати, становили в межах $u_{c,d} = 51,34...78,75 \cdot 10^{-4}$ та $u_{t,d} = 47,39...59,68 \cdot 10^{-4}$, а для балок з клеєної деревини – від $u_{c,d}^{\max} = 48,1 \cdot 10^{-4}$ до $u_{c,d}^{\max} = 53,2 \cdot 10^{-4}$ та від $u_{t,d}^{\max} = 44,71 \cdot 10^{-4}$ до $u_{t,d}^{\max} = 48,3 \cdot 10^{-4}$.

5. Влаштування в'язей в місцях прикладання навантаження за косою поперечного згину зменшує деформування балок з площини дії сили.

6. Збільшення навантаження в балках з цільної та клеєної деревини за одноразового навантаження та збільшення кількості циклів за малоциклового повторного навантаження призводить до переміщення нейтральної лінії в перерізі зони чистого згину в сторону розтягнутої зони, в результаті якого збільшується площа стиснутої зони.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [37, 40, 49, 50, 57, 66, 67, 71, 74, 77, 80, 234, 239]

РОЗДІЛ 5

РОБОЧІ ГІПОТЕЗИ ТА ПЕРЕДУМОВИ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НОРМАЛЬНОГО ПЕРЕРІЗУ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

5.1. Основні передумови та гіпотези розрахунку

Надійність експериментальних даних діаграм деформування деревини за дії градієнта деформацій і аналітичного апарату встановлення коефіцієнтів поліномів другого ступеня дають можливість розробити розрахунковий апарат для визначення напружено-деформованого стану елементів з деревини при роботі на згин та для будь-якого виду стиску різного поперечного перерізу.

В основу розрахункового апарату складемо такі передумови:

- а) розрахунковим є переріз нормальний до повздовжньої осі елемента, в якому в стиснутій зоні утворюється складка;
- б) по висоті розрахункового перерізу для малих деформацій справедлива гіпотеза про лінійний розподіл деформацій;
- в) використовуємо апарат нескінченно малих величин за умови нерозривності функції в околиці точки перерізу, що обумовлюється гіпотезою суцільності та однорідності;
- г) зв'язок між напруженнями і деформаціями розтягнутої деревини приймається у вигляді лінійної залежності;
- д) зв'язок між напруженнями і деформаціями стиснутої деревини приймається у вигляді трансформованої діаграми, що зображена на рис. 2.21 та описується поліномом другого степеня 2.4, а за дії малоциклових навантажень - 3.14;
- ж) розглядаються елементи з деревини, в яких силові фактори повинні бути прикладені таким чином, щоб не викликати кручення;

з) як розрахункові приймаються характеристичні значення опору деревини в дерев'яному елементі.

Критеріями втрати несучої здатності перерізу прийнято:

а) руйнування розтягнутої деревини за досягнення найбільш розтягнутим шаром граничних значень деформацій;

б) екстремальний критерій - втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями.

А також:

а) розрахунок виконуємо за деформаційною моделлю, що враховує приріст деформацій в розрахунковому перерізі;

б) для стиску деревини приймаємо знак додатній, а для розтягу – від'ємний.

5.2. Розрахункова модель поперечного перерізу елемента з цільної та клеєної деревини

В розрахунках конструкцій з деревини, як правило, та в чинних нормах використовується поперечний переріз зі щільної суцільної деревини. Такий підхід по встановленню розрахункового поперечного перерізу конструкцій з деревини має ряд недоліків.

Що розуміти під терміном “розрахунковий поперечний переріз” для елемента з деревини? В будівельній механіці з цим терміном пов'язують і умови рівноваги відрізаного перерізу елемента, і припущення по розподілу деформацій та напружень в цьому перерізі, і критерій вичерпання несучої здатності.

Найточнішу оцінку поведінки згинального елемента з деревини, який в приграничній стадії роботи працює зі складкою в стиснутій зоні можна отримати, на наш погляд, якщо розглядати, як прийнято в будівельній механіці, розрахунковий поперечний переріз, який проходить по складці (рис. 5.1 та рис.5.2), яку часто в елементі з деревини в перед руйнівному стані візуально важко помітити через миттєвість руйнування конструкції.

Прийнятий “розрахунковий поперечний переріз” дає можливість зробити припущення щодо форми епюри напружень та її максимальної ординати у прийнятому поперечному перерізі зі складкою в стиснутій зоні елемента з деревини. Але тут слід нагадати, що ми розглядаємо пружно-пластичний матеріал з обмеженою деформативністю.

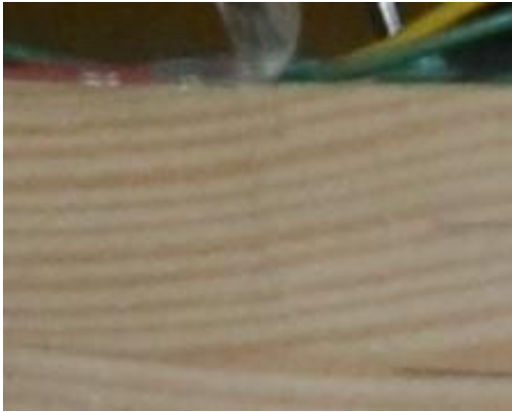


Рис. 5.1 – Утворення складок у стиснутій зоні в елементах з клеєної деревини за роботи на прямий згин



Рис. 5.2 – Утворення складок у стиснутій зоні в елементах з клеєної деревини за роботи на косий згин

Для розрахункового поперечного перерізу зі складкою в стиснутій зоні елемента з деревини можна застосовувати відомі закони розподілення деформацій по висоті, як в стиснутій, так і в розтягнутій зонах, бо тут можна використати апарат нескінченно малих величин. Такий апарат можна використовувати за умови нерозривності функції в околиці точки перерізу, що розглядаємо. Використання такого апарату в механіці твердого тіла обумовлюється гіпотезою суцільності і однорідності матеріалу [196]. В перерізі зі складкою в стиснутій зоні елемента з деревини ці умови практично виконуються. Отже, розрахунковий поперечний переріз являє собою модель, яка відображає закономірності деформування і руйнування елемента з деревини.

Тут необхідно відзначити, що такі характеристики, як міцність цільної та клеєної деревини ($f_{c,0,d}$, $f_{t,0,d}$) та середнє значення модуля пружності (E_{mean}), нині за чинними нормами [8, 11] та за пропозиціями автора (див. розділ 4.1) пропонується визначати шляхом випробування зразків конструктивних розмірів та за певною обумовленою методикою. Тому прийнятий підхід визначення цих характеристик не протирічить уже накопиченому багатому матеріалу щодо міцності, несучої здатності та прогинів елементів з цільної чи клеєної деревини, що працюють на поперечний прямий чи косий згин.

Для побудови деформаційної моделі розрахунку конструкцій з деревини вихідні дані про форму епюр деформацій та напружень, зв'язок між деформаціями і напруженнями отримуються теоретичним шляхом.

Прийняття поняття “розрахункового поперечного перерізу” дозволяє використовувати прийнятий закон розподілу деформацій по висоті поперечного перерізу та пошаровий зв'язок між деформаціями та напруженнями, що діють в стиснутій та розтягнутій зонах перерізу.

По Ю.М. Іванову, руйнування деревини за стиску вздовж волокон є суто місцеве явище, за якого зона руйнування обмежується об'ємом самої складки. Сусідні зі складкою ділянки залишаються майже непошкодженими. Спостереження авторами [218] через мікроскоп початку утворення складки показали, що ніяких мікроскопічних пружних чи не пружних змін початкових форм стінок клітин не було. Руйнування деревини в місці утворення складки проходить миттєво та певною мірою готується поступовим накопиченням субмікроскопічних змін в клітинах і пов'язано з внутрішніми структурними змінами в матеріалі. Так, як раніше дослідники спостерігали лише початок утворення складки і вважали елемент зруйнованим, незважаючи на залишкову несучу здатність матеріалу. Дослідження ж роботи згинального елемента зі складкою претендують на новизну зважаючи на те, що це є вивчення та врахування спадної вітки деформування та залишкової міцності деревини в несучій здатності.

5.3. Критерії руйнування елементів з деревини за роботи на згин та для будь-якого виду стиску різного поперечного перерізу

5.3.1 Критерії втрати несучої здатності

Розв'язання задач несучої здатності елементів з деревини в нормальних перерізах спирається на поняття критерію їх міцності. На сьогодні в нормах [91,

230] існує лише один критерій, коли в нормальному перерізі напруження в найбільш віддаленій точці стиснутої чи розтягнутої зони деревини $\sigma_{m,d} = f_{m,d}$. По суті даний критерій є силовим, так як момент руйнування оцінюється силовою характеристикою – граничним значенням напруження на згин. Вираз для критерію міцності можна представити для силових впливів залежністю

$$\sigma_{m,d} = f_{m,d} = const. \quad (5.1)$$

Суттєвими недоліками даного критерію (5.1) є те, що:

– за зовнішніх навантажень в дійсності в елементі виникають напруження різної інтенсивності в стиснутій та розтягнутій зонах внаслідок неоднорідності зростання деформацій деревини за роботи на стиск та розтяг [41, 144, 219], а також через різні значення тимчасового опору деревини при однаковому початковому модулю пружності. Міцність деревини на розтяг в два рази перевищує міцність на стиск, то таке наближене визначення можливе лише в межах умовної пропорційності. Розрахунковий опір деревини згину $f_{m,d}$, що використовується в формулі 5.1 є величина, яка знаходиться не з прямого експериментального встановлення, а з пропозицій [139] за виразом 1.12, який базується на умовно-пружній роботі і не враховує особливостей пружно-пластичного деформування деревини в складі елемента від конкретного силового впливу.

Наведений критерій не враховує у достатній мірі фізико-механічні властивості деревини залежно від виду навантажень через неможливість відображення особливих властивостей деревини, що притаманні неоднорідним-анізотропним матеріалам.

Деревина, коли працює в складі елемента з деревини і зазнає неоднорідного напружено-деформованого стану призводить до перерозподілу напружень у перед граничному та граничному станах. Такий перерозподіл напружень характеризується зменшенням їх в межах найбільш деформованих ділянок стиснутої зони із збільшенням деформацій і збільшенням напружень в менш деформованих ділянках з утворенням складки. Крім того існуюча модель

напружено-деформованого стану не тільки не враховує спадну вітку деформування деревини, а взагалі передбачає лінійну залежність між напруженнями та деформаціями.

Існуючий критерій міцності свідчить про необхідність впровадження такого критерію встановлення несучої здатності нормальних перерізів елементів з деревини, що міг би усунути ці недоліки.

Таким критерієм руйнування в поперечному нормальному перерізі пропонується вважати руйнування елемента з деревини в момент, коли деформації в найвіддаленішій точці від нейтральної лінії розтягнутої зони досягають граничного значення. Такий критерій є деформаційним і буде мати такий вигляд:

$$u_{t,m,fin,d} = u_{t,fin,d,u} \cdot \dots, \quad (5.2)$$

де $u_{t,m,fin,d}$ – значення повних відносних деформацій найбільш розтягнутих шарів деревини в нормальному розрахунковому поперечному перерізі ;

$u_{c,fin,d,u}$ – граничне значення повних відносних деформацій деревини за розтягу.

За роботи деревини в складі елемента, який зазнає неоднорідного напружено-деформованого стану зазвичай приводить до перерозподілу в перед граничних та граничних станах напружень в розрахунковому поперечному перерізі. Такий перерозподіл характеризується зменшенням напружень в найбільш деформованих фібрових шарах стиснутої зони та збільшенням напружень в шарах з меншими деформаціями. Проходить утворення в найбільш віддалених фібрових шарах утворення складки. Крім того, запропоновані донині моделі напружено-деформованого стану розподілу напружень по висоті розрахункового поперечного перерізу в чинних нормах [91, 231], що діють на теренах різних країн, приймаються з лінійним розподілом, не говорячи про те, що це робиться і без урахування спадної вітки діаграми стиску деревини вздовж волокон.

Аналіз вищезгаданих критеріїв визначення втрати несучої здатності свідчить про те, що необхідно впроваджувати деформаційний критерій. А деформаційну модель напружено-деформованого стану елемента з деревини суцільного

перерізу доповнити врахуванням повної діаграми стану деревини при стиску вздовж волокон.

Якщо враховувати при роботі елемента деревини, що працює за неоднорідного напружено-деформованого стану, спадну вітку фізичного стану матеріалу, то діаграма стану роботи елемента матиме вигляд, як показано на рис. 5.3.

5.3.2. Критерії втрати стійкості

Питання втрати стійкості гнучких стержнів, пластин внаслідок пружної не лінійності роботи матеріалу в літературі досить детально розглянуто.

Лукаш П.А. в своїй роботі [148] розглянув згин балки з нелінійно деформованого матеріалу і показав, що крива стійкості балки має екстремум (рис.5.4). Ця крива нагадує криву діаграми “ $\sigma - u$ ” (рис.5.5). Стан елемента, який би відповідав екстремуму названо автором критичним.

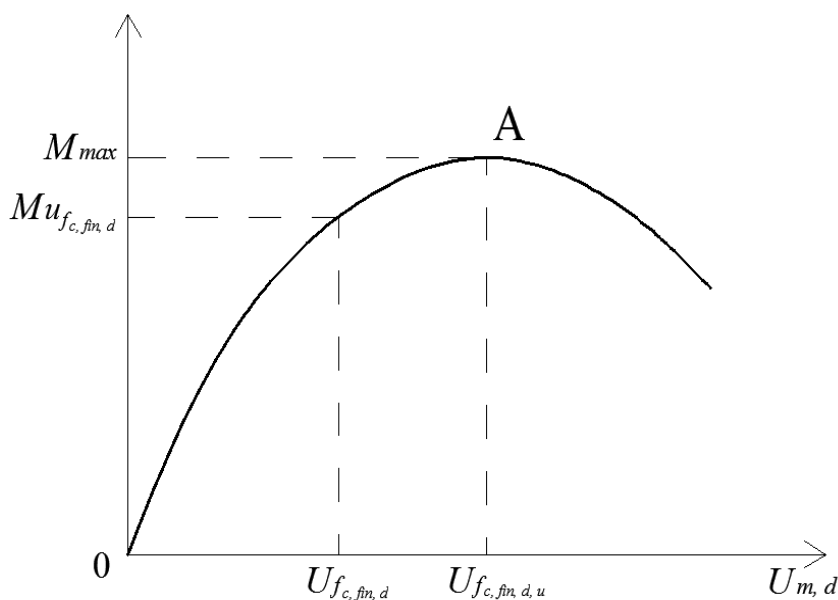


Рис.5.3– Діаграма роботи елемента з деревини, що працює за неоднорідного напружено-деформованого стану ($M-u_{m,d}$) трансформована з урахуванням діаграми стану деревини

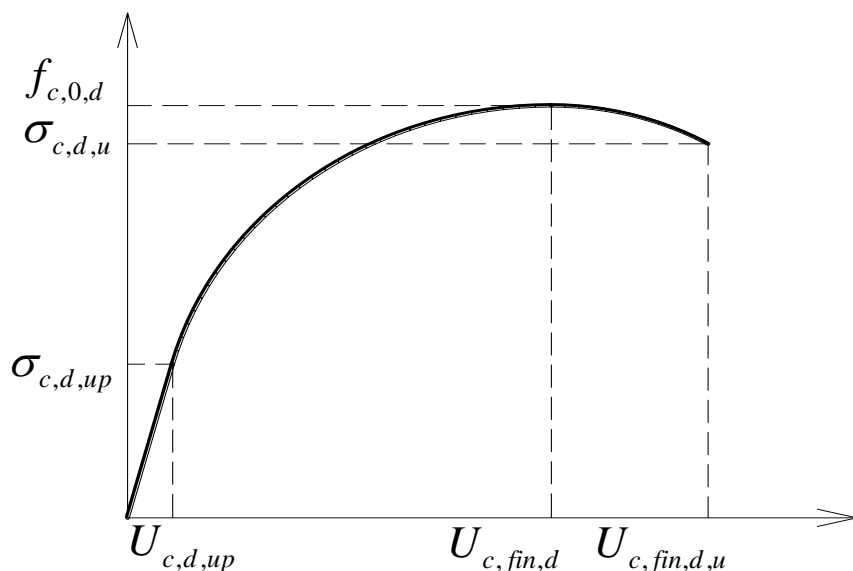


Рис.5.4– Діаграма ($\sigma - u$) деревини за стиску вздовж волокон

Автор роботи [12] показав, що балка, яка працює на згин матиме максимум несучої здатності тоді, коли діаграма стану матеріалу балки має спадну вітку. Також було встановлено, що кінцеві деформації крайнього шару стиснутої зони балки завжди будуть більшими за критичні деформації при максимальних зусиллях максимуму ($u_{f,max} > u_{c,fin,d}$).

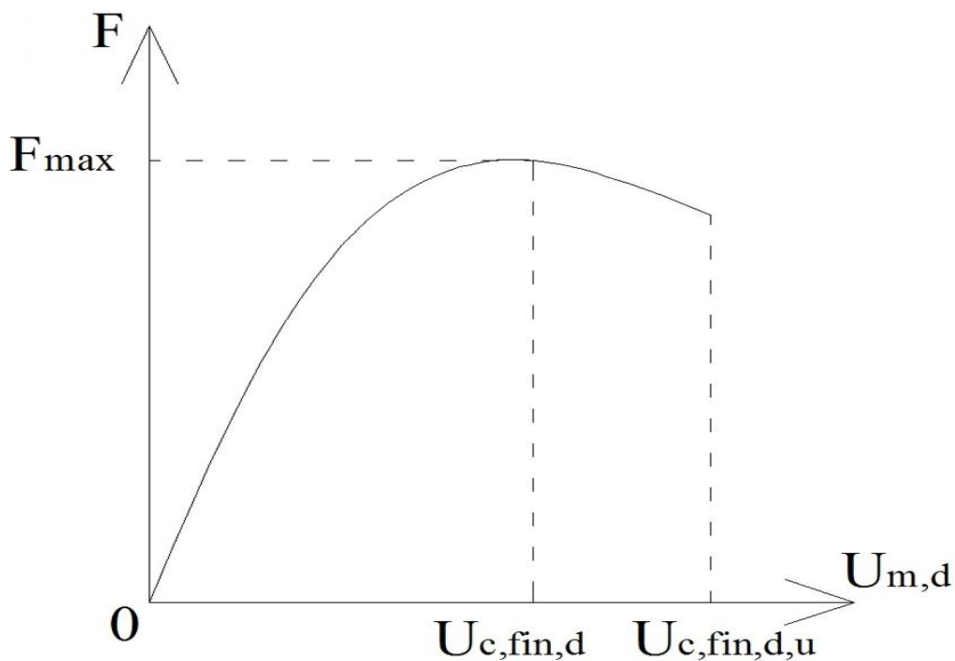


Рис.5.5– Крива стану позациентрово-стиснутого елемента

Вважається загальноприйнятим, що перебування конструкції в стані коли незначний приріст навантаження приводить до нескінченно великих переміщень (прогинів) є втратою стійкості. Для встановлення такого стану є критерій:

$$\frac{dP}{df} = 0. \quad (5.3)$$

В роботі А.М. Бамбури підтверджено, що в більшості випадків для згинальних та позацентрово стиснутих елементів з фізично нелінійного матеріалу справедливий критерій (5.4). Так як в природі наявні дефекти в матеріалах, в тому числі і в деревині, автор запропонував використовувати й інші критерії:

$$\frac{dP}{d\aleph} = 0, \quad (5.4)$$

або

$$\frac{dP}{du} = 0, \quad (5.5)$$

де – \aleph кривина перерізу елемента, u – деформації найбільш стиснутого шару перерізу.

В роботі вказується на те, що прогини залежать від кривини елемента, а кривина від розподілу в перерізі деформацій. Зроблені автором викладки дозволили стверджувати, що крива стану позацентрово стиснутого елемента має максимум лише в тому разі, коли є в діаграмі стану матеріалу спадна вітка, при цьому $u_{f,max} > u_{c,fin,d}$.

Так як згин можна рахувати частковим випадком позацентрового стиску з ексцентриситетом прикладення сили, що прямує до нескінченності, то результат цілком закономірний.

Таким чином можна говорити про те, що елементи з нелінійно деформованих матеріалів, які мають діаграму деформування зі спадною ділянкою, до яких відноситься деревина, поряд з втратою несучої здатності по критерію втрати міцності чи деформаційному критерію, можуть втрачати стійкість деформування, так як мають точку екстремуму на кривій стану.

5.4. Трансформування діаграм фізичного стану деревини в діаграми механічного стану елементів з деревини

На деформації деревини в складі елемента конструкції з суцільної чи клеєної деревини впливає велика кількість факторів [30, 210, 105, 213, 204, 226, 265, 247], які не впливають на отримання еталонних діаграм деформування деревини за центрального стиску вздовж волокон зразків у вигляді призм. Тому використання повних діаграм деформування деревини “ $\sigma_d - u_d$ ” в розрахунках конструкцій з деревини може піддаватися сумніву. Це може бути викликано тим, що при згині швидкість деформування волокон по висоті стиснутої зони розрахункового поперечного перерізу буде різною. Та при короткочасному навантаженні цей фактор має значний вплив. При повторних навантаженнях його також можна враховувати. З врахуванням цих факторів перехід від еталонних діаграм стану деревини до дійсної діаграми в роботі [171] отримав назву трансформування еталонної діаграми в розрахункову.

Це також стосується і діаграм-еталонів деформування деревини за центрального розтягу вздовж волокон (див. рис. 2.11) зразків у вигляді прямокутного послабленого поперечного розрахункового перерізу (див. рис. 2.10).

Звичайно, для розвитку теорії розрахунку дерев'яних конструкцій методика трансформування діаграм в якості початкових повинні розглядатися еталонні діаграми, які отримуються за короткочасного випробування як на центральний стиск, так і на центральний розтяг деревини вздовж волокон зразків конструкційних розмірів з постійною швидкістю деформування (жорсткий режим завантаження) рекомендованого С.В. Тутуріним [204].

Існуючі протиріччя в можливості застосування діаграм-еталонів стану деревини за центрального стиску вздовж волокон деревини отриманих на випробуванні зразків у вигляді призм конструкційних розмірів в моделюванні напружено-деформованого стану поперечного елемента можуть зникнути із

застосуванням поняття існування діаграми стану елемента при розв'язанні задач втрати стійкості, запропонованих В.Я.Бачинським [13] та А.М. Бамбурою [12]. Дану пропозицію, розповсюджуючи на задачі несучої здатності за силового деформування в розрахунковому поперечному перерізі елемента, пояснює суть переходу від діаграми-еталону стану деревини за повздовжнього стиску " $\sigma_d - u_d$ " в діаграму стану елемента з деревини " $M - u_d$ " завдяки гіпотезі плоских перерізів та рівняння механіки деформованого твердого тіла. Такий підхід до перетворення підтверджує природну єдність різних за формою граничних станів – за несучою здатністю розрахункового поперечного перерізу та втратою стійкості.

5.5. Характерні ділянки, параметри та розрахункові залежності

В моделюванні напружено-деформованого стану елемента з деревини проблемним питанням є обчислення значень параметричних точок діаграми деформування. На даний час, як уже згадувалося раніше, одним із самих складних завдань є визначення найважливіших величин фізико-механічного стану пружно-пластичних матеріалів $u_{c,fin,d}$ – критичної деформації за повздовжнього стиску та граничної відносної деформації повздовжнього розтягу $u_{t,fin,d,u}$ на діаграмі фізичного стану. Експериментально ж отримані діаграми деформування деревини дають можливість визначитися з цими параметрами, які можна використати в подальшому при встановленні напружено-деформованого стану елемента та розрахунку конструкцій з деревини з використанням деформаційної моделі. Як ми встановили, граничні значення відносних деформацій стиску вздовж волокон $u_{c,fin,d,u}$ необхідно встановлювати за значеннями критичних деформацій $u_{c,fin,d}$, що визначаються за міцності деревини на стиск $f_{c,0,d}$. В багатьох моделях діаграм стану за стиску пружно-пластичного матеріалу значення величини $u_{c,fin,d,u}$ приймають як константу. Наприклад, для бетону за значень напружень $0,85f_{c,0,b}$ - на спадній вітці деформування приймають

як граничне руйнівне. Граничні значення відносної деформації повздовжнього розтягу деревини $u_{t,fin,d,u}$ встановлюємо за напружень рівних міцності розтягу $f_{t,0,d}$.

Для деревини значення величини $u_{c,fin,d,u}$ поки що не прийнято, так як при досягненні напружень рівних міцності стиску вздовж волокон $f_{c,0,d}$ утворюється складка. Складка від початку її утворення дуже швидко розвивається, за експериментальних випробувань з «м'яким режимом» прикладення навантаження, тобто з контролем покрокового приросту напружень, що на якомусь рівні навантаження в процесі витримки за долю секунди зразок повністю руйнується без приросту напружень. Лавиноподібне руйнування зразка можна пояснити лише досягненням граничної деформації, яка безупинно росте за ці долі секунди при незмінній величині навантаження [204, 113].

За «жорсткого режиму» прикладення навантаження з контролем приросту деформацій можна спостерігати повну картину роботи деревини за осьового стиску вздовж волокон і цей метод випробувань дає можливість вивчення також і спадної вітки діаграми (див. рис. 2.4).

Виникнення складки, тобто виникнення так званої «лінії ковзання» [204], пов'язано з внутрішніми структурними змінами в матеріалі і тому, зовнішні фактори крім навантаження суттєво не впливають на її появу.

Аналізуючи спадну вітку деформування вздовж волокон сосни можна спостерігати явно виділені дві ділянки (рис. 5.6). Перша ділянка початку спадної вітки характеризується стрімким зменшенням міцності матеріалу (ділянка 1-2).

Друга ділянка (ділянка 2-3) ж характеризується збільшенням деформування матеріалу за менш стрімкого, ніж на першій ділянці зменшення міцності і деформування може досягати гіпер великих величин. Перехід від першої ділянки до другої на спадні вітці має досить великий діапазон і коливається в межах від $0,85f_{c,0,d}$ до $0,56f_{c,0,d}$ [204].

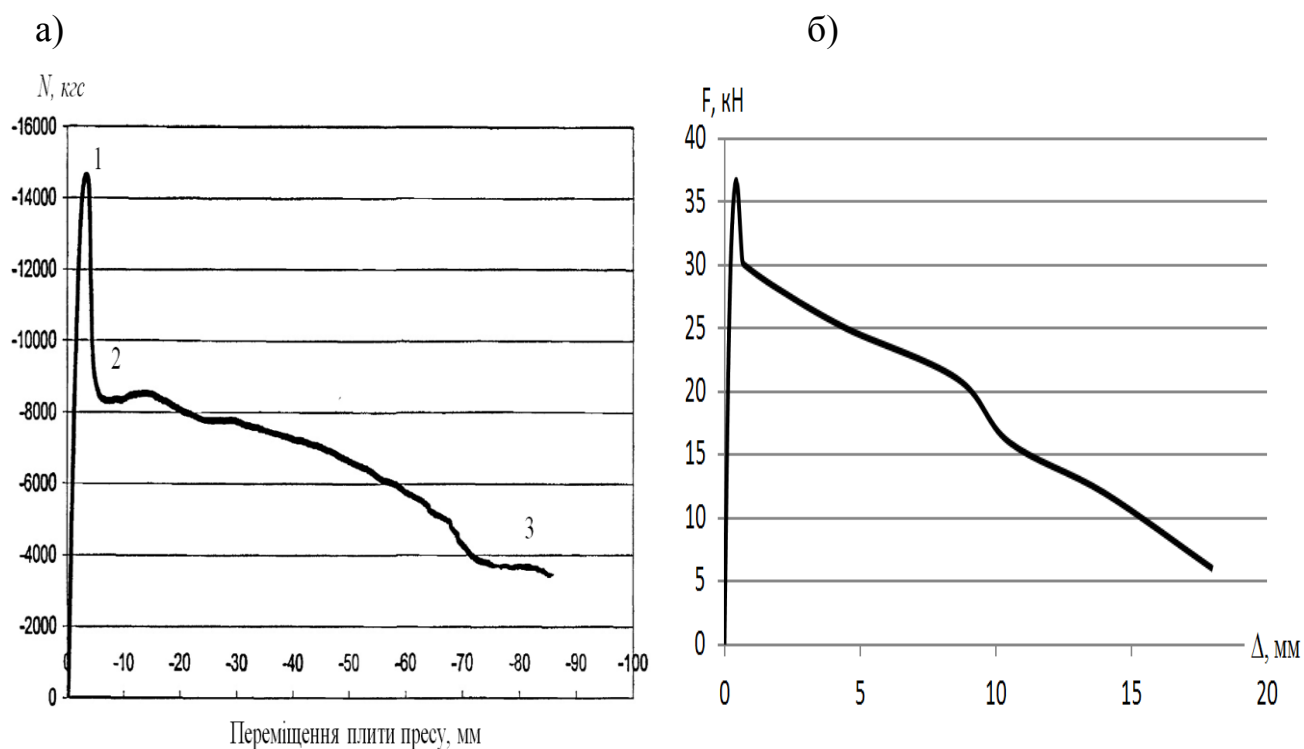


Рис. 5.6 – Повна діаграма “навантаження переміщення плити пресу” за
 повздовжнього стиску
 а – сосни; б) - ялини

Виходячи з попереднього аналізу величину використання значень руйнівних відносних деформацій $u_{c,fn,d,u}$ необхідно встановлювати на першій ділянці спадної вітки, а саме в точці 2. На наш погляд, встановлювати значення відносних деформацій $u_{c,fn,d,u}$ за напружень $0,85f_{c,0,d}$. Ще одним аргументом того, що потрібно обмежити використання спадної вітки при розрахунках конструкцій з деревини на поперечний згин, і певною мірою, і за повздовжнього згину, є те, що в складці за такої роботи відносні деформації в найбільш віддалених шарах не досягають гіпер великих значень через сумісну дію волокон, в яких присутній нерівномірний розподіл напружень по висоті перерізу.

За розрахункову аналітичну залежність для опису криволінійної діаграми фізичного стану деревини $\sigma_d - u_d$ за повздовжнього стиску від початку навантаження і до руйнування прийнята функція у вигляді поліному другого

ступеня на основі пропозицій, які наведені в роботах [148,177] і приведені в розділі 2 формулою 2.4. Дана функція достатньо добре описує фізичний стан роботи деревини сосни за осьового стиску вздовж волокон і захоплює як висхідну вітку, так і першу ділянку спадної вітки діаграми.

В той же час в розтягнутій зоні деформації розтягу за збільшення зовнішнього навантаження процес деформування проходить рівномірно по висоті розрахункового поперечного перерізу. Найбільш віддалені від нейтральної лінії волокна деревини за напружень близьких до руйнівних мали б проявляти здатність наростання пластичних деформацій. Але через сумісну роботу всіх шарів деревини в перерізі менш напружені волокна деревини стримують цей процес.

Тому, за розрахункову аналітичну залежність для опису прямолінійної діаграми фізичного стану деревини $\sigma_d - u_d$ за повздовжнього розтягу від початку навантаження і до руйнування, доцільно приймати лінійну функцію, яка приведена в розділі 2 формулою 2.7.

5.6. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів елементів з деревини на згин

В сучасних умовах розрахунків дерев'яних елементів суцільного поперечного перерізу, які працюють на стиск, розтяг, згин, проводять за досить спрощеною методикою [91, 229, 231], яка базується на теоретичних твердженнях запропонованих в 50-х роках ХХ століття [139], виходячи з кусково-лінійної залежності між напруженнями та деформаціями ($\sigma - u$), яка показана на рис. 5.6 а.

Зовнішнє ж навантаження, що діє на згинальний елемент з деревини, зумовлює в стиснутій та розтягнутій зонах пружно-пластичні деформації і напруження різної інтенсивності, що було помічено ще в 1927 році Бауманом [225], які спричиняються внутрішніми зусиллями.

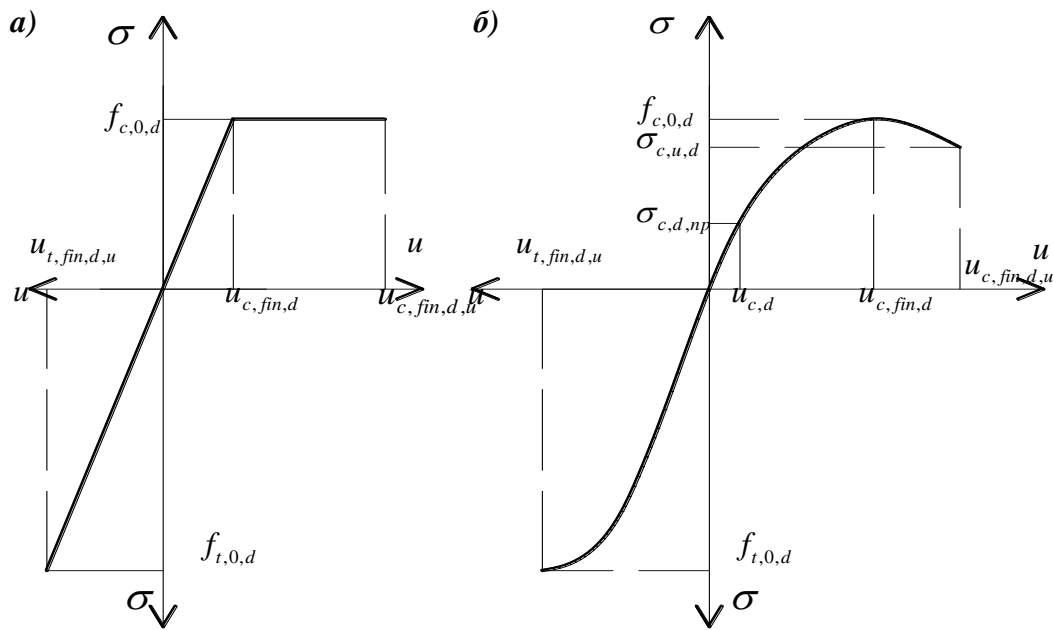


Рис.5.6– Діаграми деформування деревини “напруження – деформації” ($\sigma - u$) за стиску та розтягу: $\sigma_{c,d}$ = нормальні напруження стиску; u_c = відносні деформації стиску; $f_{c,0,d}$ = розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон; $f_{t,0,d}$ = розрахункове значення міцності при розтягу вздовж волокон; $\sigma_{t,d}$ = нормальні напруження розтягу; $u_{c,d,np}$ = відносні деформації деревини в межах межі пропорційності; $u_{c,fin,d}$ = критичні відносні деформації деревини за стиску вздовж волокон; $\sigma_{c,d,np}$ = напруження стиску в межах межі пропорційності; $u_{t,fin,d,u}$ = граничні повздовжні деформації розтягу; $u_{c,fin,d,u}$ = граничні повздовжні відносні деформації стиску

Напруження різної інтенсивності в стиснутій та розтягнутій зонах виникає в балці внаслідок неоднорідності зростання деформацій деревини за роботи на стиск та розтяг рис.5.6,б [3, 196], а також через різні значення тимчасового опору деревини при однаковому початковому модулю пружності.

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq f_{m,d} . \quad (5.6)$$

Враховуючи те, що міцність деревини на розтяг в два рази перевищує міцність на стиск, то таке наближене визначення можливе лише в межах умовної

пропорційності. До того ж, розрахунковий опір деревини f_{md} , що використовується в формулі 5.6 при розрахунку на згин [8, 10] є визначена величина, яка знаходиться не з прямого експериментального встановлення, а з пропозицій [140] за виразом 1.14.

При поступовому збільшенні навантаження на елемент від початку завантаження і до руйнування напружено-деформований стан балки змінюється: збільшуються напруження в стиснутій та розтягнутій зонах при цьому міняється характер розподілу напружень, утворюються та розвиваються складки в глибину стиснутої зони.

У роботі елементів з деревини з використанням повної діаграми фізичного стану матеріалу можна виділити такі характерні стадії напружено-деформованого стану (рис. 5.7):

- стадія I (рис. 5.7,а) – елемент працює без складок в стиснутій зоні в межах пропорційності за напружень $\sigma = E \cdot u$;
- стадія II (рис. 5.7,б) – елемент працює без складок в стиснутій зоні за напружень $\sigma = f(u)$, а в розтягнутій зоні - $\sigma = E \cdot u$;
- стадія III (рис. 5.7,в) – у деревині стиснутої зони виникають і розвиваються складки, деревина в стиснутій та розтягнутій зонах працює за напружень $\sigma = f(u)$;
- стадія IV (рис. 5.7,г) – стадія руйнування елемента з деревини за напружень в розтягнутій зоні $\sigma = f_{t,0,d}$.

Спроби удосконалення розрахунку на нинішньому етапі проводяться в основному для клеєної деревини [184, 158, 195], гнучо клеєної деревини [72, 219], для елементів, які працюють на згин чи позацентровий стиск.

Виходячи з міркувань, що розвиток деформацій та напружень в стиснутій та розтягнутій зонах при збільшенні навантажень проходить по різному, а міцність на розтяг в два рази більша за міцність деревини на стиск, а нейтральна вісь сповзає до низу то при цьому можна констатувати те, що крайові напруження приблизно рівні, тільки з протилежним знаком в межах межі пропорційності

роботи деревини на стиск. Та використання формули 5.6 не зовсім точно враховує і дає можливість визначити дійсний напружено-деформований стан конструкції, що працює на згин на високих рівнях напружень аж до руйнування.

Розглядаючи зміну напружено-деформованого стану нормальних перерізів балки з деревини в зоні чистого згину видно, що для кожної з стадій характерні свої ознаки.

Стадія I. Невелике навантаження на елемент викликає в стиснутій та розтягнутій зонах незначні напруження; залежність між напруженнями та деформаціями можна прийняти прямолінійною, деформації в деревині стиснутої та розтягнутої зон можна вважати пружними, епюри напружень мають форму близьку до трикутника.

Стадія II. Подальше збільшення навантаження призводить до розвитку пластичних деформацій у деревині стиснутої зони, епюри напружень у цій зоні викривлюються, а крайові напруження досягають тимчасового опору міцності деревини на стиск. Деформації деревини розтягнутої зони переважно пружні, напруження в деревині зростають, але епюра напружень зберігає форму близьку до трикутної.

Стадія III. За подальшого збільшення навантажень виникає зминання волокон та утворюються складки зминання в деревині стиснутої зони, частина шарів деревини переходять в за критичну зону роботи деревини, проходить перерозподіл напружень по висоті балки, стискаючі зусилля сприймаються ділянкою деревини під складкою та ділянкою деревини, на якій утворилася складка, проходить різке зростання деформацій стиснутої зони. Напруження в розтягнутій зоні деревини значно збільшуються, розвиваються пластичні деформації, а епюра напружень стає криволінійною. Нейтральна лінія зміщується, збільшуючи стиснуту зону деревини.

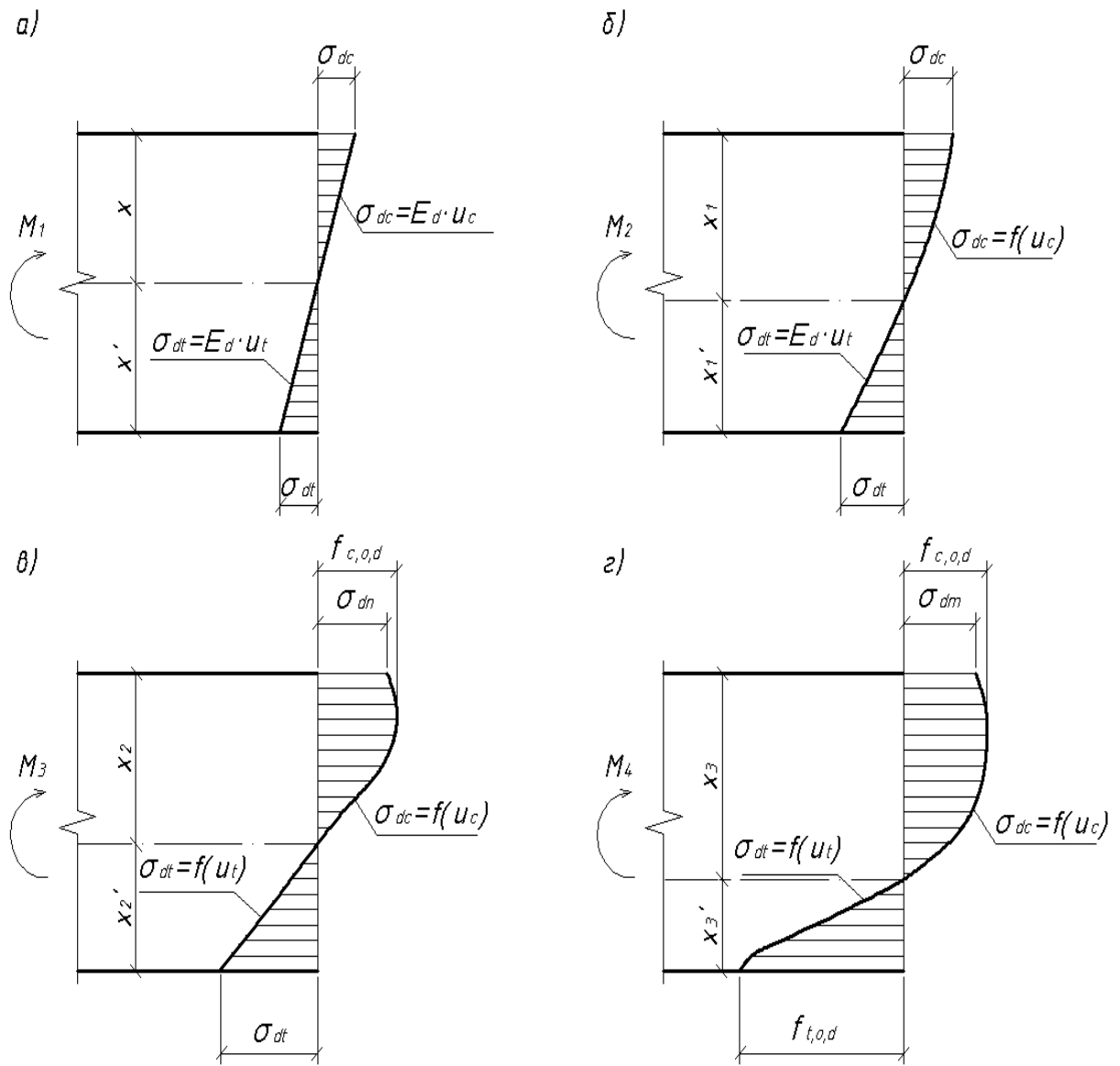


Рис. 5.7– Стадії напружено-деформованого стану розрахункового нормального перерізу згинальних елементів: а) – I стадія; б) – II стадія; в) – III стадія; г) – IV стадія; $\sigma_{c,d}$ = нормальні напруження стиску; u_c = відносні деформації стиску; $f_{c,0,d}$ = розрахункове значення міцності при стиску вздовж волокон; $f_{t,0,d}$ = розрахункове значення міцності при розтягу вздовж волокон; E_d = початковий модуль пружності деревин; σ_n = нормальні напруження стиску в найбільш віддаленому від нейтральної лінії волокні деревини поперечного перерізу елемента; $x; x_1; x_2; x_3$ = висота стиснутої зони поперечного перерізу елемента на різних стадіях роботи; $x'; x_1'; x_2'; x_3'$ = висота розтягнутої зони поперечного перерізу елемента на різних стадіях роботи; $\sigma_{t,d}$ = нормальні напруження розтягу

Стадія IV. Подальше збільшення навантаження приводить до інтенсивного розвитку складки зминання, зростають прогини балки, збільшується висота стиснутої зони та ще більше викривлюється епюра напружень стиснутої зони, внаслідок чого крайові напруження в деревині розтягнутої зони досягають тимчасового опору на розтяг. Руйнування проходить за рахунок розриву найбільш напружених зовнішніх шарів деревини і має крихкий характер (рис. 5.8, рис. 5.9 та рис.5.10).



Рис. 5.8 – Характер руйнування балок з суцільної деревини

Так як, розподіл напружень в розтягнутій зоні від початку прикладення навантаження і до перед руйнівного стану має практично лінійну залежність, лише незначна частина діаграми має криволінійний характер за перед руйнівних навантажень, то допустимо залежність між напруженнями і деформаціями приймати в розтягнутій зоні (для спрощення розрахунків) – лінійною. Є нагальним продовжити системні дослідження необхідного об'єму повної діаграми деформування деревини до повного руйнування за дії статичних, мало- та багато-циклових навантажень і отримати статистично достовірні дані для встановлення функціональної залежності між напруженнями та деформаціями за стиску та розтягу.



Рис. 5.9. Характер руйнування балок з клеєної деревини за прямого поперечного згину



Рис. 5.10. Характер руйнування балок з клеєної деревини за косого поперечного згину

При таких дослідженнях необхідно всесторонньо враховувати найвпливовіші чинники: породи суцільної та клеєної деревини, в тому числі і зразки з клеєного шпону (LVL); якість деревини; сумісні впливи вологи і зовнішніх навантажень; зовнішніх навантажень та температури; впливу структурних напружень при переході від вологої деревини до сухої і навпаки.

5.7. Основні висновки до розділу

1. Розрахунковим поперечним перерізом елемента з деревини є переріз зі складкою в стиснутій зоні. Утворення складки, як найслабкішої ділянки, і є тим визначальним критерієм, яким необхідно користуватись з погляду критерію руйнування деревини як матеріалу.

2. Для перерізу зі складкою можна застосовувати відомі закони розподілення деформацій по висоті, як в стиснутій, так і в розтягнутій зонах, тому що можна використовувати апарат нескінченно малих величин за умови нерозривності функції в околиці точки перерізу, яка обумовлюється гіпотезою суцільності і однорідності матеріалу.

3. За критерій вичерпання несучої здатності елементів з цільної чи клеєної деревини необхідно розглядати **два взаємопов'язані критерії:**

- розрив деревини розтягнутої зони - втрата міцності та руйнування елемента;
- порушення рівноваги між внутрішніми та зовнішніми силами - втрата стійкості деформування елемента.

4. На спадній (нисхідній) гілці деформування від стиску вздовж волокон деревини можна спостерігати явно виділені дві ділянки (рис. 5.6):

- перша ділянка початку спадної вітки характеризується стрімким зменшенням міцності матеріалу;
- друга ділянка характеризується збільшенням деформування матеріалу за менш стрімкого, ніж на першій ділянці зменшення міцності і деформування може досягати надзвичайно великих величин.

Перехід від першої ділянки до другої на спадній гілці має досить великий діапазон і коливається в межах від $0,85f_{c,0,d}$ до $0,56f_{c,0,d}$.

5. Для розтягу прийнято прямолінійну залежність $\sigma_{t,d} - u_{t,d}$.

6. Вперше науково обґрунтовано та виділено чотири характерні стадії напружено-деформованого стану нормального розрахункового поперечного перерізу роботи деревини під навантаженням, а саме:

- перша стадія – елемент працює без складок в стиснутій зоні в межах пропорційності за напружень $\sigma = E \cdot u$;
- друга стадія – елемент працює без складок в стиснутій зоні за напружень $\sigma = f(u)$, а в розтягнутій зоні - $\sigma = E \cdot u$;
- третя стадія – у деревині стиснутої зони виникають і розвиваються складки, деревина в стиснутій та розтягнутій зонах працює за напружень $\sigma = f(u)$;
- четверта стадія – стадія руйнування елемента за напружень в розтягнутій зоні $\sigma = f_{t,0,d}$.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [10, 49, 54 ,62 ,72 ,80 ,224 ,234, 236]

РОЗДІЛ 6

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ ЗА ПРЯМОГО ТА КОСОГО ПОПЕРЕЧНОГО ЗГИНУ

Отримання надійних експериментальних даних за діаграмам деформування суцільної і клеєної деревини за повздовжнього розтягу та стиску при дії одноразових чи повторних навантажень, наявність аналітичного апарату обчислення коефіцієнтів поліному (2.4), встановлення чотирьох стадій напружено-деформованого стану роботи елемента під навантаженням, можливість визначення початкового модуля пружності та врахування обґрунтувань основних передумов та гіпотез наведених в розділі 5.1 дозволяють розраховувати пошарове напруження по висоті розрахункового поперечного перерізу. Розроблений розрахунковий апарат та попередні обґрунтування дають можливість встановлювати напружено-деформований стан згинальних елементів прямокутного поперечного перерізу на всіх стадіях напружено-деформованого стану елемента з деревини. При цьому використання повних діаграм механічного стану, як цільної, так і клеєної деревини, за повздовжнього стиску дають можливість встановлювати пошарове розподілення напружень в стиснутій зоні на першому циклі за виразом (2.4), а на інших циклах - (3.14). В розтягнутій зоні елемента пошарове розподілення напружень на всіх циклах встановлювалося за виразом (2.7).

При розв'язанні цієї задачі прийняті такі вихідні величини:

- геометричні розміри розрахункового поперечного перерізу;
- фізико-механічні характеристики суцільної та клеєної деревини;
- кут нахилу зовнішньої силової площини до вертикальної осі симетрії розрахункового поперечного перерізу.

6.1. Розподіл напружень у балках з деревини за дії одноразових навантажень при поперечному згині

6.1.1. Розподіл напружень у балках з цільної деревини за дії одноразових навантажень

За результатами випробувань балок з цільної деревини і отриманих експериментальних даних пошарових відносних деформацій по висоті поперечного розрахункового перерізу елемента в зоні чистого згину, були побудовані епюри напружень шарів деревини стиснутої зони за формулою (3.1) та розтягнутої зони згинального елемента, враховуючи лінійний зв'язок між напруженням і деформаціями. Навантаження прикладалися з приростом моменту на кожній ступені прикладення навантаження в $\Delta M = 0,2M_{\max}$. Результати показали, що за навантажень рівня $M = 0,2M_{\max}$ максимальні напруження стиснутої зони становили $\sigma_{c,d,\max} = 26,51 \text{ МПа}$ (рис.6.1,а). Водночас в розтягнутій зоні напруження досягли значень $\sigma_{t,d,\max} = 30,55 \text{ МПа}$. За таких невеликих навантажень пластичність в деревині майже не проявляється в розтягнутій зоні, а в стиснутій зоні згинального елемента проявляється ще досить мало. Провівши дослідження напруженого стану балки стверджуємо, що в режимі роботи $M = 0,2M_{\max}$ деформації деревини переважно пружні, напруження в деревині зростають, але епюра напружень зберігає форму близьку до трикутної. Максимальні значення напружень на висоті перерізу 80 мм, складають $\sigma_{c,d,\max} = 26,51 \text{ МПа}$, тобто робота відповідає II стадії напружено-деформованого стану [24, 25]. На рівні навантажень $M = 0,4M_{\max}$ (рис.6.1,б) в розрахунковому поперечному перерізі балки максимальні напруження стиснутої зони становили $\sigma_{c,d,\max} = 45,42 \text{ МПа}$. В розтягнутій же зоні напруження досягли значень $\sigma_{t,d,\max} = 51,56 \text{ МПа}$. В найбільш напружених шарах деревини стиснутої зони почали проявлятися невеликі пластичні деформації матеріалу. Робота деревини в розтягнутій зоні практично є пружною. При режимі роботи $M = 0,4M_{\max}$ робота

балки також відповідає II стадії напружено-деформованого стану [43, 72] з максимальними значеннями напружень $\sigma_{c,d,max}=45,42 \text{ МПа}$ на висоті 80 мм поперечного перерізу балки, стискаючі напруження сприймаються ділянкою деревини без утворення складки.

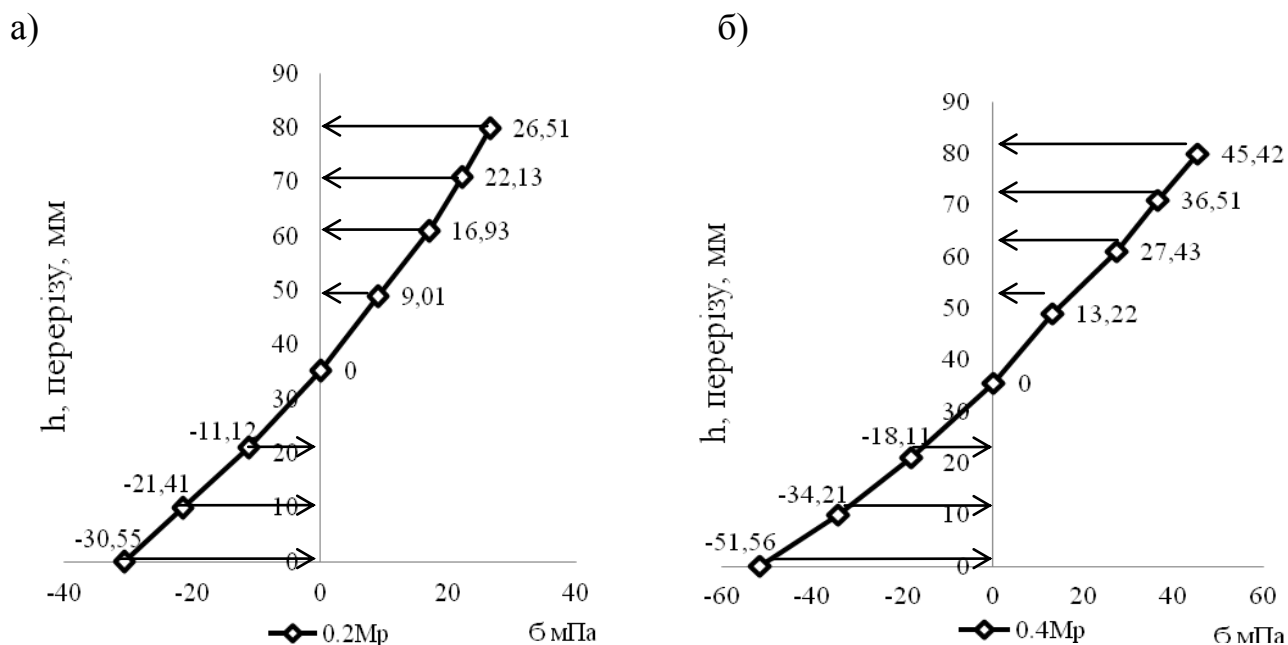


Рис. 6.1 – Напруження стиснутої та розтягнутої деревини за статичного навантаження балки з цільної деревини марки БД-4 в зоні чистого згину за рівня навантажень

а – $M = 0,2M_{max}$; б – $M = 0,4M_{max}$

За рівня навантаження $M = 0,6M_{max}$ в найбільш віддалених шарах стиснутої зони балки (рис. 6. 2,а) напруження в деревині склали $\sigma_{c,d,max} = 56,91 \text{ МПа}$, а в розтягнутій зоні - $\sigma_{t,d,max}=62,39 \text{ МПа}$. Робота балки за режиму навантажень $M = 0,6M_{max}$ також відповідає II стадії напружено- деформованого стану з максимальними значеннями напружень $\sigma_{c,d,max} = 56,91 \text{ МПа}$ в шарах на висоті 80 мм поперечного перерізу балки. Стискаючі напруження сприймаються ділянкою деревини без утворення складки.

За навантажень рівня $M = 0,8M_{\max}$ (рис. 6. 2б) максимальні напруження стиснутої зони становили $\sigma_{c,d,max} = 55,28 \text{ МПа}$. Але вони виникли в стиснутій зоні не в крайніх шарах, а дещо нижче, на висоті 70мм. В крайньому ж шарі на висоті 80 мм спостерігалось зменшення стискаючих напружень до $\sigma_{c,d,max} = 54,37 \text{ МПа}$. Відповідно максимальні напруження розтягнутої зони склали $\sigma_{t,d,max} = 59,83 \text{ МПа}$. В стиснутій зоні балки, по висоті, є ділянка деревини, на якій утворилася складка. Це призвело до зменшення напружень стиску в крайніх волокнах елемента в розрахунковому перерізі. За рівня навантажень $M = 0,8M_{\max}$ згинальний елемент з цільної деревини працює за III стадією напружено-деформованого стану.

Подібні результати були отримані і для інших чотирьох балок з цільної деревини, що паралельно досліджувались за роботи на прямий згин.

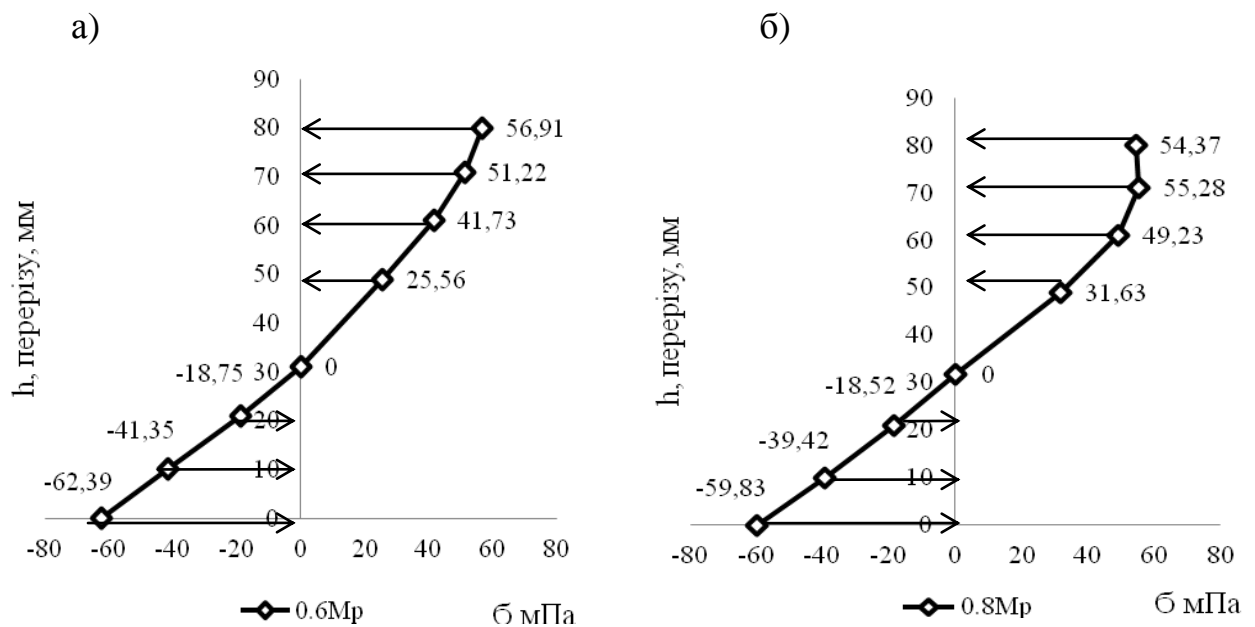


Рис.6.2 – Напруження стиснутої та розтягнутої деревини за статичного навантаження балки з цільної деревини марки БД-4 в зоні чистого згину за рівня навантажень

а – $M = 0,6M_{\max}$; б – $M = 0,8M_{\max}$

6.1.2. Розподіл напружень у балках з клеєної деревини за дії одноразових навантажень

Балки з клеєної деревини також випробовувалися на дію статичного навантаження за приросту моменту на кожному ступені прикладання навантаження $\Delta M = 0,26 \text{ кНм}$. Напруження були визначені в зоні чистого згину згинального елемента. Також були побудовані епюри напружень шарів деревини стиснутої зони за формулою (3.1) та розтягнутої зони, враховуючи лінійний зв'язок між напруженням і деформаціями. На рис.6.3,а показано розвиток напружень в розрахунковому поперечному перерізі по висоті балки з клеєної деревини за навантажень $M = 0,2M_{\max}$.

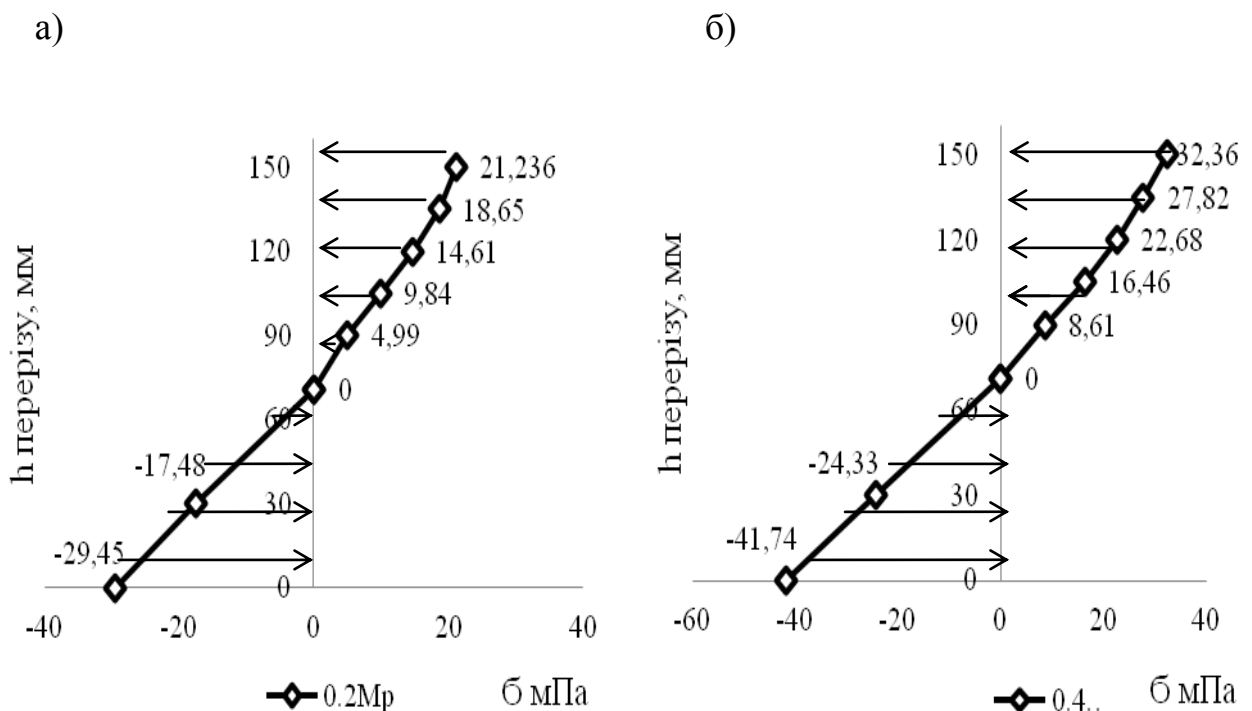


Рис.6.3 – Напруження стиснутої та розтягнутої деревини за статичного навантаження балки з клеєної деревини в зоні чистого згину за рівня навантажень

а – $M = 0,2M_{\max}$; б – $M = 0,4M_{\max}$

Найбільші напруження стиску та розтягу в розрахунковому поперечному перерізі спостерігалися у найбільш віддалених крайніх шарах від нейтральної площини стиснутої та розтягнутої зон елемента. За таких невеликих навантажень пластичність в деревині майже не проявлялася, як в розтягнутій зоні, так і в стиснутій зоні згинального елемента. Провівши дослідження напруженого стану балки з клеєної деревини, стверджуємо, що в режимі роботи $M = 0,2M_{\max}$ (рис. 6.3,а) деформації деревини переважно пружні, епюра напружень зберігає форму близьку до трикутної. За зовнішніх навантажень в $M = 0,4M_{\max}$, розвиток напружень в деревини по висоті елемента показано на рис.6.3,б.

За навантаження $M = 0,4M_{\max}$, максимальні значення напружень також знаходяться в крайньому шарі стиснутої зони за даних рівнів навантаження. При цьому епюра напружень має криволінійний характер, але без явних ознак наявності складок. Розподіл напружень в розтягнутій зоні проходить за лінійною залежністю, максимальні напруження знаходяться в найбільш віддалених шарах від нейтральної площини. Можна констатувати, що балка знаходиться в межах II стадії напружено-деформованого стану.

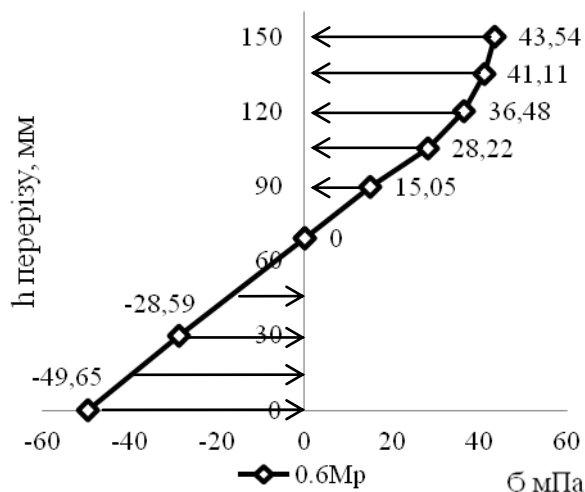
Напруження стиснутої та розтягнутої деревини за статичного навантаження балки з клеєної деревини в зоні чистого згину за рівня навантажень $M = 0,6M_{\max}$ показано на рис.6.4,а.

Найбільші напруження стиску та розтягу в розрахунковому поперечному перерізі за рівня навантажень $M = 0,6M_{\max}$ спостерігалися у найбільш віддалених крайніх шарах від нейтральної площини стиснутої та розтягнутої зон елемента. Максимальні значення напружень знаходяться в крайньому шарі стиснутої зони за даного рівня навантаження, епюра напружень має криволінійний характер, але без ознак наявності складок. Напруження елемента знаходиться в межах II стадії напружено-деформованого стану.

За режиму $M = 0,8M_{\max}$ максимальні напруження спостерігалися в середині епюри напружень стиснутої зони елемента з клеєної деревини, вони становлять

$\sigma_{c,d,max} = 49,24$ МПа. Також помітне зменшення напружень до краю цієї зони, в яких вони склали $\sigma_{c,d} = 48,59$ МПа (рис. 6.4,б).

а)



б)

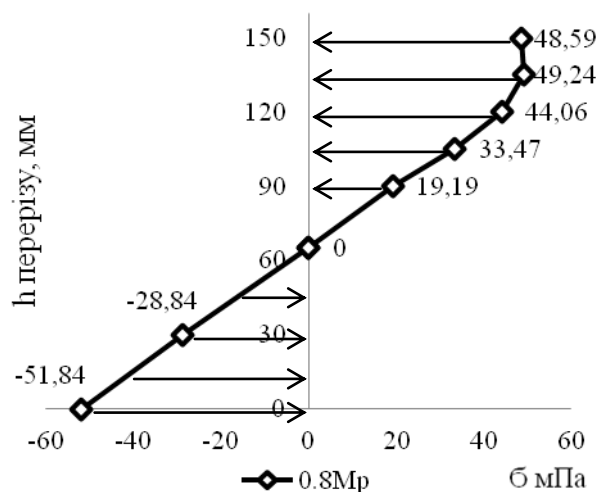


Рис. 6.4 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої деревини за статичного навантаження дерев'яної балки з клеєної деревини в зоні чистого згину за рівня навантажень

а – $M = 0,6M_{max}$; б – $M = 0,8M_{max}$

Робота балки за всіма ознаками відповідає III стадії напружено-деформованого стану - стискаючі напруження сприймаються ділянкою деревини, на якій утворилася складка та ділянкою деревини під складкою. При цьому в розтягнутій зоні взаємозв'язок між деформаціями і напруженнями є лінійним.

Запропонована методика дає можливість визначати напружено-деформований стан розрахункових поперечних перерізів елементів з цільної та клеєної деревини з використанням повних діаграм деформування за стиску. А також дозволяють розв'язувати задачі з розрахунку елементів з деревини за поперечного згину не тільки в граничних, але й на проміжних стадіях в режимі роботи за одноразових статичних навантажень.

6.2. Нормальні напруження у балках з деревини за дії одноразових навантажень при косому згині

Нейтральна лінія розрахункових поперечних перерізів балок за косоного згину знаходиться під кутом до горизонтальної площини. Тим самим нейтральна лінія розділяє поперечний переріз на стиснуту та розтягнуту зони. Форми стиснутої та розтягнутої зон в більшості випадків має трапецеподібний або трикутний вигляд. Але також необхідно враховувати і те, що на різних стадіях напружено-деформованого стану трикутна форма стиснутої зони дерев'яної балки може трансформуватися в трапецеподібну, або початкова трапецеподібна залишатися на всіх стадіях незмінною. Розтягнута ж зона розрахункового поперечного перерізу, як правило, з початкової трикутної такою і залишається, а із трапецевидної може також трансформуватися в трикутну.

Максимальні відносні деформації будуть виникати завжди у точках найбільш віддалених від нейтральної лінії, але величини стискаючих напружень в цих точках не завжди будуть максимальні. За таких умов необхідно будувати епюри напружень на перпендикулярах, опущених з цих точок на нейтральну лінію поперечного розрахункового перерізу (рис.6.5).

Розподіл відносних деформацій та напружень в поперечному розрахунковому перерізі за косоного згину має складний характер (рис. 6.6). Нейтральна лінія в нормальному поперечному розрахунковому перерізі елементів з деревини за косоного згину знаходиться під певним кутом нахилу до горизонтальної площини, а відносні деформації максимальні у точках найбільш віддалених від нейтральної лінії.

Накопичення статистичних даних за експериментальними дослідженнями, встановлення напружень, їх розвиток по висоті розрахункового поперечного перерізу проводилося для балок з суцільної деревини за двох кутів нахилу, в 10° та 25° . Всі ці дерев'яні елементи випробовувались відповідно до третьої (оптимальної) групи досліджень - балок з закріпленими в'язями (рис. 4.26).

Для чистоти проведення експерименту, деформації, а значить і нормальні напруження, що виникали в шарах деревин по висоті розрахункового поперечного перерізу, вираховувалися з кроком в 10 мм.

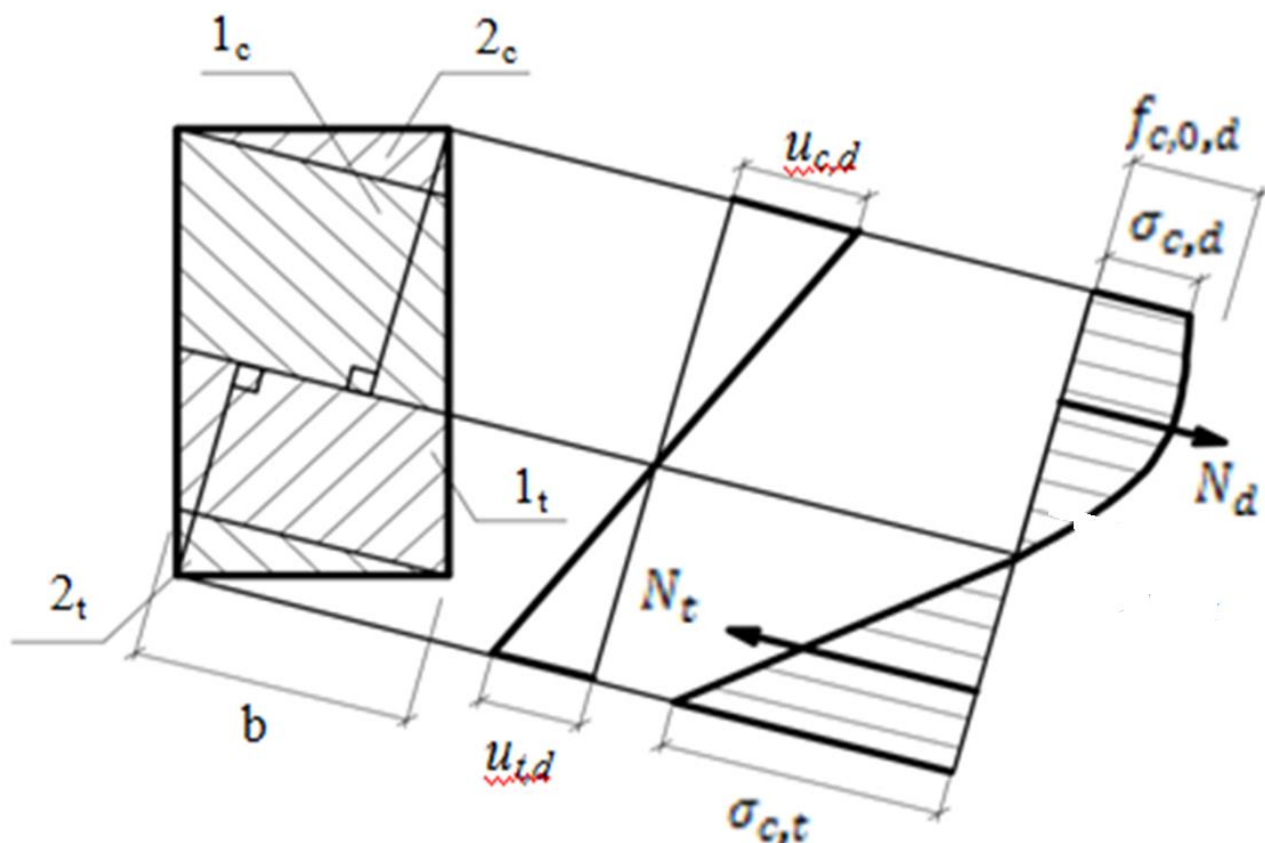


Рис 6.5 – До розрахунку нормального поперечного перерізу за косоного згину: 1_t , 2_t – розтягнута зона; 1_c , 2_c – стиснута зона; $u_{c,d}$ – відносні деформації стиску в крайньому волокні деревини; $u_{t,d}$ – відносні деформації стиску в крайньому волокні деревини; $\sigma_{c,d}$ – стискаючі напруження в крайньому волокні деревини; $\sigma_{t,d}$ – напруження розтягу в крайньому волокні деревини; M – згинаючий момент від дії зовнішнього навантаження; N_d – рівнодіюче зусилля стиску в елементі, що зазнає поперечного згину; N_t – рівнодіюче зусилля розтягу в елементі, що зазнає поперечного згину; $f_{c,0,d}$ – стискаючі граничні розрахункові напруження деревини

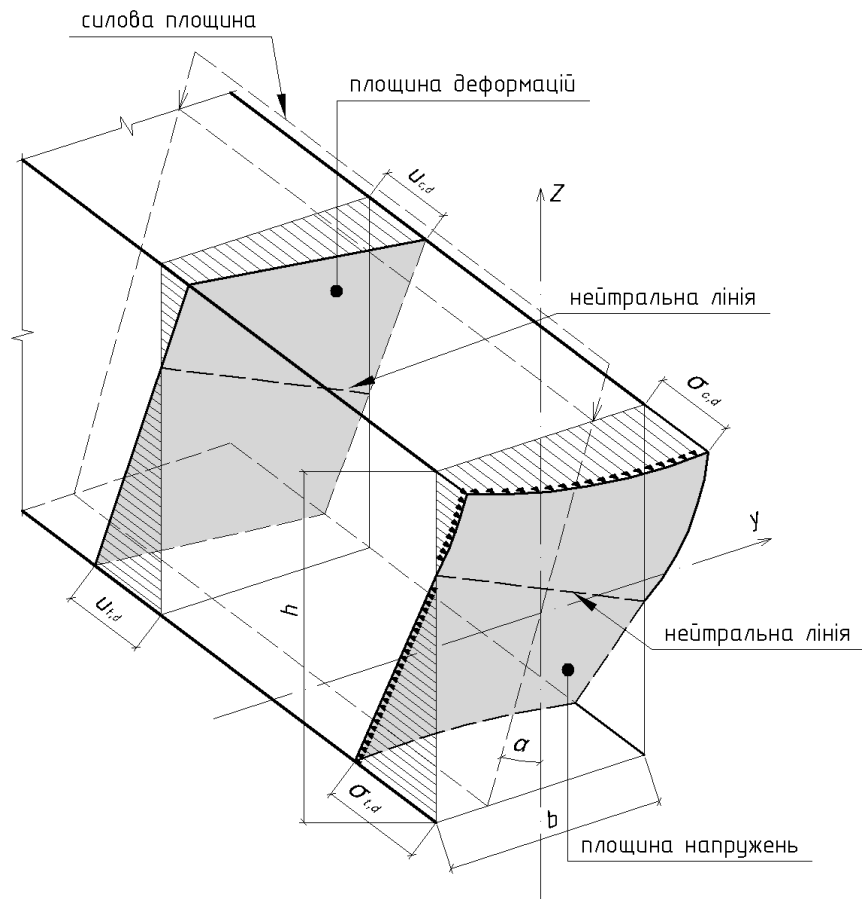


Рис. 6.6 – Напружено-деформований стан в розрахунковому поперечному перерізі елемента з деревини в зоні косоного чистого поперечного згину: b = ширина елемента; h = висота елемента; $u_{c,d}$ = відносні деформації стиску; $u_{t,d}$ = відносні деформації стиску деревини; $\sigma_{c,d}$ = стискаючі напруження; $\sigma_{t,d}$ = напруження розтягу; y - y , z - z = головні осі поперечного перерізу елемента; α = кут нахилу елемента до головної осі y - y

6.2.1. Нормальні напруження у балках з суцільної деревини за дії одноразових навантажень при косому згині

Балки за кута нахилу 10° :

1. Напружений стан різних шарів деревини в зоні чистого згину балки з цільної деревини за косоного згину з кутом 10° з обпиранням на підкладках (див. рис. 4.7,а).

Приріст навантажень на кожному ступені завантаження дослідних балок становив 0,25 кНм. За рівня навантаження $M = 0,2M_{\max}$ в балці Б-1 епюра напружень стиснутої та розтягнутої зон були близькі до трикутної форми (рис.6.8). Цей факт і величини напружень за даних рівнів навантаження, свідчить про те, що балка при цьому працює в II стадії напружено-деформованого стану (рис.6.8,а). За рівня навантаження $M = 0,4M_{\max}$ в балці Б-1 епюра напружень стиснутої зони трохи починає викривлюватися, але її форма також близька до трикутної. Балка за таких навантажень працює в II стадії напружено-деформованого стану (рис.6.8,б).

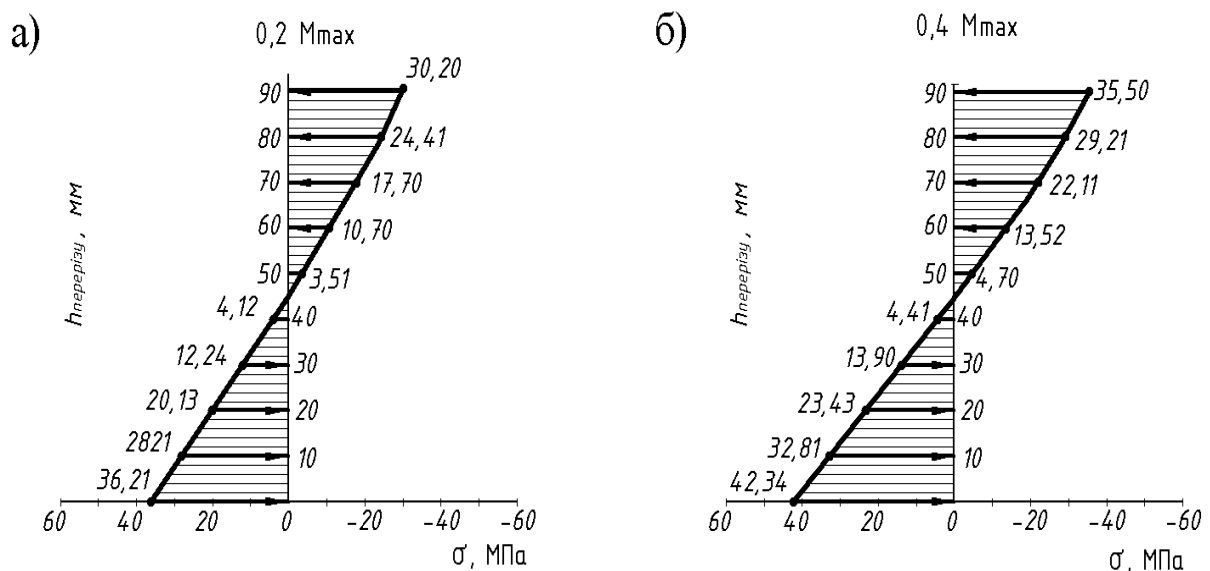


Рис.6.8 – Напруження, які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з суцільної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження

$$а - M = 0,2M_{\max} ; б - M = 0,4M_{\max}$$

За рівня навантаження $M = 0,6M_{\max}$ в елементі спостерігалось значне збільшення напружень стиснутої зони, епюра напружень в стиснутій зоні має більш викривлений характер в порівнянні з попередніми рівнями навантаження, а в розтягнутій – має прямолінійний характер (рис.6.9,а). Максимальні напруження стиснутої зони знаходились в найбільш віддалених волокнах поперечного перерізу елемента, а це відповідає II стадії напружено-деформованого стану.

За навантажень $M = 0,8M_{\max}$ максимальні напруження спостерігались на висоті перерізу дещо нижче 80 мм з низу балки, а напруження найбільш віддалених волокон при цьому були дещо меншими (рис.6.9, б). Це свідчить про утворення складки, а робота елемента з деревини знаходиться в III стадії напружено-деформованого стану.

2. Напружений стан різних шарів деревини в зоні чистого згину балки з цільної деревини за косоного згину з кутом підрізу - 10^0 з обпиранням на всю ширину елемента (див. рис. 4.7,б).

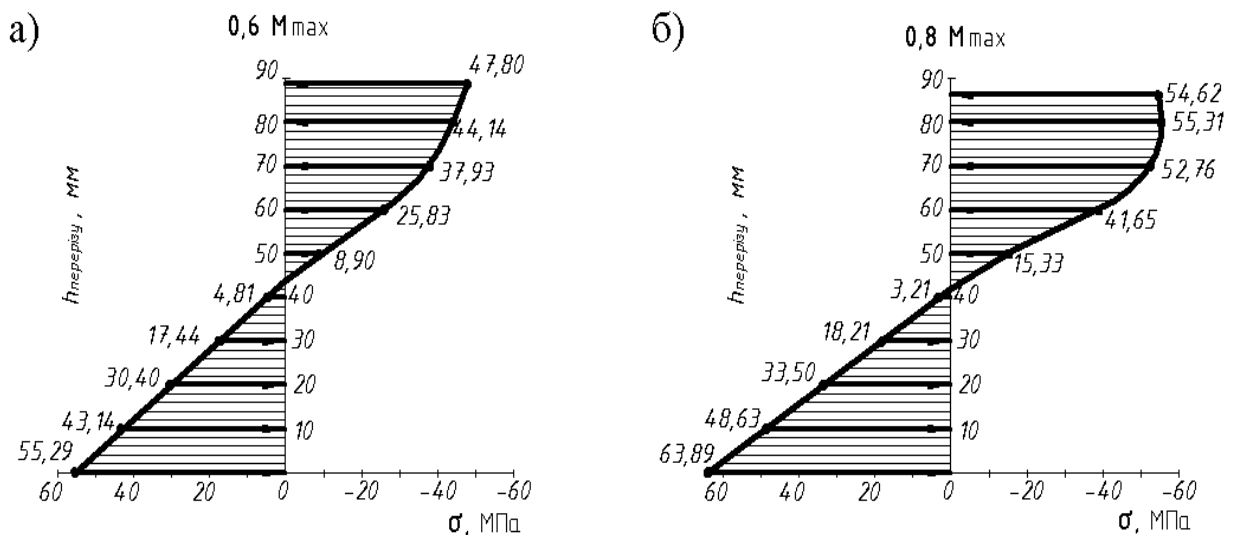


Рис.6.9 – Напруження які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з суцільної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження

$$а - M = 0,6M_{\max} ; б - M = 0,8M_{\max}$$

За рівнів навантаження $M = 0,2M_{\max}$ та $M = 0,4M_{\max}$ в елементі з кутом підрізу 10^0 епюри нормальних напружень стиснутої зони дещо викривлені, але мають вигляд близький до трикутної. Найбільші напруження стиску знаходилися в найбільш віддалених волокнах від нейтральної площини поперечного перерізу в цій зоні. В розтягнутій зоні вигляд епюр напружень мав трикутний характер (рис. 6.10,а, рис.6.10,б), а найбільші напруження розтягу також знаходилися в найбільш віддалених від нейтральної лінії шарах деревини. Такий розподіл

напружень в поперечному нормальному перерізі елемента з деревини відповідав другій стадії напружено-деформованого стану.

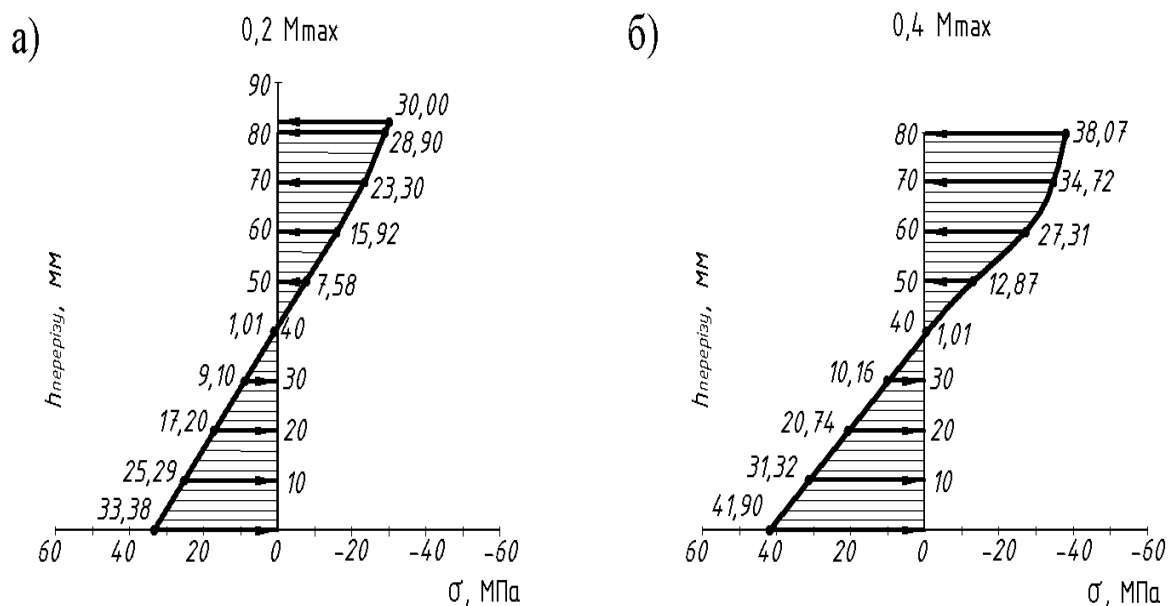


Рис.6.10 – Напруження які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з суцільної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження

а – $M = 0,2M_{\max}$; б – $M = 0,4M_{\max}$

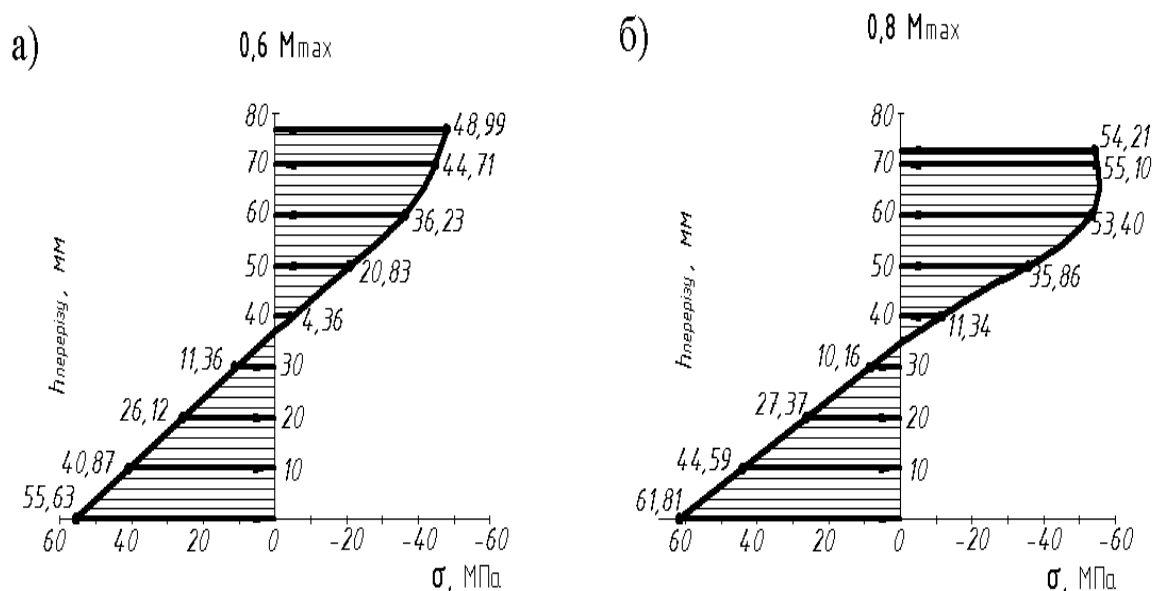


Рис.6.11 – Напруження, які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з суцільної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження

а – $M = 0,6M_{\max}$; б) $M = 0,8M_{\max}$

При збільшенні навантажень до $M = 0,6M_{\max}$ (рис.11,а) епюра розтягнутої зони залишалася трикутною, а епюра напружень в стиснутій зоні криволінійною. Але найбільші напруження стиску знаходилися ще в найбільш віддаленому волокні від нейтральної лінії перерізу. Балка знаходилася в II стадії напружено-деформованого стану.

За рівня навантаження $M = 0,8M_{\max}$ максимальні напруження спостерігались на висоті перерізу 65 мм. Напруження найбільш віддалених волокон при цьому були дещо меншими, що свідчить про утворення складки. Балка з деревини знаходиться в III стадії напружено-деформованого стану (див. рис. 6.11, б) .

3. Напружений стан різних шарів деревини в зоні чистого згину балки з суцільної деревини за косоного згину з закріпленням в'язями та **обпиранням на всю ширину елемента** (див рис.4.7,в).

Розвиток напружень в стиснутій та розтягнутій зонах по висоті перерізу балки на різних рівнях навантаження наведено на рис 6.12 та рис.6.13.

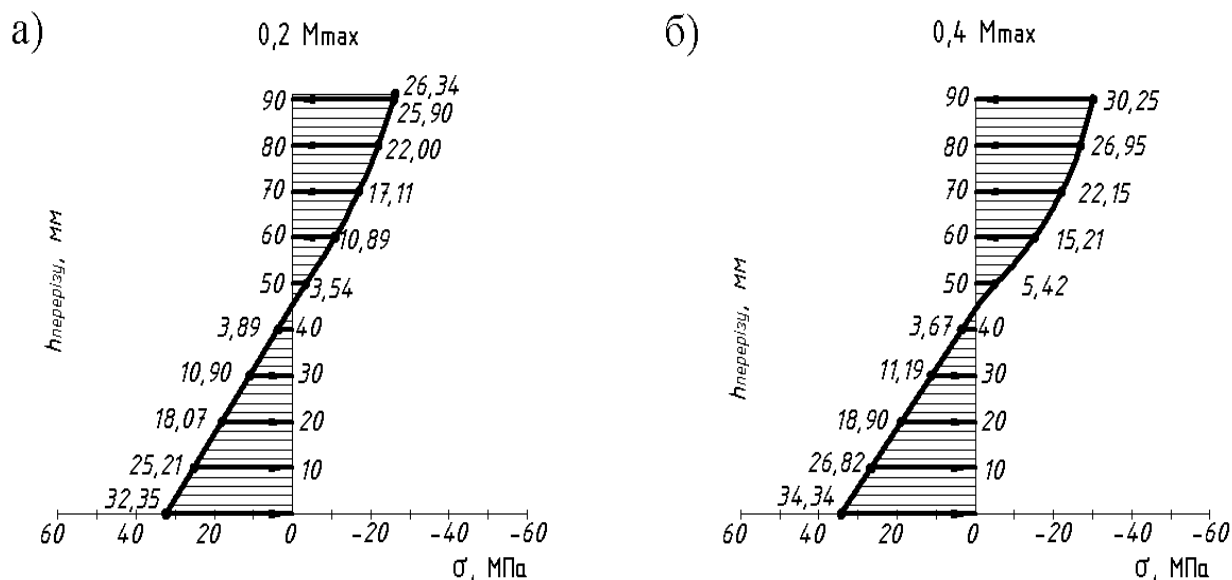


Рис.6.12 – Напруження, які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з суцільної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження

а – $M = 0,2M_{\max}$; б – $M = 0,4M_{\max}$

Як видно з рис.6.12 та 6.13 величини напружень за рівнів навантаження $M = 0,2M_{\max}$, $M = 0,4M_{\max}$ та $M = 0,6M_{\max}$ свідчать про те, що балка за таких навантажень працювала в II стадії напружено-деформованого стану, бо максимальні напруження в стиснутій зоні знаходяться в найбільш віддалених волокнах поперечного перерізу балки. Як і в попередніх балках, що розглядалися раніше, так і в цій балці, за навантажень $M = 0,2M_{\max}$, $M = 0,4M_{\max}$ та $M = 0,6M_{\max}$, найбільші напруження в нормальному перерізі виникали в шарах, що були найбільш віддалені від нейтральної лінії, як в стиснутій, так і в розтягнутій зонах. Розподіл напружень в стиснутій зоні має криволінійний характер, а в розтягнутій – лінійний.

За роботи елемента в режимі $M = 0,8M_{\max}$ в стиснутій зоні балки (рис.6.13,б) найбільші напруження знаходяться не в крайніх шарах деревини цієї зони, а дещо нижче, що свідчить про утворення складки. Елемент перейшов в III стадію напружено-деформованого стану.

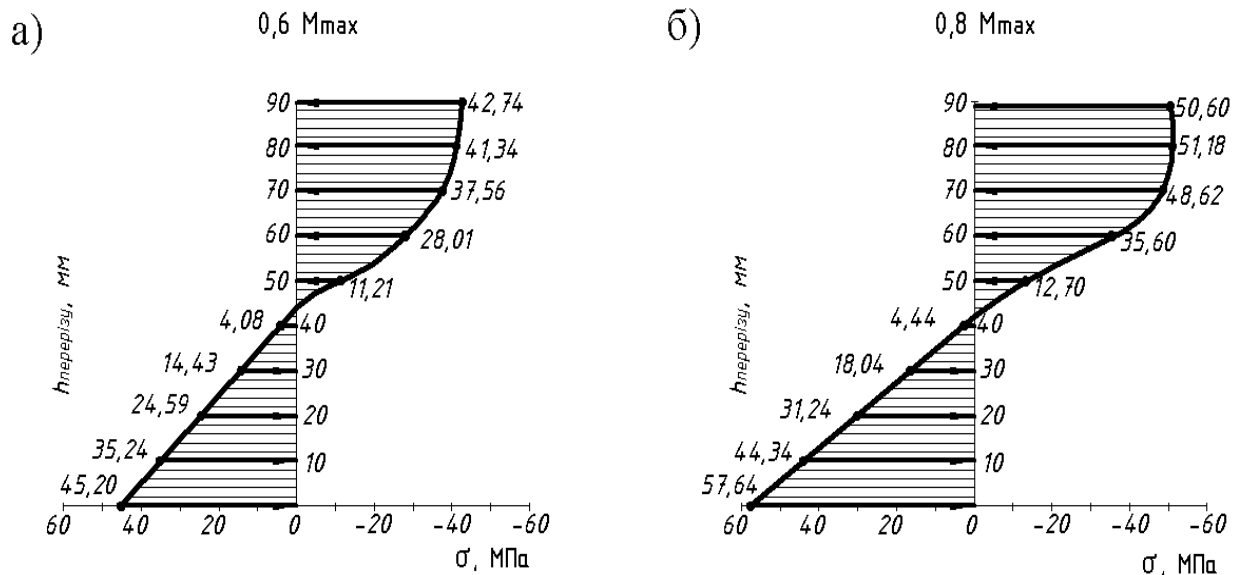


Рис.6.13 – Напруження, які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з суцільної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження

а – $M = 0,6M_{\max}$; б – $M = 0,8M_{\max}$

Балки за кута нахилу 25° . Елемент з суцільної деревини досліджувався за косоного згину з закріпленням в'язями з обпиранням на всю ширину елемента (див. рис. 6.7,в). Напружений стан різних шарів деревини в розрахунковому поперечному перерізі зони чистого згину балки за навантажень $M = 0,2M_{\max}$, $M = 0,4M_{\max}$ показано на рис.6.14, а за навантажень $M = 0,6M_{\max}$, $M = 0,8M_{\max}$ - на рис.6.15.

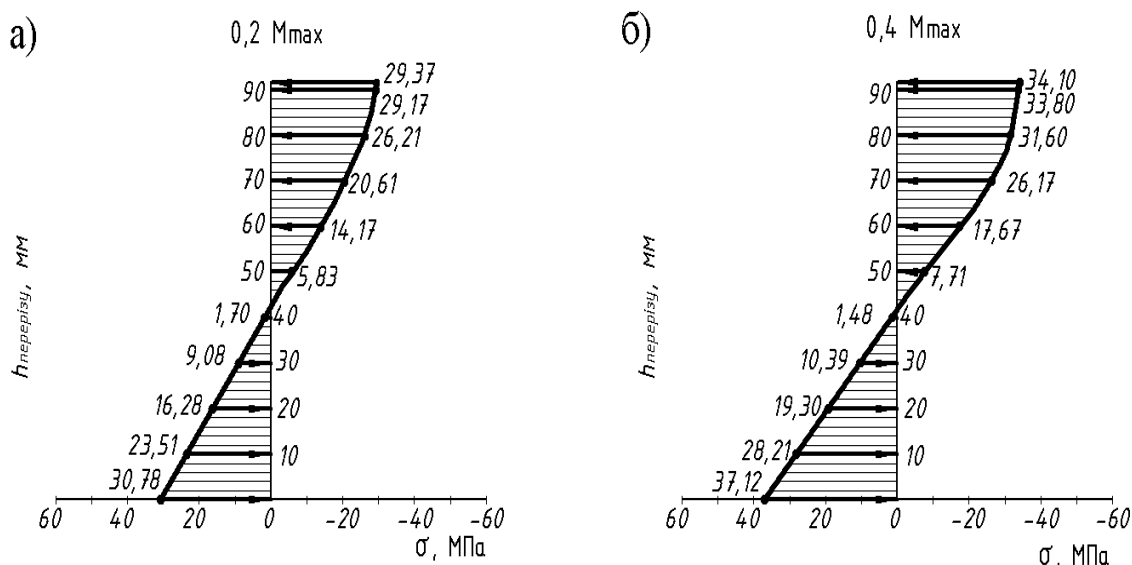


Рис.6.14 – Напруження, які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з суцільної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження

а – $M = 0,2M_{\max}$; б – $M = 0,4M_{\max}$

Форма епюр напружень, так і самі напруження які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з суцільної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження $M = 0,2M_{\max}$, $M = 0,4M_{\max}$ та $M = 0,6M_{\max}$ (рис 6.14,а, рис.6.14,б, рис.6.15,а), свідчать про те, що за таких навантажень балка працює в II стадії напружено-деформованого стану. За зовнішніх навантажень, що створює згинаючий момент $M = 0,8M_{\max}$, елемент перейшов в III стадію напружено-деформованого стану.

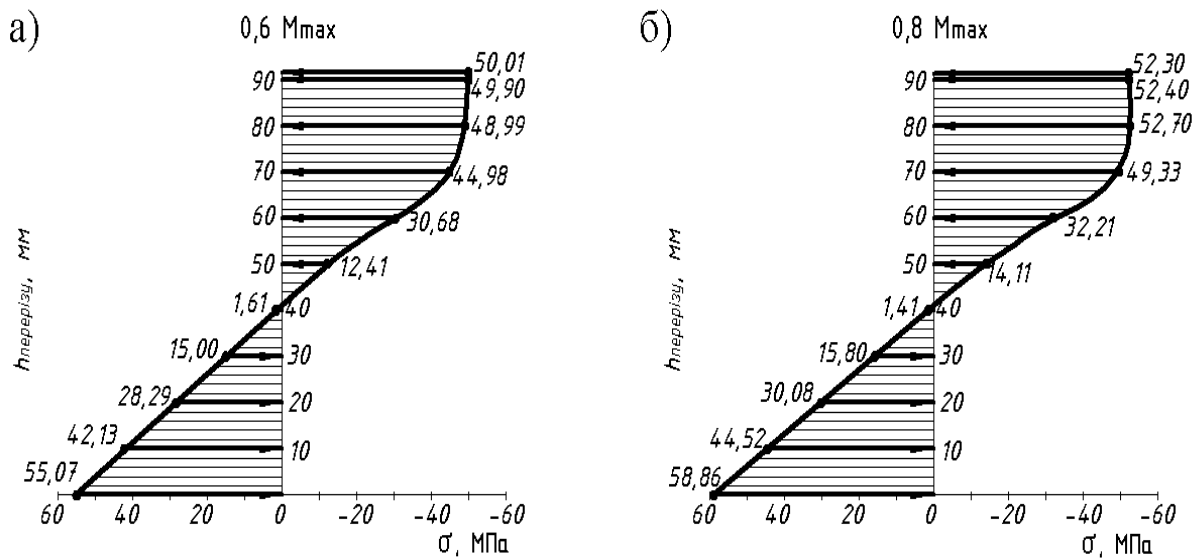


Рис.6.15 – Напруження, які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з суцільної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження

$$а - M = 0,6M_{\max} ; б - M = 0,8M_{\max}$$

6.2.2. Нормальні напруження у балках з клеєної деревини при косому згині за дії одноразових навантажень

Дві балки з клеєної деревини були випробувані за дії одноразових навантажень в умовах косоного згину за кута нахилу 10° та ще дві балки за кута нахилу 25° . Елементи на опорах опиралися на всю ширину елемента і були закріплені в'язями в місцях обпирання та прикладання зосереджених сил. Навантаження прикладалися ступенями з приростом моменту протягом збільшення навантаження в $0,45 \text{ кНм}$. На основі отриманих величин відносних деформацій балок з клеєної деревини по висоті перерізу за формулами (2.3) та (2.6) були знайдені величини нормальних напружень різних шарів деревини дослідних зразків від початку завантаження до руйнування.

Балки за кута нахилу 10° . Нормальні напруження, які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з клеєної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження $M = 0,2M_{\max}$ та $M = 0,4M_{\max}$, показано на рис.6.16.

У балці з клеєної деревини за рівня навантаження $M = 0,2M_{\max}$ максимальні значення напружень стиснутої зони знаходяться на найбільш віддаленому шарі розрахункового поперечного перерізу. Епюра напружень стиснутої зони (рис.6.15а) має невеликий криволінійний характер з максимальними значеннями напружень стиску в найбільш віддаленій точці стиснутої зони поперечного перерізу елемента. Балка працює за таких навантажень на II стадії напружено - деформованого стану.

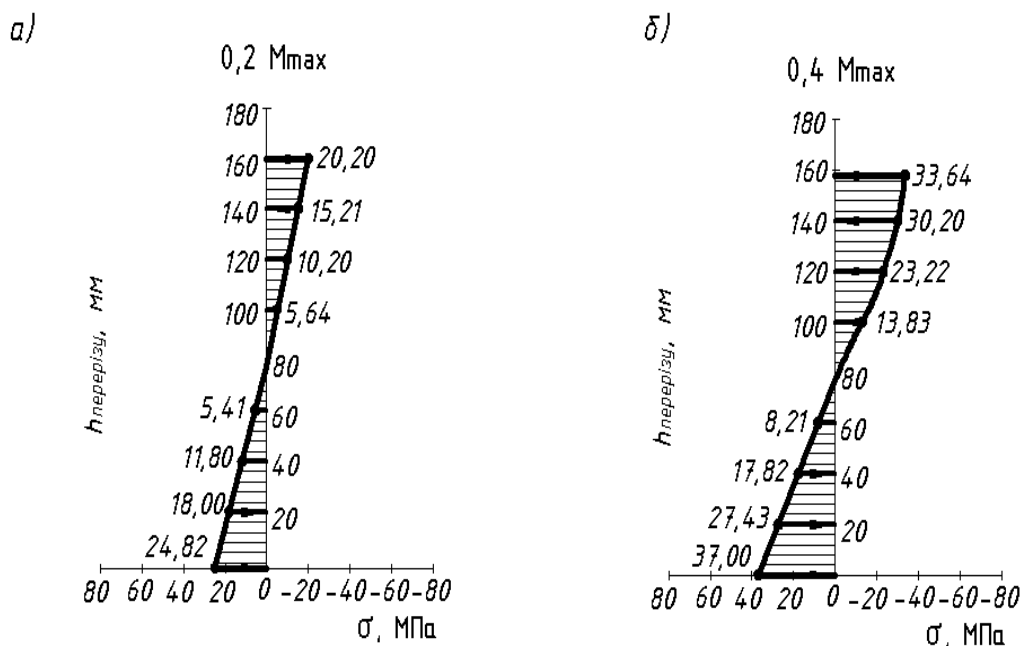


Рис. 6.16 – Нормальні напруження стиснутої та розтягнутої зони балки з клеєної деревини за кута нахилу 10° в зоні чистого згину за рівнів навантаження

$$а - M = 0,2M_{\max} ; б - M = 0,4M_{\max}$$

У цій же найбільш віддаленій від нейтральної лінії точці виникають максимальні значення напружень за рівнів навантажень $M = 0,4M_{\max}$ (рис.6.16,б) та $M = 0,6M_{\max}$ (рис.6.17,а).

Епюри напружень стиснутої зони нормального розрахункового поперечного перерізу за навантажень $M = 0,4M_{\max}$ та $M = 0,6M_{\max}$ мають криволінійний характер, балка за таких навантажень працює також на II стадії напружено - деформованого стану.

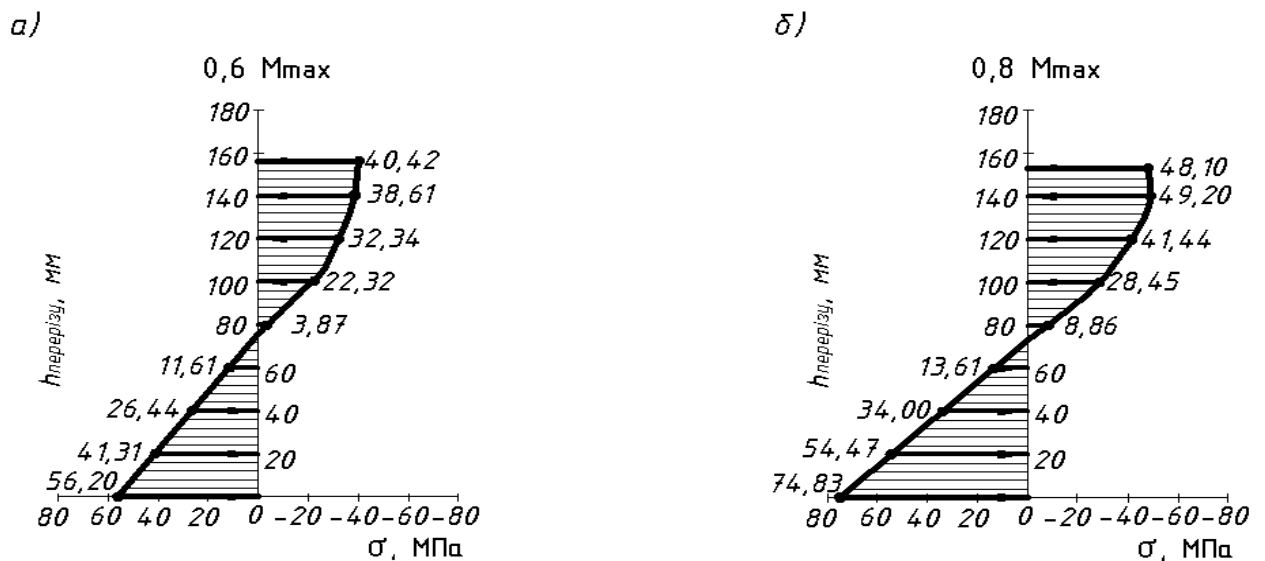


Рис.6.17 – Розвиток усереднених напружень стиснутої та розтягнутої зони в розрахунковому поперечному перерізі елемента з клеєної деревини з кутом нахилу 10° в зоні чистого згину за рівнів навантаження

а – $M = 0,6M_{\max}$; б – $M = 0,8M_{\max}$

Балки за кута нахилу 25° . Напруження, які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з клеєної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження $M = 0,2M_{\max}$ і $M = 0,4M_{\max}$, показано на рис.6.18, а за рівнів навантаження $M = 0,6M_{\max}$ та $M = 0,8M_{\max}$ – на рис. 6.19.

Зі збільшенням навантаження від $M = 0$ до $M = 0,6M_{\max}$ балки з клеєної деревини, що сприймають косий поперечний згин за кута 25° , проходить постійне збільшення напружень в найбільш віддалених шарах деревини розрахункового перерізу (рис. 6.18,а, рис. 6.18,б, та рис. 6.19,а). При цьому в розтягнутій зоні розподіл напружень лінійний, а в стиснутій зоні - криволінійний розподіл по висоті цієї зони. Також необхідно відмітити, що чим більші навантаження сприймає елемент, тим більша випуклість кривої епюри напружень в деревині цієї зони.

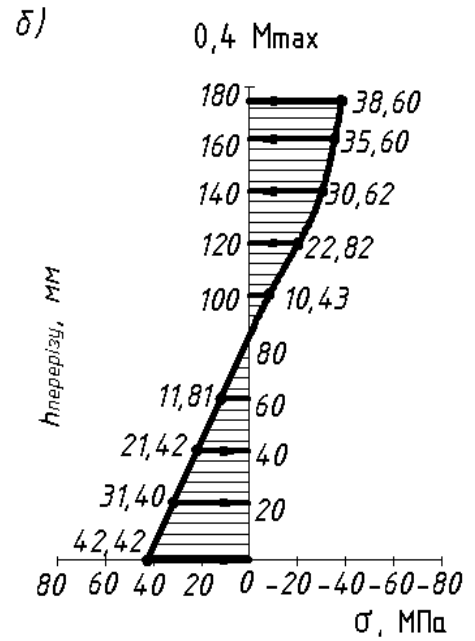
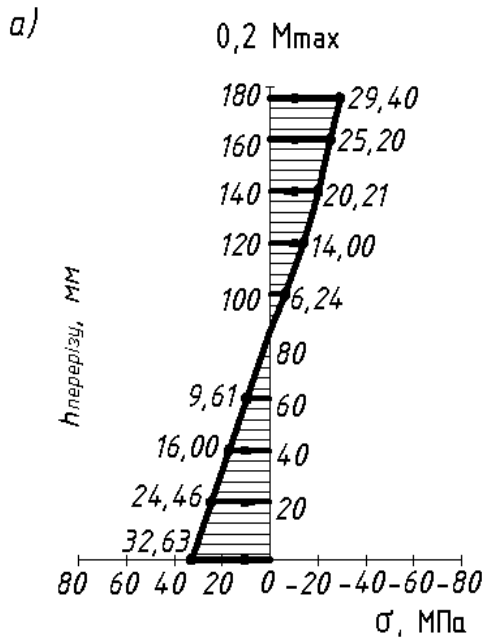


Рис. 6.18 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони балки з клеєної деревини за кута нахилу 25° в зоні чистого згину за рівнів навантаження

а – $M = 0,2M_{\max}$; б – $M = 0,4M_{\max}$

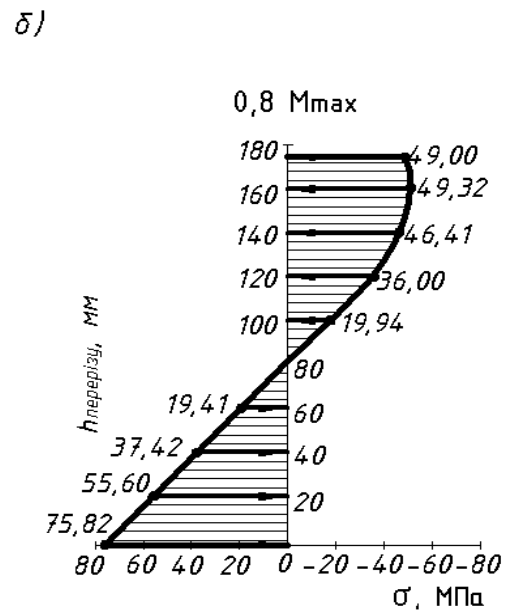
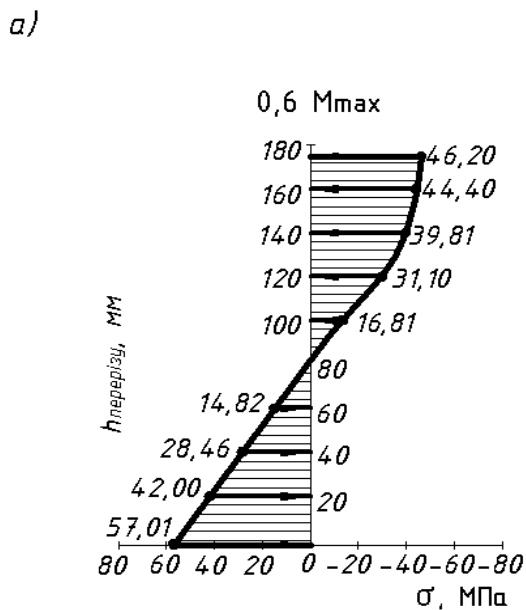


Рис. 6.19– Напруження, які виникають в розрахунковому поперечному перерізі елемента з клеєної деревини в зоні чистого згину за рівнів навантаження

а– $M = 0,6M_{\max}$; б – $M = 0,8M_{\max}$

За навантажень рівня $M=0,8M_p$ проходить різке зростання деформацій стиснутої зони. Максимальні напруження стиснутої зони при цьому становлять $\sigma_{c,d,max} = 49,32 \text{ МПа}$. Відповідно максимальні напруження розтягнутої зони склали $\sigma_{t,d,max} = 75,82 \text{ МПа}$. Бачимо, що максимальні напруження в розрахунковому перерізі стиснутої зони $\sigma_{c,d,max} = 49,32 \text{ МПа}$ спостерігаємо на висоті дещо нижче найбільш віддаленого стиснутого шару поперечного перерізу (рис. 6.19,б). В стиснутій зоні в розрахунковому поперечному перерізі балки по висоті є ділянка деревини, на якій утворилася складка, що призводить до зменшення напружень стиску в найбільш віддалених від нейтральної лінії шарах деревини. Але необхідно підкреслити, що волокна складки також чинять опір стиску, але дещо з меншою інтенсивністю.

6.3. Вплив повторних навантажень на напружений стан за роботи на прямий поперечний згин

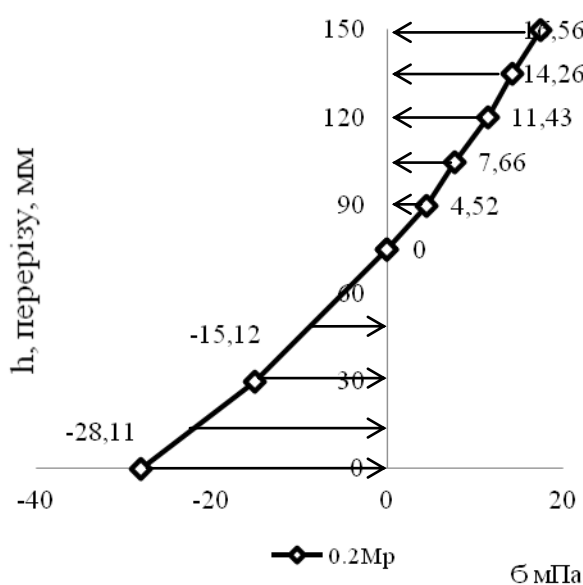
Дослідження напруженого стану балок з клеєної деревини проводимо порівнянням напружень найбільш віддалених шарів деревини стиснутої та розтягнутої зон балок в зоні прямого чистого згину. Нам цікаво було досліджувати роботу деревини за двох рівнів навантажень. Перший рівень, коли напруження в шарах по всій висоті менші межі пристосування деревини повторним навантаженням. Другий - коли напруження в шарах по висоті дещо більші межі пристосування деревини повторним навантаженням.

Робота за режиму $(0,2-0,4)M_{max}$. Робота балки з клеєної деревини за такого режиму прикладення повторних навантажень, які відповідають першому рівню роботи балки, тобто рівню, що не перевищують граничного рівня експлуатації. Порівняння на нижньому рівні за навантажень $M = 0,2M_{max}$ та верхньому рівні $M = 0,4M_{max}$ проводимо для першого та п'ятдесятого циклу малоциклового завантаження. Найбільші напруження розтягу спостерігаються в найбільш віддаленому шарі розтягнутої зони елемента (рис.6.20, рис. 6.21).

Значення напружень, які виникають в різних шарах розтягнутої зони балки за навантажень $M = 0,2M_{\max}$ та $M = 0,4M_{\max}$ на першому та п'ятдесятому циклі завантаження, можна побачити на рис.6.20 та рис. 6.21 відповідно.

За рівня навантаження $M = 0,2M_{\max}$ приріст деформацій в найвіддаленіших шарах стиснутої зони елемента з клесної деревини за п'ятдесят циклів прикладання повторних навантажень незначний, і рівний 4,2%. А в найбільш

а)



б)

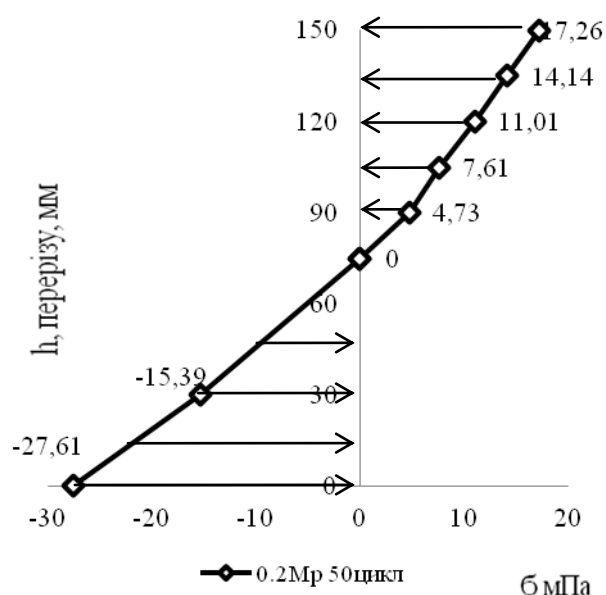


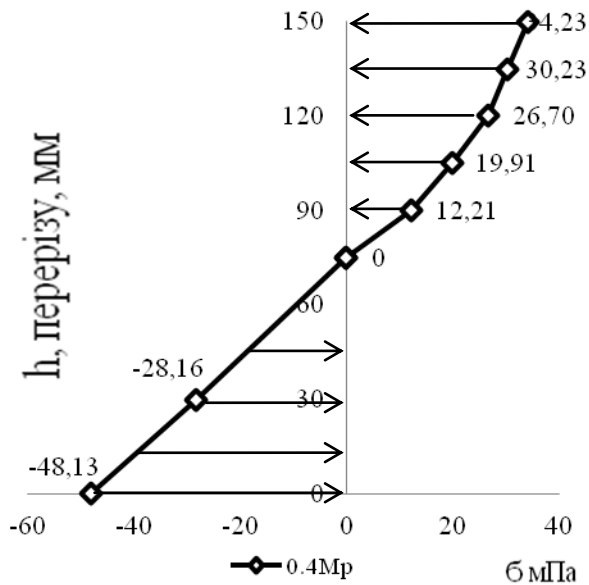
Рис. 6.20 – Трансформація епюр напружень стиснутої та розтягнутої

деревини за малоциклового навантаження дощатоклеєної балки в зоні чистого згину за рівня навантажень $M = 0,2M_{\max}$

а – на першому; б – на п'ятдесятому циклі

віддалених шарах розтягнутої зони напруження зменшилися за цей період на 1,8%. За п'ятдесят циклів прикладання повторних навантажень рівня $M = 0,4M_{\max}$ приріст деформацій в найвіддаленіших шарах стиснутої зони елемента був також незначний, і склав 2,6%. В той же час напруження в крайніх шарах розтягнутої зони балки зменшилися на 4,5%. Отже, за режиму роботи $(0,2-0,4) M_{\max}$, за п'ятдесят циклів прикладання повторних навантажень проходить затухання приросту відносних деформацій деревини в розрахунковому поперечному перерізі.

а)



б)

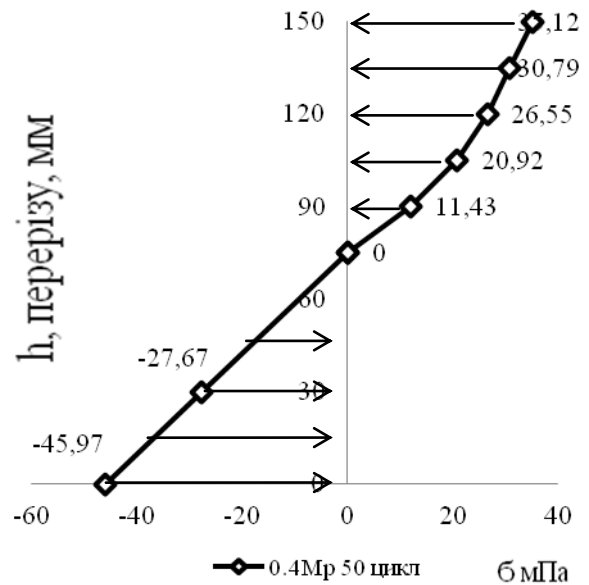


Рис.6.21 – Трансформація епюр напружень стиснутої та розтягнутої деревини за малоциклового навантаження дощатоклеєної балки в зоні чистого згину за рівня навантажень $M = 0,4M_{\max}$

а – на першому циклі; б – на п'ятдесятому циклі

Відбувається перерозподіл внутрішніх напружень. В стиснутій зоні затухає приріст деформацій та напружень, а в розтягнутій - вони зменшуються до 5%. Певною мірою проходить незначний вибір пластичних деформацій деревини в стиснутій зоні згинального елемента. Цей факт дає можливість прогнозувати безаварійну роботу елемента з клеєної деревини в такому режимі завантажень до кінця запроєктованого терміну експлуатації.

Робота за режиму $(0,2-0,6)M_{\max}$. Розглянемо роботу балки з клеєної деревини за режиму роботи повторним навантаженням $(0,2-0,6)M_{\max}$, які дещо перевищують граничні навантаження експлуатації (рис. 6.22).

На нижньому рівні навантажень за $M = 0,2M_{\max}$ приріст напружень в найвіддаленіших шарах стиснутої зони елемента з клеєної деревини за п'ятсот циклів прикладення повторних навантажень значний, і зріс майже на 31,3%.

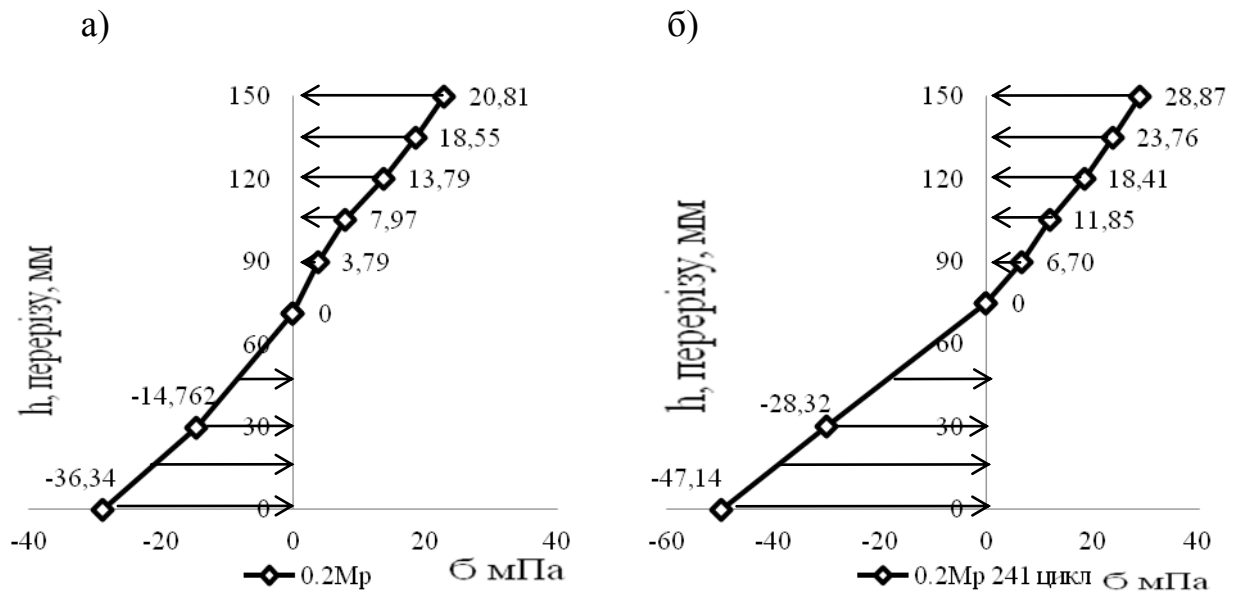


Рис. 6.22 – Трансформація епюр напружень стиснутої та розтягнутої деревини за дії циклового навантаження балки з клеєної деревини в зоні чистого згину з режимом роботи $(0,2-0,6) M_{\max}$ на рівні навантажень $M = 0,2M_{\max}$
 а – на першому циклі; б – на п'ятисотому циклі

В найбільш віддалених шарах розтягнутої зони на нижньому рівні напруження також збільшилися, за період прикладення 500 циклів повторних навантажень, на 30,3%.

Трансформація напружень стиснутої та розтягнутої деревини в шарах розрахункового поперечного перерізу за малоциклового навантаження дощатоклеєної балки в зоні чистого згину за рівня зовнішніх навантажень $M = 0,6M_{\max}$ на першому та п'ятсотому циклах завантаження показано на рис. 6.23.

На верхньому рівні навантажень за $M = 0,6M_{\max}$ приріст напружень в найвіддаленіших шарах стиснутої зони елемента з клеєної деревини за п'ятсот циклів прикладення повторних навантажень значний, і зріс майже на 13% (див. рис.6.23).

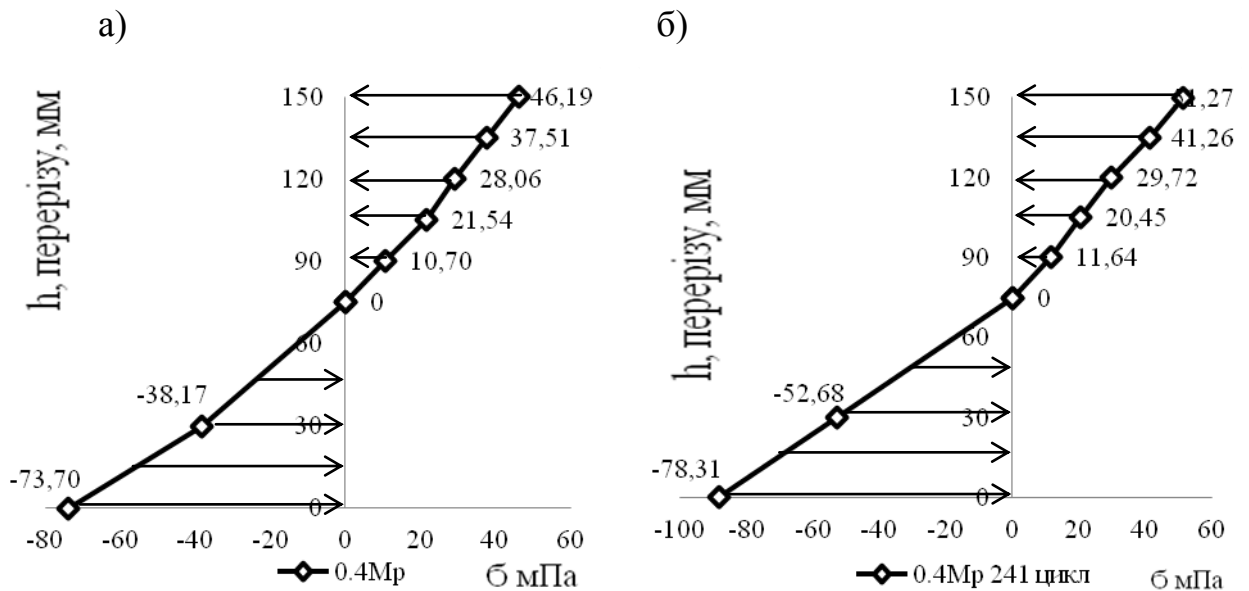


Рис. 6.23 – Трансформація епюр напружень стиснутої та розтягнутої деревини після малоциклової роботи дощатоклеєної балки в зоні чистого згину з режимом навантажень $(0,2-0,6)M_{\max}$ за рівня $M = 0,6M_{\max}$
 а – на першому циклі завантаження; б – на п'ятисотому циклі

Але в той же час, суттєво зросли напруження в шарах по висоті всієї стиснутої зони зі збільшенням коефіцієнта повноти епюри. Розподіл же напружень в розтягнутій зоні елемента має прямолінійний характер, і за п'ятсот циклів в найбільш віддаленому шарі розтягнутої деревини напруження зросли на 13,1%. За дії таких навантажень елемент працює, відповідаючи II стадії напружено-деформованого стану роботи. За п'ятсот циклів матеріал ще не вичерпав запас міцності, а балка з клеєної деревини за таких умов може працювати ще певний період часу.

Робота за режиму $(0,2-0,8)M_{\max}$. Напруження, які виникають в різних шарах стиснутої та розтягнутої зон розрахункового поперечного перерізу балки з клеєної деревини за навантажень $M = 0,2M_{\max}$ при дії малоциклового навантаження в зоні чистого згину з режимом роботи $(0,2-0,8)M_p$ на першому та десятому циклах завантаження, приведено на рис. 6.24.

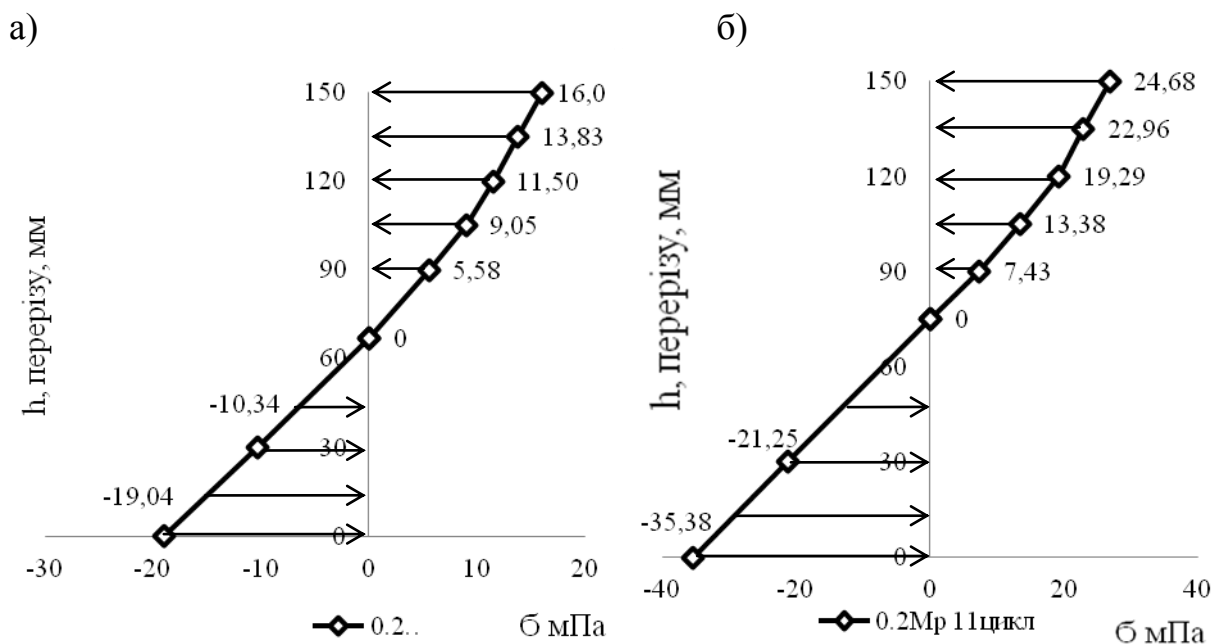


Рис. 6.24 – Трансформація напружень в стиснутій та розтягнутій деревині після дії повторного навантаження в зоні чистого згину дощатоклеєної балки з режимом роботи $(0,2-0,8) M_{\max}$ за рівня навантажень $M = 0,2 M_{\max}$
 а) – на першому циклі; б) – на десятому циклі

Порівняння розподілу напружень, що виникли по висоті розрахункового поперечного перерізу в елементі, проводимо для першого та десятого циклу малоциклового завантаження, так як балки за такого режиму роботи руйнувалися на перших двадцяти циклах завантаження.

Отримані значення напружень в розтягнутій та стиснутій зонах розрахункового поперечного перерізу деревини визначені за значеннями відносних деформацій отриманих за датчиками, які, як зазначалося раніше, були розміщені по периметру елемента. За всіх рівнів навантажень згину роботи балки з клеєної деревини з режимом роботи $M = 0,8 M_{\max}$ найбільші напруження розтягу, як і в попередніх балках, спостерігалися в найбільш віддаленому шарі розтягнутої зони елемента. В цих шарах розтягнутої зони на нижньому рівні завантаження $M = 0,2 M_{\max}$ за період прикладення 10 циклів повторних навантажень напруження збільшилося на 85,8%.

Приріст значень напружень деревини в найбільш віддалених шарах стиснутої зони від нейтральної площини в зоні чистого згину балки між цими циклами значний, і становить 54,3 %. За максимального рівня навантаження $M = 0,8M_{max}$ відносні напруження стиснутої зони на першому циклі випробування найбільш віддаленого шару становили $\sigma_{c,d,1}=46,77\text{МПа}$ (див. рис.6.25,а). Форма епюри напружень стиснутої зони близька до трикутної з невеликим викривленням як на першому так і на десятому циклі завантаження.

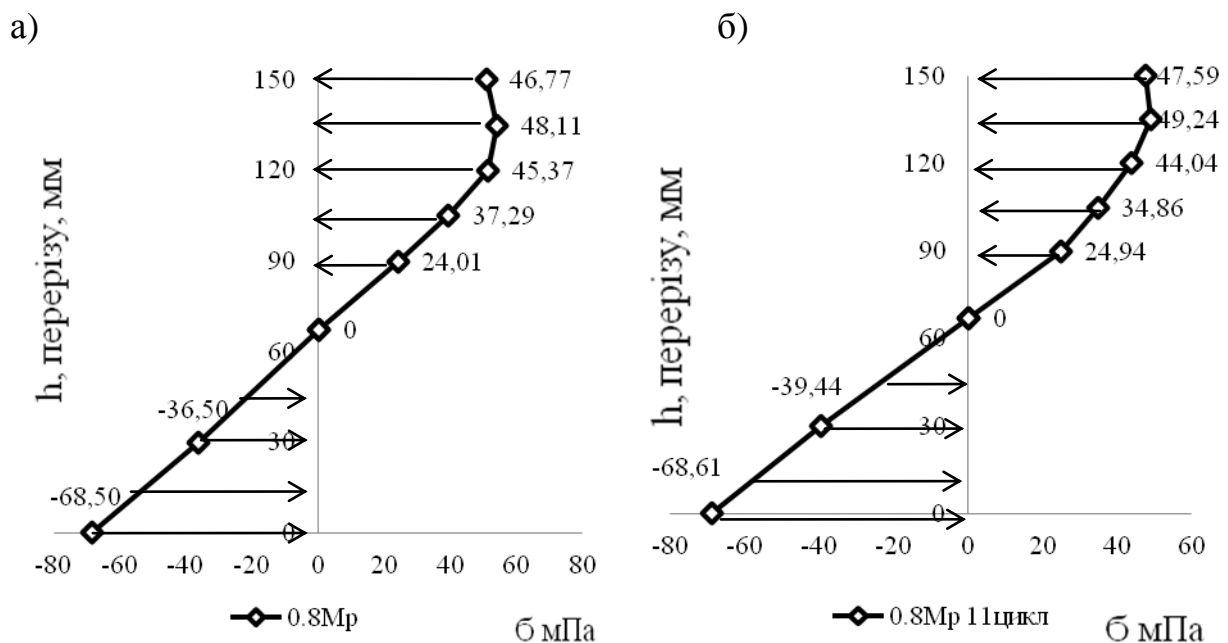


Рис.6.25 – Пошаровий розподіл напружень в стиснутій та розтягнутій зоні дощатоклеєної балки в перерізі чистого згину з режимом роботи $(0,2-0,8)M_{max}$ за рівня навантажень $M = 0,8M_{max}$

а – на першому циклі; б – одинадцятому циклі

Відповідно напруження в цьому шарі стиснутої зони для десятого циклу завантаження склали $\sigma_{c,d,10}=47,59\text{МПа}$ (рис.6.25,б). Приріст напружень стиснутої деревини в цьому шарі між циклами становить 1,8%. В той же час максимальні напруження виникли нижче цього шару, і на десятому циклі вони зросли на 2,4% та становили $\sigma_{c,d,max,10}=49,24\text{МПа}$.

На першому циклі завантаження за режиму $M = 0,8M_{max}$ балка працює вже на III стадії напружено-деформованого стану. Виникає змінання найбільш

віддалених волокон та утворюються складки зминання в деревині стиснутої зони в розрахунковому поперечному перерізі, частина шарів деревини втрачає початкову щільність та переходить в закритичну зону роботи деревини. Проходить перерозподіл напружень по висоті балки, стискаючі зусилля сприймаються ділянкою деревини під складкою та ділянкою деревини, на якій утворилася складка, проходить поступове значне зростання деформацій стиснутої зони. На всіх подальших циклах завантаження-розвантаження проходить подальший перерозподіл напружень по висоті стиснутої зони елементів з клеєної деревини, іде зростання відносних деформацій, як в стиснутій, так і в розтягнутій зонах, з поцикловим розвитком глибини складки. Такий режим роботи елемента з клеєної деревини призводить до руйнування на одному з циклів прикладання зовнішнього навантаження крайніх волокон деревини розтягнутої зони в розрахунковому поперечному перерізі.

6.4. Вплив повторних навантажень на розподіл напружень в в балках з клеєної деревини за роботи на косий поперечний згин

Дослідження напруженого стану балок з клеєної деревини також проводимо порівнянням напружень найбільш віддалених шарів деревини стиснутої та розтягнутої зон балок в зоні чистого косоного згину елемента за кутів нахилу в 10^0 та 25^0 . Використовуємо методику визначення напружено-деформованого стану поперечних перерізів з використанням повних діаграм деформування деревини за стиску за допомогою функцій: на першому циклі – (2.4), на другому – n-му циклах – (3.14). Залежність між деформаціями і напруженнями деревини в розтягнутій зоні приймаємо лінійною аж до руйнування елемента і виражаємо функцією (2.7).

Балки за режиму роботи $(0,2 - 0,4)M_{max}$ за косоного поперечного згину з кутом нахилу 10^0 . Балка з клеєної деревини БДК $10^0 (0,2-0,4)$ випробовувалась в режимі малоциклових навантажень $(0,2 - 0,4)M_{max}$, тобто елемент працював в діапазоні навантажень, які створювали режими роботи від $0,2M_{max}$ до $0,4M_{max}$, за

приросту моменту на кожній ступені прикладення навантаження $\Delta M=0,45\text{кН}\cdot\text{м}$ на кожному циклі завантаження-розвантаження. На нижньому рівні малоциклової роботи за косоного згину згинаючий момент становив $3,44\text{кНм}$, а на верхньому – $6,88\text{кНм}$.

Дослідження напруженого стану балки проводимо порівнянням напружень найбільш віддалених шарів деревини в розрахунковому поперечному перерізі стиснутої зони балок. На нижньому рівні повторних навантажень $0,2M_{\text{max}}$ роботи балки з клеєної деревини найбільші напруження розтягу спостерігалися в найбільш віддаленому шарі розтягнутої зони елемента, а значення можна встановити з рис.6.26. Порівняння проводимо для першого та тридцятого циклу малоциклового завантаження. Максимальні напруження розтягнутої зони протягом тридцяти циклів зросли на $3,02\%$.

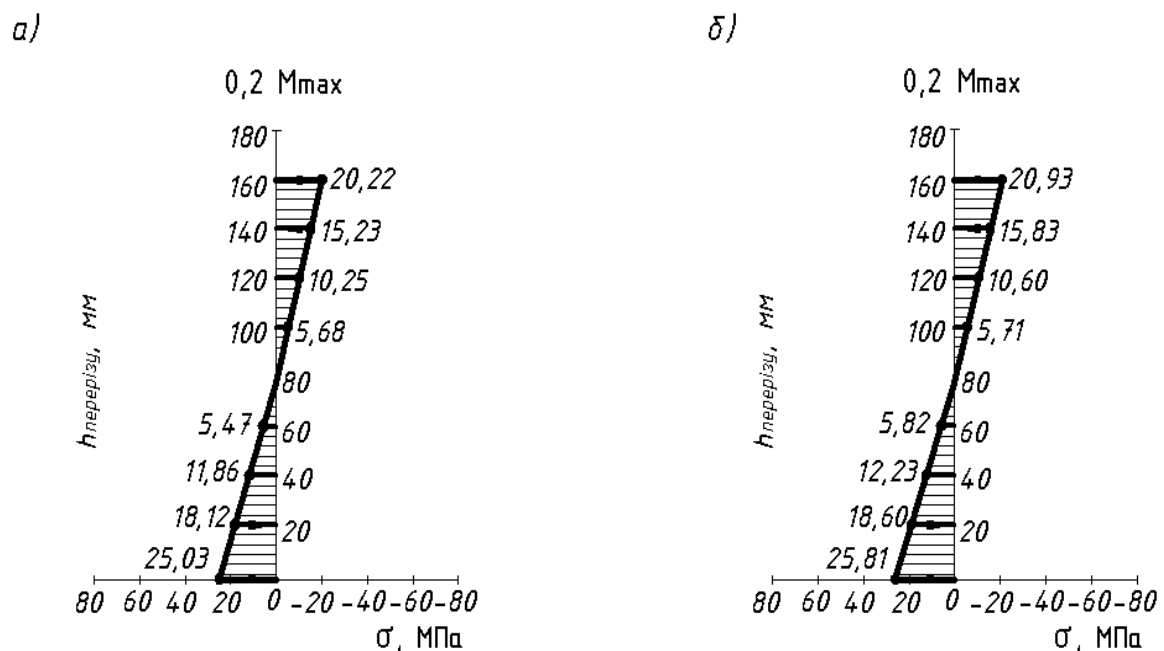


Рис. 6.26 – Трансформація усереднених напружень стиснутої та розтягнутої зони балки з клеєної деревини БДК 10° (0,2-0,4) за малоциклових навантажень в зоні чистого згину за тридцять циклів на нижньому рівні навантаження

$$M = 0,2M_{\text{max}}$$

а – на першому циклі; б – на тридцятому циклі

Максимальні напруження стиснутої зони протягом тридцяти циклів також зросли на 3,4%. За тридцять циклів спостерігається незначний приріст напружень. Форма епюри стиснутої зони близька до трикутної. Це говорить про те, що дощатоклеєна балка БДК 10° (0,2-0,4) знаходиться на II стадії напружено-деформованого стану.

Розвиток напружень дощатоклеєної балки БДК 10° (0,2-0,4) на верхньому рівні навантаження $0,4M_{max}$ за тридцять циклів прикладання навантажень наведено на рис 6.27.

Максимальні напруження розтягнутої зони в поперечному перерізі цього елемента за тридцять циклів прикладання навантажень зросли всього на 0,54 %, а стиснутої зони - на 0,35%. Епюра напружень стиснутої зони в розрахунковому поперечному перерізі набула більшої криволінійності в порівнянні з рівнем навантаження $0,2M_{max}$, а максимальні напруження знаходяться в найбільш віддалених шарах деревини від нейтральної лінії елемента.

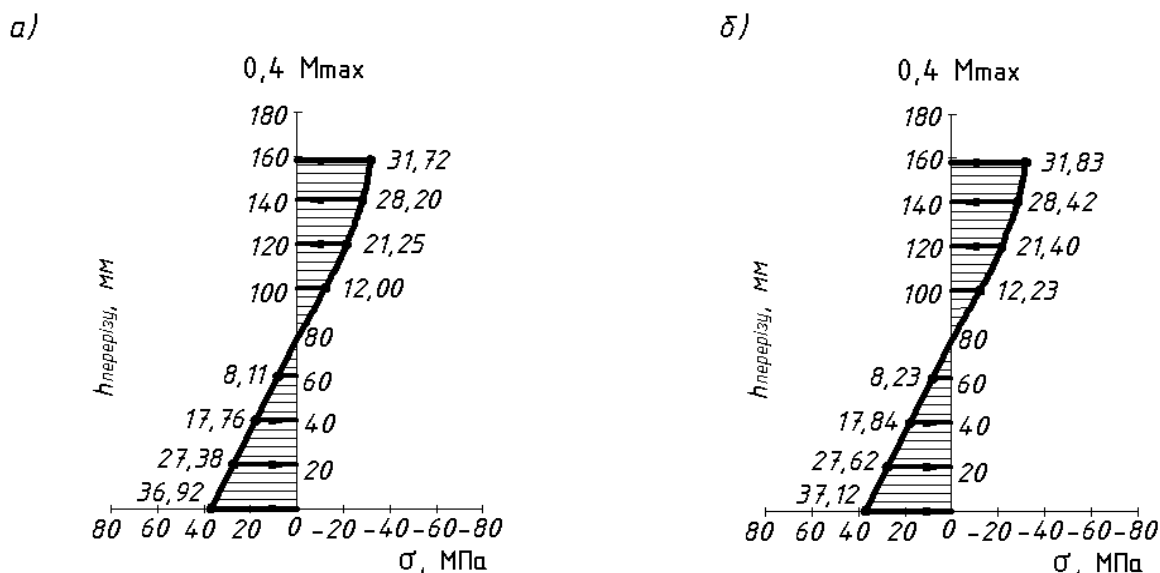


Рис. 6.27 – Трансформація усереднених напружень стиснутої та розтягнутої зони балки з клеєної деревини БДК 10° (0,2-0,4) за малоциклових навантажень в зоні чистого згину за тридцять циклів на нижньому рівні навантаження

$$M = 0,4M_{max}$$

а – на першому циклі; б – на тридцятому циклі

Приріст максимальних напружень, як в стиснутій, так і в розтягнутій зонах, за тридцять циклів прикладення повторних навантажень незначний, і не перевищує 1%.

Величини максимальних напружень та форма епюри напружень говорить про те, що елемент з клеєної деревини за повторних навантажень на рівні завантаження $M = 0,4M_{max}$ знаходиться в II стадії напружено – деформованого стану.

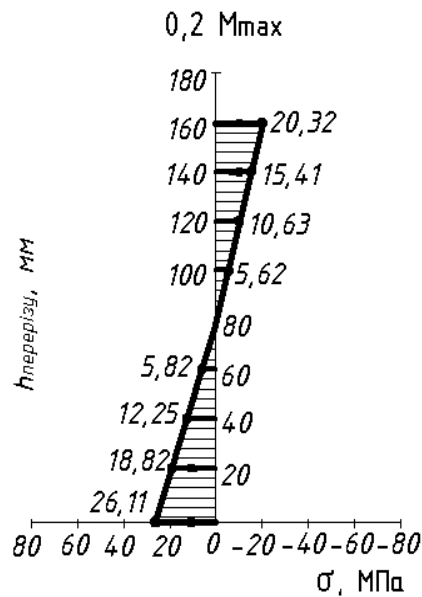
Балки за режиму роботи $(0,2 - 0,6)M_{max}$ за косою поперечного згину з кутом нахилу 10° . Балка з клеєної деревини БДК $10^\circ (0,2-0,6)$ випробовувались в режимі малоциклових навантажень $(0,2 - 0,6)M_{max}$.

Навантаження-розвантаження прикладалися ступенями за приросту моменту на кожній ступені прикладення навантаження $\Delta M = 0,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$ на кожному циклі.

На нижньому рівні згинаючий момент становив 3,44 кНм, а на верхньому – 10,32 кНм. Розвиток напружень дощатоклеєної балки БДК $10^\circ (0,2-0,6)$ на нижньому рівні навантаження $M = 0,2M_{max}$ за п'ятсот циклів прикладення навантажень наведено на рис 6.28.

За п'ятсот циклів прикладання повторних навантажень максимальні напруження деревини в найбільш віддалених шарах розрахункового поперечного перерізу стиснутої зони на нижньому рівні навантажень практично не змінилися. В той же час максимальні напруження в найбільш віддалених шарах розтягнутої зони розрахункового перерізу елемента з деревини збільшилися на 8,8%. Форма епюри напружень в розтягнутій зоні трикутна. В стиснутій зоні за п'ятсот циклів форма епюри напружень практично не змінилася, і вона близька до трикутної. Дощатоклеєна балка БДК $10^\circ (0,2-0,6)$ за режиму $M = 0,2M_{max}$ знаходиться в II групі напружено-деформованого стану.

а)



б)

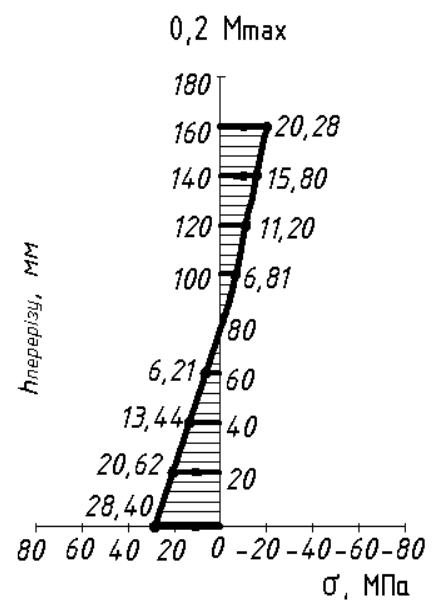


Рис. 6.28 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК 10° (0,2-0,6) за малоциклових навантажень режиму роботи (0,2 – 0,6) M_{max} в зоні чистого згину на нижньому рівні навантаження

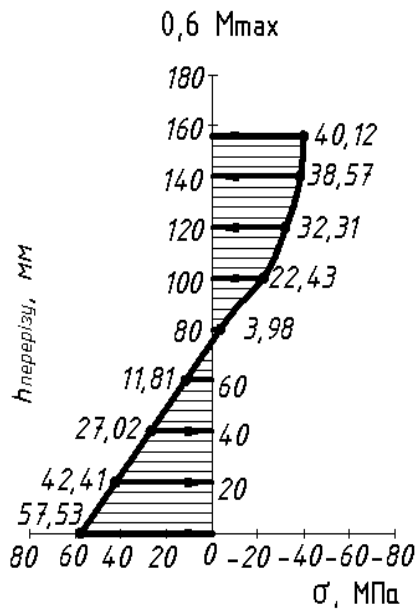
$$M = 0,2M_{max}$$

а – на першому циклі; б – на п'ятисотому циклі

За п'ятсот циклів прикладання навантажень на верхньому рівні повторних навантажень максимальні напруження деревини весь час знаходяться в найбільш віддалених шарах розрахункового поперечного перерізу стиснутої зони, і збільшилися на 3,6% (рис.6.29).

В розтягнутій зоні розрахункового перерізу за рівня навантажень (0,2 – 0,6) M_{max} максимальні напруження знаходяться в найбільш віддалених шарах деревини, і за п'ятсот циклів вони зросли на 4,1%. Форма епюри напружень – трикутна. Виходячи з форми епюри стиснутої зони та розташування максимальних напружень, можна зробити висновок, що балка БДК 10° (0,2-0,6) за режиму $M = 0,6M_{max}$ знаходиться на II стадії напружено-деформованого стану.

а)



б)

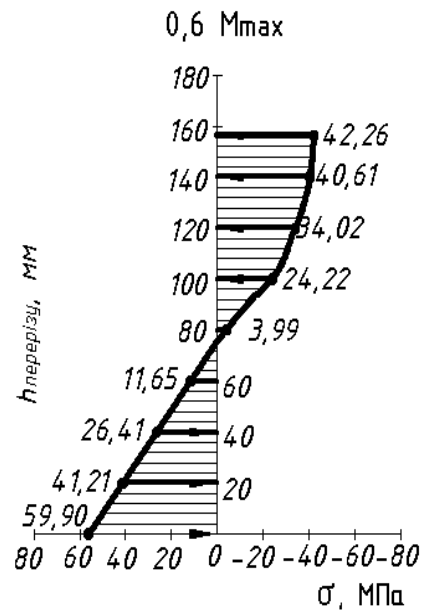


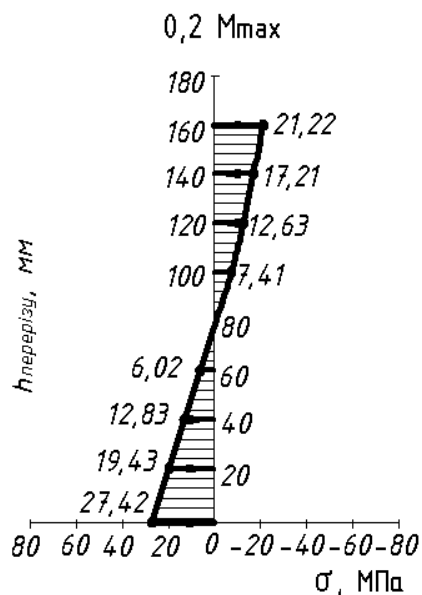
Рис. 6.29 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК 10° (0,2-0,6) після малоциклових навантажень та режиму роботи (0,2-0,6) M_{max} в зоні чистого згину на верхньому рівні навантаження

$$M = 0,6M_{max}$$

а – на першому циклі; б – на п'ятисотому циклі

Балки за режиму роботи (0,2-0,8) M_{max} за кута нахилу 10° . Максимальні напруження стиснутої зони балки БДК 10° (0,2-0,8) за нижнього рівня навантаження $M = 0,2M_{max}$ спостерігалися у найбільш віддалених шарах деревини розрахункового поперечного перерізу та становили на першому циклі $\sigma_{c,d,max,1} = 21,22 \text{ МПа}$, на двісті п'ятдесятому циклі - $\sigma_{c,d,max,250} = 22,42 \text{ МПа}$ (рис.6.30). Вони зросли за двісті п'ятдесят циклів на 5,35%. Приріст напружень розтягнутої зони протягом всіх двісті п'ятдесяти циклів навантаження-розвантаження становили 3,82%.

а)



б)

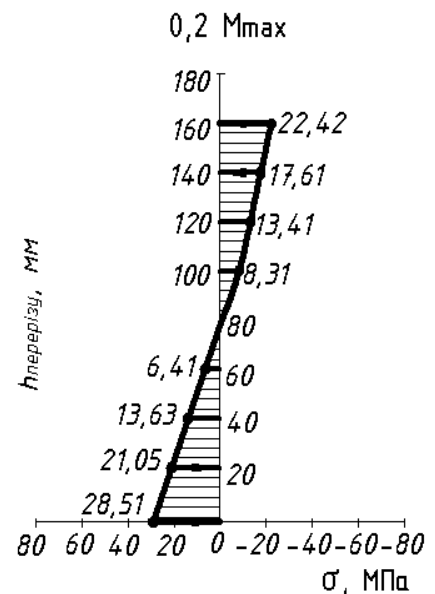


Рис. 6.30– Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК (0,2–0,8) 10° за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на нижньому рівні навантаження $M = 0,2M_{max}$

а – на першому циклі; б – на двісті п'ятдесятому циклі

Максимальні напруження розтягнутої зони балки БДК (0,2–0,8) 10° за нижнього рівня навантаження $M = 0,8M_{max}$ спостерігалися у найбільш віддалених шарах деревини розрахункового поперечного перерізу та становили на першому циклі $\sigma_{t,d,max,1} = 73,13 \text{ МПа}$, на двісті п'ятдесятому циклі - $\sigma_{t,d,max,250} = 75,33 \text{ МПа}$ (рис.6.31).

Епюра стиснутої зони за даного рівня навантаження має ще більш криволінійний характер з максимальними напруженнями не в найбільш віддаленому від нейтральної лінії волокні, а на висоті перерізу на 20 мм нижче найбільш віддаленого волокна. Спостерігалось незначне збільшення максимальних напружень в стиснутій зоні розрахункового перерізу за двісті п'ятдесят циклів прикладення навантаження на 0,43%. Така форма та розташування напружень в

стиснутій зоні свідчить про утворення складки в цій зоні, а робота дощатоклеєної балки відповідає III стадії напружено-деформованого стану.

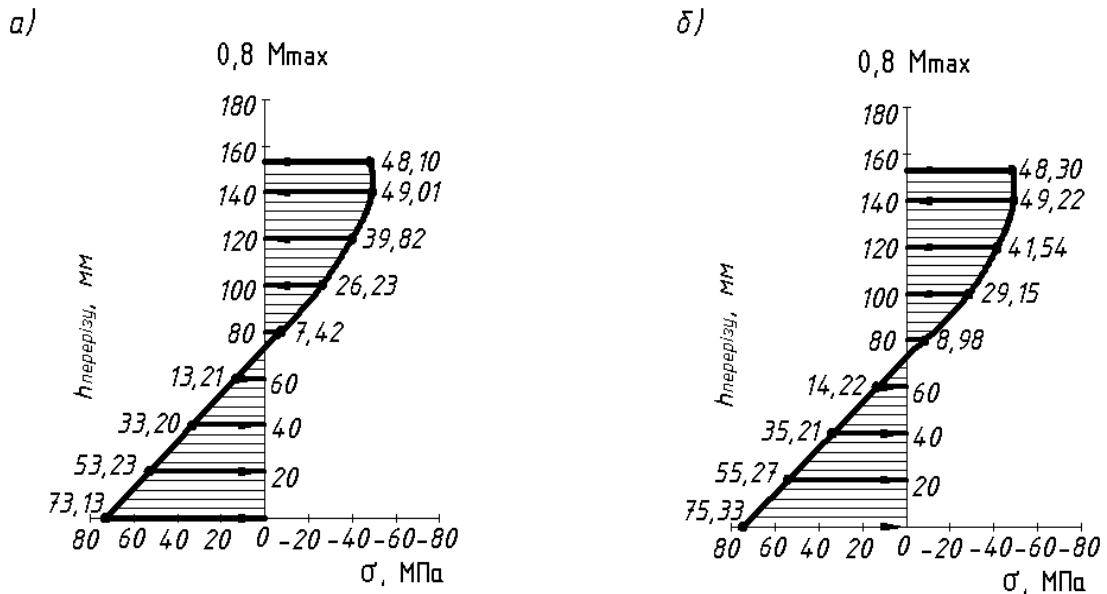


Рис . 6.31 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК (0,2 – 0,8) 10° за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на

верхньому рівні навантаження за $M = 0,8M_{max}$

а – на першому циклі; б – на двісті п'ятдесятому циклі

Балки за режиму роботи $(0,2 - 0,4)M_{max}$ та кута нахилу 25°. Балка з клеєної деревини БДК 25°(0,2-0,4) випробовувалась в режимі малоциклових навантажень $(0,2 - 0,4)M_{max}$. Згинальний елемент працював в діапазоні навантажень, які створювались за режиму роботи від $M = 0,2M_{max} = 3,54кНм$ до $M = 0,4M_{max} = 7,08кНм$, за приросту моменту на кожній ступені прикладення навантаження $\Delta M = 0,45кН \cdot м$ на циклах завантаження-розвантаження. Зміну напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК 25°(0,2-0,4) за двадцять циклів малоциклових навантажень в зоні чистого згину на нижньому рівні навантаження $M = 0,2M_{max}$ наведено на рис.6.32.

На нижньому рівні повторних навантажень $M = 0,2M_{max}$ роботи балки з клеєної деревини найбільші напруження розтягу спостерігаються в найбільш

віддаленому шарі розтягнутої зони елемента. Вони за двадцять циклів прикладення навантажень зросли лише на 0,3%.

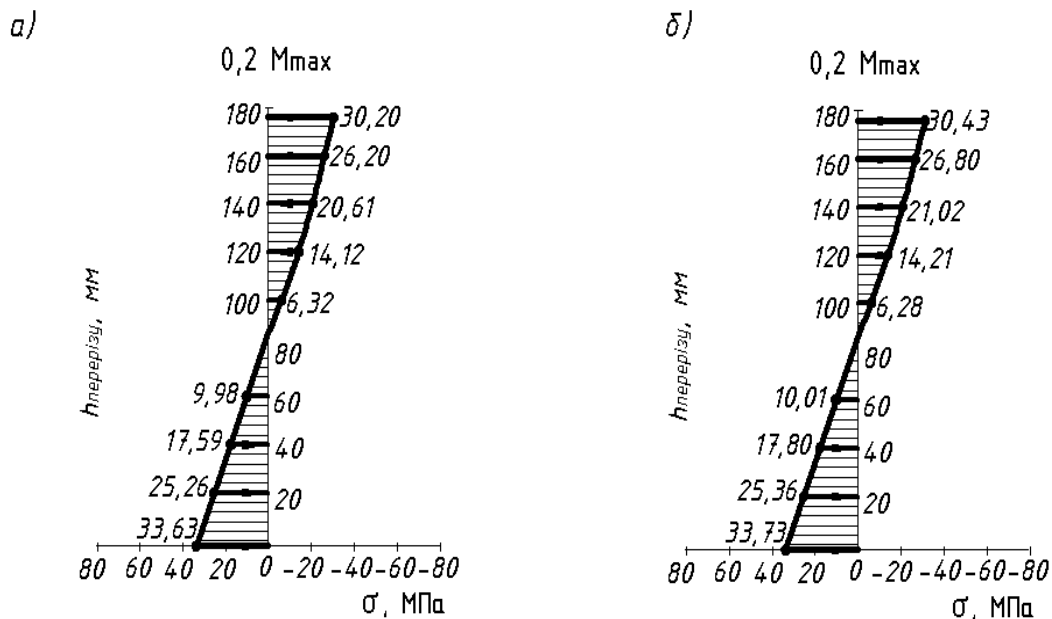


Рис. 6.32 – Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК 25°(0,2-0,4) за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на нижньому рівні навантаження $M = 0,2M_{max}$
 а – на першому циклі; б – на двадцятому циклі

Форма епюри напружень розтягнутої зони – трикутна. В стиснутій зоні найбільші напруження стиску спостерігалися в найбільш віддаленому шарі деревини стиснутої зони елемента. Вони за двадцять циклів прикладення навантажень зросли також незначно на 0,8%. Форма епюри стискаючих напружень має невелику кривизну, вона близька до трикутної. За таких умов роботи балка знаходиться в II стадії напружено-деформованого стану.

Трансформацію напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК 25°(0,2-0,4) за двадцять циклів малоциклових навантажень в зоні чистого згину в розрахунковому поперечному перерізі на верхньому рівні навантаження за $M = 0,4M_{max}$ наведено на рис.6.33.

Як на нижньому рівні, так і на верхньому рівні прикладання повторних навантажень при $M = 0,4M_{max}$ роботи балки з клеєної деревини найбільші

напруження розтягу спостерігалися в найбільш віддалених шарах розтягнутої зони елемента, вони зросли лише на 0,6%.

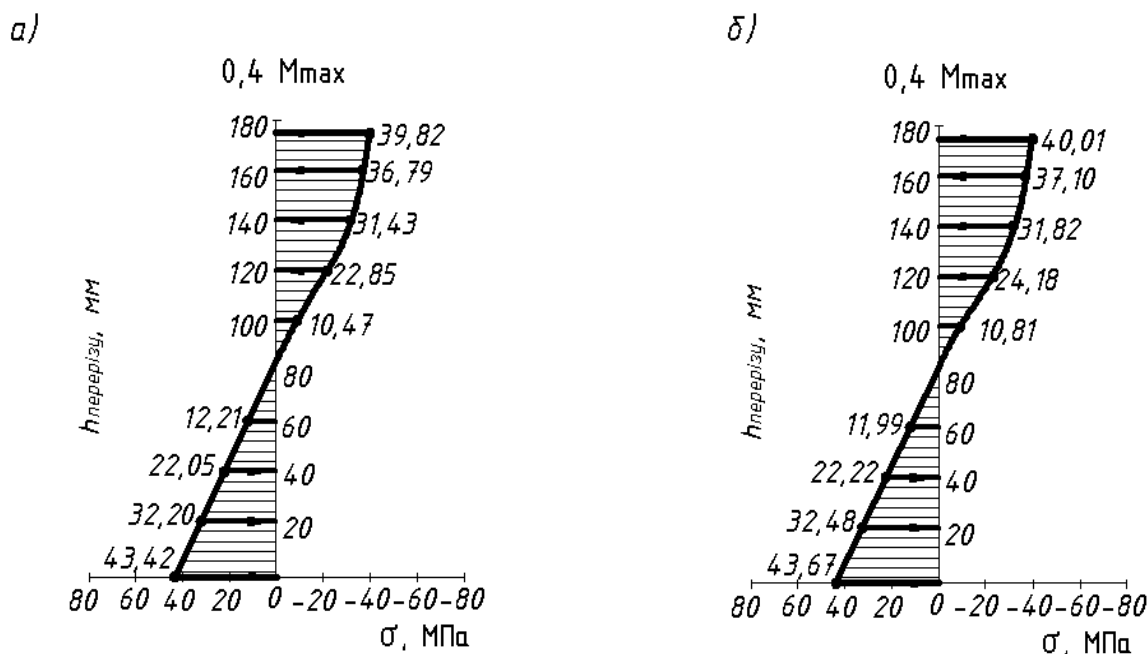


Рис. 6.33 – Зміна напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК 25° (0,2-0,4) за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на верхньому рівні навантаження $M = 0,4M_{max}$
а – на першому циклі; б – на двадцятому циклі

Максимальні напруження стиснутої зони балки з клеєної деревини БДК 25° (0,2-0,4) за верхнього рівня навантаження $M = 0,4M_{max}$ спостерігалися також у найбільш віддалених шарах деревини розрахункового поперечного перерізу та становили на першому циклі $\sigma_{c,d,max,1} = 39,89 МПа$, на двадцятому циклі $\sigma_{c,d,max,20} = 40,01 МПа$ (рис.6.33). Вони за двадцять циклів зросли лише на 0,5%.

Величини максимальних напружень та форма епюр напружень говорять про те, що елемент з клеєної деревини за повторних навантажень на рівні завантаження $M = 0,4M_{max}$ знаходиться в II стадії напружено-деформованого стану.

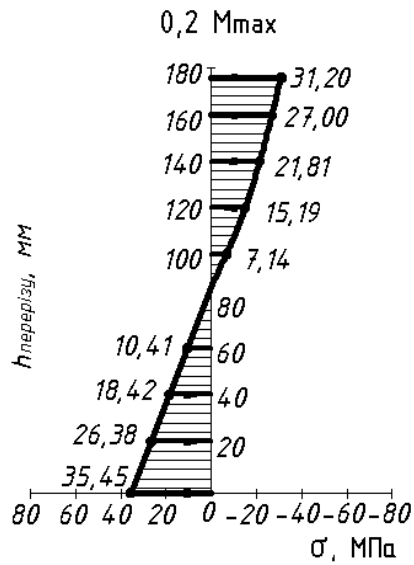
Балки за режиму роботи $(0,2-0,6)M_{max}$ та кута нахилу 25° . Доштоклеєна балка з клеєної деревини БДК $25^\circ(0,2-0,6)$ випробовувалась в режимі малоциклових навантажень $(0,2-0,6)M_{max}$. Згинальний елемент працював в діапазоні навантажень, які створювались для режиму малоциклової роботи від $M = 0,2M_{max} = 3,54кНм$ до $M = 0,6M_{max} = 10,62кНм$.

За отриманими експериментальними даними пошарових відносних деформацій по висоті поперечного розрахункового перерізу елемента з клеєної деревини в зоні чистого згину для балки БДК $25^\circ(0,2-0,6)$ були побудовані епюри напружень шарів деревини стиснутої зони за формулою (3.1) та розтягнутої зони згинального елемента, враховуючи лінійний зв'язок між напруженням і деформаціями. Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони доштоклеєної балки БДК $25^\circ(0,2-0,6)$ за двісті циклів малоциклових навантажень в зоні чистого згину в розрахунковому поперечному перерізі на нижньому рівні навантаження за $M = 0,2M_{max}$ наведено на рис.6.34. Як видно з рисунка, максимальні напруження стиснутої зони за двісті циклів прикладення навантаження зросли всього на 1 МПа, або на 3%. І вони знаходяться в найбільш віддаленому від нейтральної лінії волокні. За двісті циклів прикладання навантаження характер епюри напружень цієї зони не змінився, тобто він був криволінійним (близький до трикутного).

В розтягнутій зоні за навантажень в нижньому рівні $M = 0,2M_{max}$ максимальні напруження збільшилися за двісті циклів повторних навантажень лише на 2%.

На верхньому рівні за навантажень $M = 0,6M_{max}$ розвиток напружень в розрахунковому поперечному перерізі доштоклеєної балки БДК $25^\circ(0,2-0,6)$ за двісті циклів малоциклового навантаження-розвантаження представлено на рис.6.35.

а)



б)

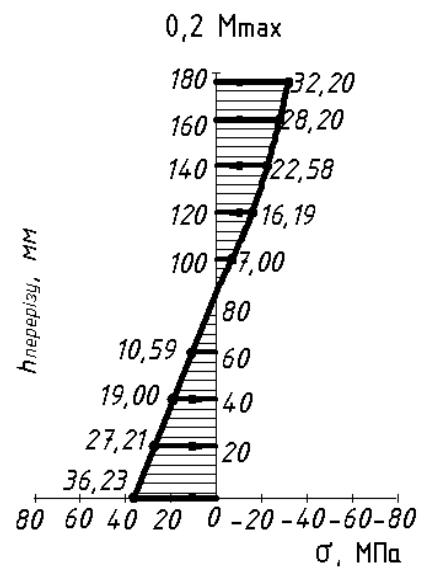
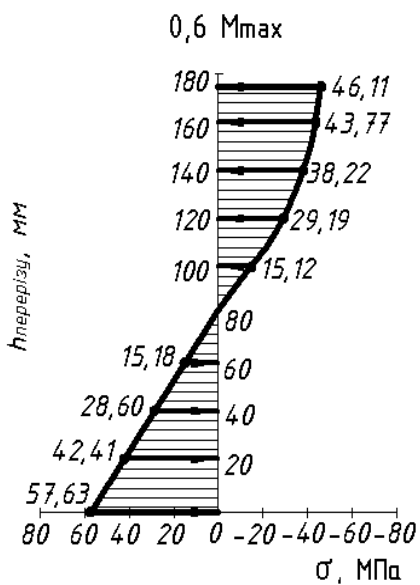


Рис. 6.34 –Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК 25° (0,2-0,6) за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на нижньому рівні навантаження $M = 0,2 M_{max}$

а – на першому циклі; б – на двохсотому циклі.

а)



б)

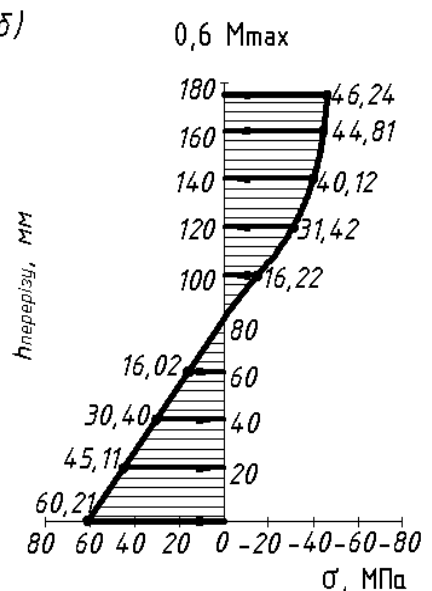


Рис. 6.35 –Розвиток напружень стиснутої та розтягнутої зони дощатоклеєної балки БДК 25° (0,2-0,6) за малоциклових навантажень в зоні чистого згину на верхньому рівні навантаження $M = 0,6 M_{max}$

а – на першому циклі; б – на двохсотому циклі.

За навантажень в верхньому рівні $M = 0,6M_{max}$ максимальні напруження стиску в розрахунковому поперечному перерізі збільшилися за двісті циклів повторних навантажень на 3%, і вони знаходилися в найбільш віддалених шарах стиснутої зони. Форма епюри стиснутої зони має криволінійний характер.

Максимальні напруження розтягнутої зони в найбільш віддаленому волокні розрахункового поперечного перерізу зросли, за двісті циклів повторних навантажень, на 4%. Спираючись на те, що за весь період роботи приріст напружень був невеликим, то можна констатувати, що дощатоклеєна балка БДК 25°(0,2-0,6) на верхньому рівні завантаження $M = 0,6M_{max}$ від першого до двохсотого циклу роботи знаходилася в II стадії напружено-деформованого стану.

6.5. Основні результати та висновки по розділу

1. Запропонована удосконалена методика визначення напружено-деформованого стану поперечних перерізів з використанням повних діаграм деформування деревини за стиску дозволила розв'язувати задачі з розрахунку елементів з деревини за будь-якого стиску чи згину не тільки в граничних, але й на проміжних стадіях в режимі роботи за одноразових статичних та малоциклових змінних навантажень.

2. Встановлено величини напружень та форми епюри напружень в поперечному перерізі балок з цільної та клеєної деревини, які знаходяться в умовах прямого та косоного поперечного згину на різних рівнях завантаження.

3. Проведений аналіз трансформації напружень в стиснутій та розтягнутих зонах поперечного перерізу балки в умовах поперечного згину за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень. Встановлено, що руйнування балок з цільної і клеєної деревини розпочинається з утворення складки в стиснутій частині розрахункового поперечного перерізу зони чистого згину, після чого

відбувається руйнування крайніх волокон деревини в розтягнутій частині цього перерізу. Тріщина з крайніх волокон (дошки) поширюється на верхні шари балки з деревини, що призводить до руйнування зразка в цілому. Утворення складки в стиснутій зоні балки на епюрах напружень підтверджується деяким зменшенням величин напружень в найбільш віддалених від нейтральної лінії волокнах деревини.

4. Аналіз характеру роботи, форми епюр напружень та їх величини показують, що за рівнів навантажень $0,2M_{max}$, $0,4M_{max}$ та $0,6M_{max}$ балки з цільної та клеєної деревини за прямого та косоного поперечного згину працюють в другій стадії напружено-деформованого стану. За рівня навантаження вище $0,6M_{max}$ балки з деревини працюють в III стадії, яка характеризується утворенням складки в стиснутій зоні.

5. Чинні норми багатьох держав, в тому числі і України, при розрахунку балок з деревини, які знаходяться в умовах роботи за прямого чи косоного згину, не враховують реальну роботу таких елементів, зокрема утворення складки в стиснутій зоні розрахункового поперечного перерізу, що не дає повного уявлення про характер та особливості їх роботи.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [50, 57, 66, 67, 74, 75, 79, 80, 235, 237]

РОЗДІЛ 7

УДОСКОНАЛЕННЯ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЕЛЕМЕНТІВ З ДЕРЕВИНИ

В розділі вирішується задача визначення повної несучої здатності (міцності) нормального розрахункового поперечного перерізу елементів з суцільної чи клеєної деревини, які працюють за прямого чи косоного поперечного згину, з урахуванням реальних діаграм механічного стану деревини. Розв'язок даної задачі - це отримання формул для встановлення основних параметрів напружено-деформованого стану в розрахунковому поперечному перерізі за розрахунковою схемою, яка здійснюється за допомогою деформаційно-силової моделі.

7.1. Розрахунок нормальних перерізів балок з деревини за дії одноразових поперечних навантажень на основі деформаційної моделі

7.1.1. Розрахунок нормальних перерізів балок з деревини за дії одноразових навантажень при роботі на прямий поперечний згин

У розглянутих методах розрахунку, що проаналізовані в розділі 1, як правило, не враховується пластична робота матеріалу та наявність спадної вітки за деформування деревини на стиск. Це є певним важливим резервом в роботі конструкції. Звичайно, використовувати роботу деревини по всій довжині спадної вітки за значних деформацій при стиску не є доцільним, але обмежену частину резерву необхідно використати.

Уникнути недоліків, що не давали змоги вирішувати такі задачі, можна шляхом прийняття криволінійної епюри напружень у деревині стиснутої зони, що в більшій мірі відповідає дійсній роботі поперечних перерізів. Треба також зазначити, що прийняті в нормах трикутні епюри напружень у стиснутій та

розтягнутій зонах дають можливість розглядати напружено-деформований стан перерізу тільки в граничному стані, і не дають можливість прослідкувати його зміни на різних стадіях навантаження елемента.

Надійність експериментальних даних за діаграмами деформування деревини, а також за дії градієнта деформацій та аналітичного апарату встановлення коефіцієнтів поліномів другого степеня разом з трансформацією фізичного стану матеріалу у фізичний стан елемента, дають можливість розробити методіку розрахунку напружено-деформованого стану елементів з деревини при роботі на згин для стиснутої зони прямокутного перерізу.

В основу методіки розрахунку приймаємо такі передумови:

а) розрахунковим є переріз нормальний до повздовжньої осі елемента, в якому в стиснутій зоні утворюється складка;

б) по висоті розрахункового перерізу для середніх деформацій справедлива гіпотеза про лінійний розподіл деформацій;

в) зв'язок між напруженнями і деформаціями розтягнутої деревини приймається у вигляді лінійної залежності;

г) зв'язок між напруженнями і деформаціями стиснутої деревини приймаються у вигляді трансформованої діаграми, що зображена на рис. 7.1 та описується поліномом другого степеня [41, 43].

д) розглядаються елементи з деревини, в яких силові фактори повинні бути прикладені таким чином, щоб не викликати кручення;

е) за розрахункові приймаються характеристичні значення опору деревини в дерев'яному елементі;

є) розрахунок виконуємо за деформаційною моделлю, що враховує приріст деформацій в розрахунковому перерізі;

ж) для стиску деревини приймаємо знак додатній, а для розтягу – від'ємний.

Критерієм втрати несучої здатності перерізу прийнято:

а) руйнування розтягнутої деревини за досягнення найбільш розтягнутим шаром граничних значень деформацій;

б) екстремальний критерій - втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями.

Розглянемо поперечний переріз дерев'яного згинального елемента (див. рис. 7.1).

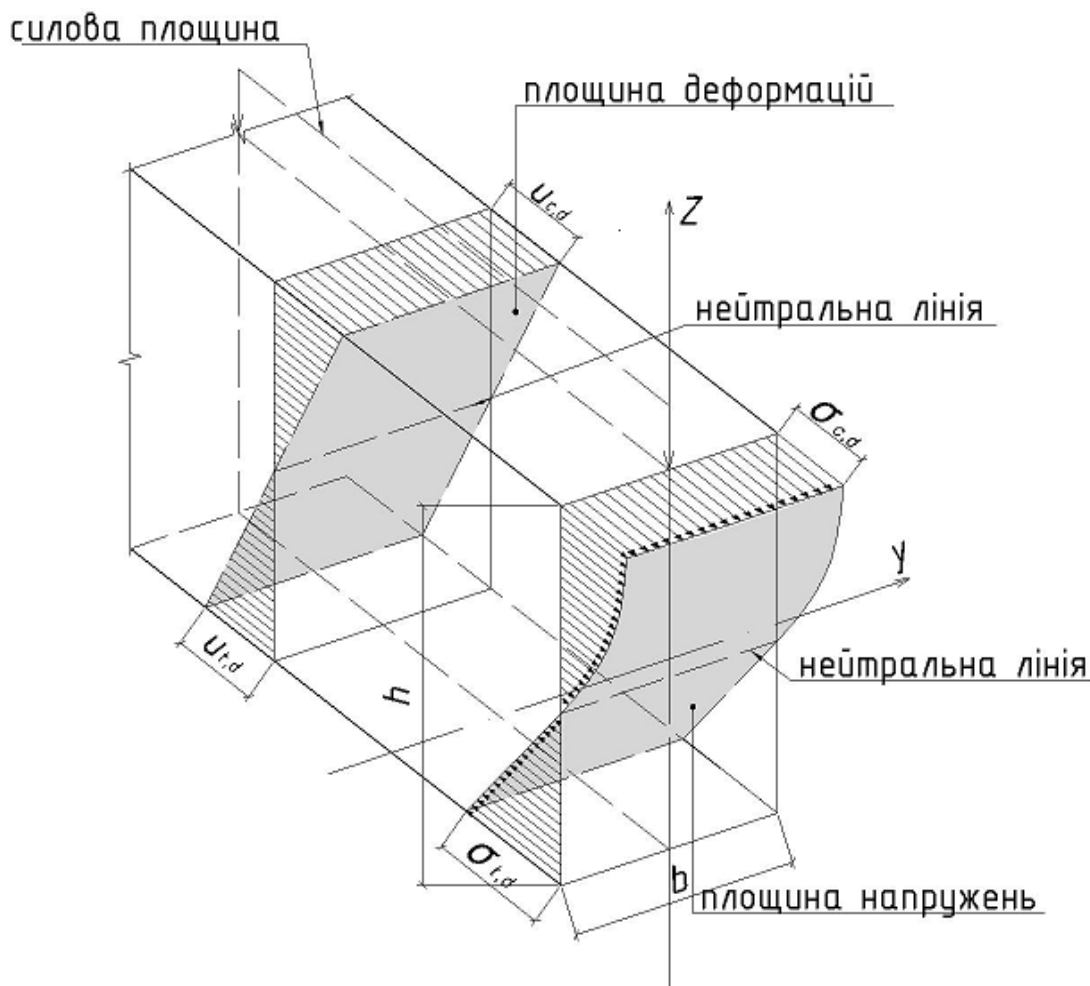


Рис. 7.1– Розподіл деформацій і напружень в розрахунковому поперечному перерізі елемента з деревини за поперечного згину

За фіксованих значень висоти стиснутої зони деревини $z_1 = z_c$ та деформацій крайнього стиснутого волокна деревини при $u_{c,d} = u_{c,d,1}$, деформацій крайнього розтягнутого шару деревини $u_{t,d} = u_{t,d,1}$ рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль в нормальному перерізі мають вигляд (рис. 7.2)

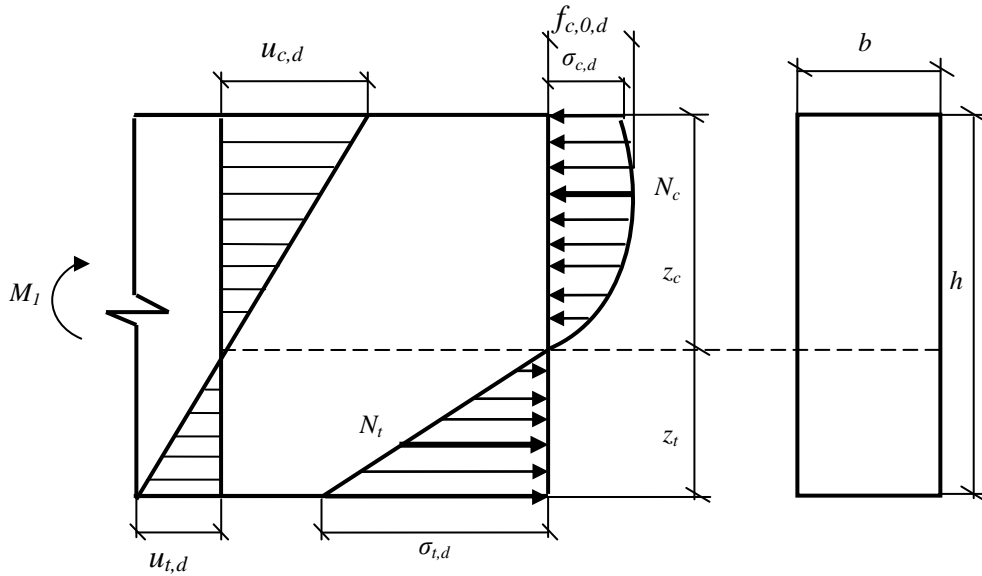


Рис.7.2 – Поперечний переріз, відносні деформації та внутрішні зусилля в прямокутному перерізі з деревини: z_c – висота стиснутої зони елемента; z_t – висота розтягнутої зони елемента; h – висота нормального розрахункового поперечного перерізу елемента; b – ширина розрахункового поперечного перерізу елемента; $u_{c,d}$ – відносні деформації стиску в найбільш віддаленому волокні; $u_{t,d}$ – відносні деформації розтягу в найбільш віддаленому волокні; $f_{c,0,d}$ – розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон; $\sigma_{c,d}$ – напруження стиску в найбільш віддаленому волокні розрахункового поперечного перерізу; $\sigma_{t,d}$ – напруження розтягу в найбільш віддаленому волокні

$$\sum M_{н.л.} = 0; \quad (7.1)$$

$$M_1 = M_{c,d,1} + M_{t,d,1}; \quad (7.2)$$

$$\sum N = 0; \quad (7.3)$$

$$N_{c,d,1} = N_{t,d,1}, \quad (7.4)$$

де M_1 ; $M_{c,d,1}$ і $M_{t,d,1}$ – згинальні моменти відповідно від зовнішнього навантаження, зусиль у стиснутій та розтягнутій деревині;

$N_{c,d,1}$ і $N_{t,d,1}$ – рівнодіючі внутрішніх зусиль у стиснутій та розтягнутій деревині розрахункового поперечного перерізу.

На базі деформацій, що виникли в нормальному перерізі згинального елемента, напруження описуємо різними функціями на трьох різних ділянках висоти перерізу. Перша ділянка - ділянка розтягу, починається від низу елемента до нейтральної лінії; друга ділянка – ділянка стиску, від нейтральної лінії до максимального значення напружень стиску; третя ділянка – це також ділянка стиску, від кінця другої ділянки до верху згинального елемента.

Епюру σ в залежності від u для нормального перерізу дерев'яного згинального елемента виразимо двома функціями на різних ділянках:

- перша функція є прямолінійною та описує напруження в розтягнутій зоні дерев'яного елемента і діє в межах від 0 до u_t

$$\sigma_{t,d} = f_1(u) = E_{0,05} \cdot u_{t,d}, \quad (7.5)$$

де $E_{0,05}$ - модуль пружності деревини за дії розтягу;

$u_{t,d}$ - відносні деформації за дії розтягу деревини;

- друга функція описує напруження, що виникають в в двох ділянках стиснутої зони дерев'яного елемента в межах від 0 до u_c

$$\sigma_{c,d} = f_2(u) = k_1 u_{c,d} + k_c u_{c,d}^2, \quad (7.6)$$

де $f_1(u)$ – функція розподілу напружень розтягнутої зони;

$f_2(u)$ – функція розподілу напружень стиснутої зони;

$u_{c,d}$ – відносні деформації за стиску деревини в розрахунковому поперечному перерізі;

k_1, k_c – коефіцієнти поліному пропонується визначати за виразами 2.5 та 2.6.

За проведеними експериментальними дослідженнями зі встановлення граничної деформативності стиску деревини сосни вздовж волокон були отримані та використані наступні результати:

- критична відносна деформативність цільної деревини вздовж волокон, що встановлювалася за результатами одноразових статичних випробувань десяти зразків із сосни у вигляді призм розмірами 45x45x250 мм за жорсткого прикладення навантаження із постійним контролем розвитку деформацій деревини, була в межах від $u_{c,fin,d} = 45,1 \cdot 10^{-4}$ до $u_{c,fin,d} = 56,8 \cdot 10^{-4}$ за середньої тимчасової міцності на стиск $f_{c,i,T} = 56 \text{ МПа}$ та середньої вологості $w=10\%$;
- критична відносна деформативність клеєної деревини визначалася за результатами одноразових статичних випробувань на тринадцяти дощатоклеєних зразках-близнюках 45x45x250мм виготовлених із соснової дошки у вигляді призм, коливалася від $u_{c,fin,d} = 35,1 \cdot 10^{-4}$ до $u_{c,fin,d} = 41,8 \cdot 10^{-4}$ за середньої тимчасової міцності на стиск вздовж волокон $f_{c,i,T} = 49,24 \text{ МПа}$ та вологості $w=10\%$.

Граничні деформації розтягу вздовж волокон $u_{t,fin,d,u}$ суцільної деревини сосни визначені за формулою (4.12) і залежать від модуля пружності деревини та середньої тимчасової міцності становили: суцільної деревини - $f_{t,0,T} = 70,6 \text{ МПа}$, клеєної деревини $f_{t,0,T} = 90,12 \text{ МПа}$. Так для суцільної деревини граничні відносні деформації були встановлені і використані від $u_{t,fin,d,u} = 45 \cdot 10^{-4}$ до $u_{t,fin,d,u} = 59 \cdot 10^{-4}$ (табл. 4.3).

Для клеєної деревини граничні відносні деформації деревини для розрахунку використовувалися в межах від $u_{t,fin,d,u} = 38 \cdot 10^{-4}$ до $u_{t,fin,d,u} = 57 \cdot 10^{-4}$.

Виходячи з того, що деформації в перерізі, які можна визначити через кривину елемента для будь-якої точки перерізу з врахуванням малості їх значень, на всіх стадіях завантаження можуть бути встановлені в такому вигляді (рис.7.3.):

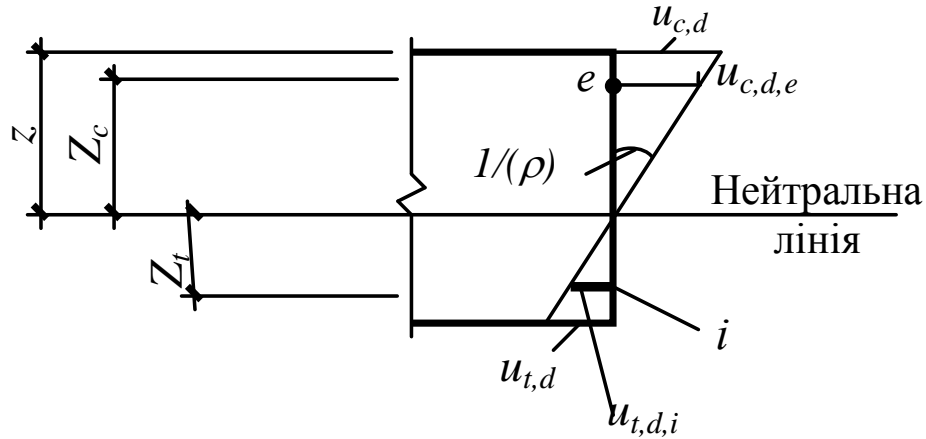


Рис.7.3– Розподіл відносних деформацій в розрахунковому поперечному перерізі елемента: z_c – висота стиснутої зони елемента; z_e – відстань від нейтральної лінії до точки визначення відносних деформацій стиску; z_t – відстань від нейтральної лінії до точки визначення відносних деформацій розтягу; $u_{c,d}$ – відносні деформації стиску в найбільш віддаленому волокні; $u_{c,d,e}$ – відносні деформації стиску в розрахунковому поперечному перерізі в точці e ; $u_{t,d}$ – відносні деформації розтягу в найбільш віддаленому волокні; $u_{t,d,e}$ – відносні деформації розтягу в розрахунковому поперечному перерізі в точці i ; $\frac{1}{\rho}$ – кривина елемента в розрахунковому поперечному перерізі

$$u_{t,d} = \frac{1}{\rho} z_t; \quad (7.7)$$

$$u_{c,d} = \frac{1}{\rho} z_c, \quad (7.8)$$

де $\frac{1}{\rho}$ – кривина елемента;

z_t – відстань від нейтральної лінії до точки встановлення відносних деформацій в розтягнутій зоні розрахункового поперечного перерізу елемента;

z_c — відстань від нейтральної лінії до точки встановлення відносних деформацій в стиснутій зоні розрахункового поперечного перерізу елемента;

Враховуючи вище наведене, функції (7.5) та (7.6) матимуть вигляд

$$\sigma_{t,d} = f_1(u) = E_t \cdot \frac{1}{\rho} z_t; \quad (7.9)$$

$$\sigma_{c,d} = f_2(u) = k_1 \frac{1}{\rho} z_c + k_c \left(\frac{1}{\rho}\right)^2 z_c^2, \quad (7.10)$$

Зусилля розтягу в даному перерізі буде дорівнювати

$$N_t = b \int_0^{z_t} f_1(u) dz = b \int_0^{z_t} E_t \frac{1}{\rho} z_t dz = \frac{1}{2} b E_t \frac{1}{\rho} \cdot \frac{z_t^2}{2}. \quad (7.11)$$

Зусилля стиску в цьому ж перерізі будуть дорівнювати

$$N_c = b \int_0^{z_c} f_2(u) dz = b \int_0^{z_c} \left(k_1 \frac{1}{\rho} z_c + k_c \left(\frac{1}{\rho}\right)^2 z_c^2 \right) dz = b \left(k_1 \frac{1}{\rho} \cdot \frac{z_c^2}{2} + k_c \left(\frac{1}{\rho}\right)^2 \frac{z_c^3}{3} \right). \quad (7.12)$$

Згинальний момент відносно нейтральної лінії для розтягнутої зони в даному розрахунковому перерізі буде дорівнювати:

$$M_t = \int_0^{z_t} f_1(u) b z_t dz = \int_0^{z_t} b E_t \frac{1}{\rho} z_t^2 dz = b E_t \frac{1}{\rho} \cdot \frac{z_t^3}{3}. \quad (7.13)$$

Згинальний момент відносно нейтральної лінії для стиснутої зони в даному розрахунковому перерізі визначиться:

$$M_c = \int_0^{z_c} f_2(z) dz b = b \int_0^{z_c} \left(k_1 \frac{1}{\rho} z_c^2 + k_c \left(\frac{1}{\rho}\right)^2 z_c^3 \right) dz = b \left(k_1 \frac{1}{\rho} \cdot \frac{z_c^3}{3} + k_c \left(\frac{1}{\rho}\right)^2 \frac{z_c^4}{4} \right). \quad (7.14)$$

Для визначення згинаючого моменту за формулою (7.2), який може сприйняти елемент з деревини, необхідно значення відносних деформацій деревини, за яких виконується умова рівноваги внутрішніх зусиль $N_c = N_t$, підставити у рівняння (7.13) та (7.14). Алгоритм для визначення згинаючого моменту за прямого поперечного згину методом зміни положення нейтральної лінії в балці з деревини приведено на рис. 7.4. Результати теоретичного

розрахунку встановлення несучої здатності експериментальних балок з клеєної деревини приведено в таблиці Ж.1 додатку Ж.

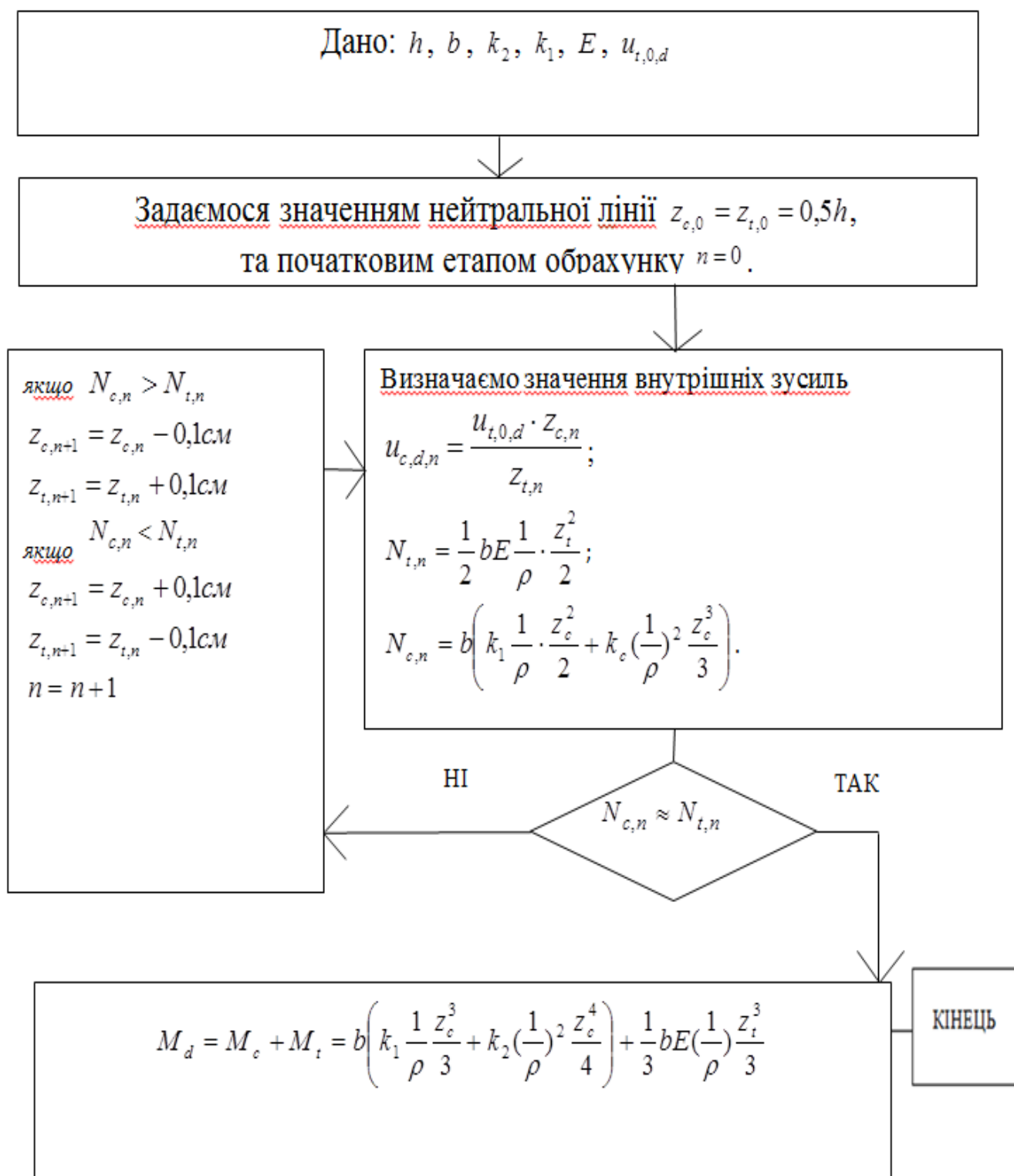


Рис. 7.4 – Алгоритм для визначення максимального згинаючого моменту за прямого поперечного згину в балці з деревини

7.1.2. Розрахунок нормальних перерізів балок з деревини за дії одноразових навантажень на косий поперечний згин

Напруження стиснутої та розтягнутої зони по висоті перерізу для балок з суцільної та клеєної деревини за різних кутів нахилу знаходились за формулами (7.5) та (7.6). Розподіл відносних деформацій та напружень за косою поперечного згину має ще більш складніший характер, ніж за прямого поперечного згину (рис. 7.3).

В основу методики розрахунку косою згину приймаємо такі ж передумови, як і для прямого згину.

За критерії втрати несучої здатності за косою згину розрахункового перерізу прийнято:

- а) руйнування розтягнутої деревини за досягнення найбільш розтягнутим шаром граничних значень деформацій;
- б) екстремальний критерій - втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями.

Розрахунок елементів за косою згину виконуємо за деформаційною моделлю, що враховує приріст деформацій в розрахунковому перерізі.

Для стиску деревини в стиснутій зоні приймаємо знак додатній, а для розтягу – від'ємний.

Розподіл напружень та деформацій в нормальному перерізі балки наведено на рис.7.5.

Рівняння рівноваги для розрахункового перерізу за косою згину мають вигляд (7.15 та 7.16):

$$\sum M_{н.л.} = 0; M = M_c + M_t; \quad (7.15)$$

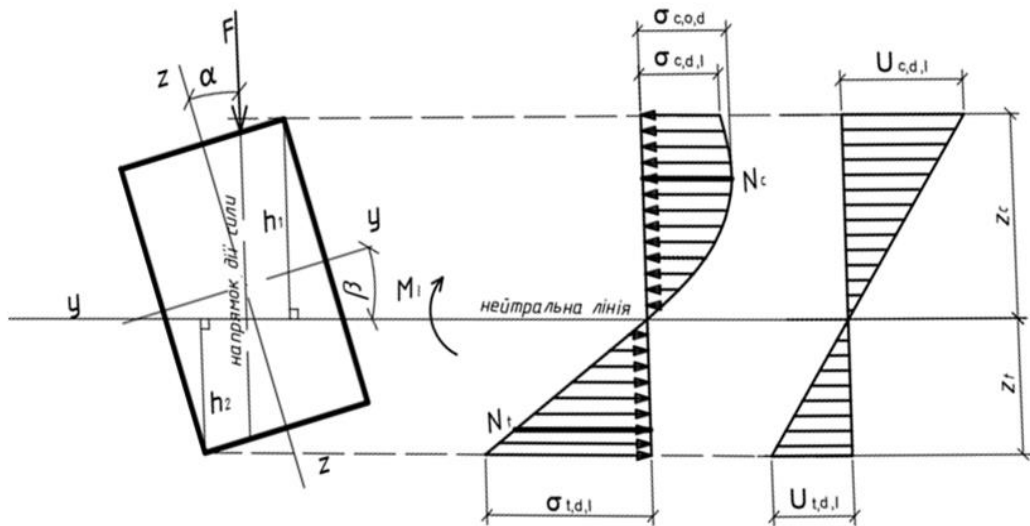


Рисунок 7.5 – Розподіл найбільших напружень та деформацій в нормальному перерізі балки за роботи на чистий косий згин: $u_{c,d,1}$ – відносні деформації стиску в крайньому волокні деревини; $u_{t,d,1}$ – відносні деформації стиску в крайньому волокні деревини; $\sigma_{c,d,1}$ – стискаючі напруження в крайньому волокні деревини; $\sigma_{t,d,1}$ – напруження розтягу в крайньому волокні деревини; $y-y$, $z-z$ – головні осі поперечного перерізу елемента; α – кут нахилу дії зовнішнього навантаження F на елемент відносно головної осі $z-z$; z_t – висота розтягнутої зони поперечного перерізу; z_c – висота стиснутої зони поперечного перерізу; M_1 – згинаючий момент від дії зовнішнього навантаження

$$\sum N = 0; N_c = N_t, \quad (7.16)$$

де M, M_c, M_t – згинальні моменти від зовнішнього навантаження, зусиль у стиснутій та розтягнутій зоні розрахункового поперечного перерізу елемента з деревини відповідно;

N_t, N_c – рівнодіючі внутрішніх зусиль у розтягнутій та стиснутій зонах розрахункового поперечного перерізу елемента з деревини.

Розглянемо поперечний переріз дерев'яного згинального елемента (рис. 7.6).

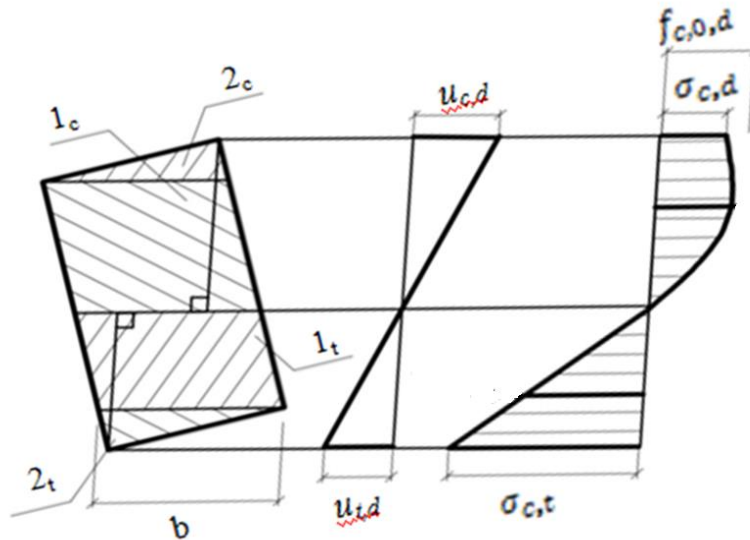


Рис.7.6 – До розрахунку нормального поперечного перерізу за косоного згину: 1_t , 2_t – розтягнута зона; 1_c , 2_c – стиснута зона; $u_{c,d}$ – відносні деформації стиску в крайньому волокні деревини; $u_{t,d}$ – відносні деформації стиску в крайньому волокні деревини; $\sigma_{c,d}$ – стискаючі напруження в крайньому волокні деревини; $\sigma_{t,d}$ – напруження розтягу в крайньому волокні деревини; M – згинаючий момент від дії зовнішнього навантаження; N_d – рівнодіюче зусилля стиску в елементі, що зазнає поперечного згину; N_t – рівнодіюче зусилля розтягу в елементі, що зазнає поперечного згину; $f_{c,0,d}$ – стискаючі граничні розрахункові напруження деревини

На основі деформацій, що виникають в деревині по висоті розрахункового поперечного перерізу за дії зовнішнього навантаження, відповідно до рис.7.6, напруження в нормальному перерізі описуємо двома функціями (7.6) та (7.7) на трьох різних ділянках:

- перша ділянка – ділянка розтягу, від низу елемента до нейтральної лінії;
- друга ділянка – від нейтральної лінії до максимального напруження в стиснутій зоні; третя ділянка – від максимального напруження в стиснутій зоні до вверху елемента. Коефіцієнти k_1, k_2 визначаються за формулами (2.5) та (2.6).

Зусилля розтягу в нормальному перерізі згинального елемента визначаємо як суму зусиль, що виникають в розтягнутій зоні розрахункового поперечного перерізу який складається з двох ділянок: перша у вигляді паралелограма; друга у вигляді трикутника

$$N_t = N_{t,1} = N_{t,2}, \quad (7.18)$$

де $N_{t,1}$ — зусилля розтягу в елементі, що сприймає перша ділянка поперечного перерізу, яке визначається

$$N_{t,1} = \int_0^{z_1} f_1(u) dA = b \int_0^{z_1} f_1(u) dz = b \int_0^{z_1} E_t \frac{1}{\rho} z_1 dz = b E_t \frac{1}{\rho} \cdot \frac{z_{t,1}^2}{2}. \quad (7.19)$$

Зусилля розтягу $N_{t,2}$ — в елементі, що сприймає друга трикутна ділянка розрахункового поперечного перерізу визначається

$$N_{t,2} = \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) dA = b \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) \cdot f(b) dz = b \int_{z_1}^{z_2} E_t \frac{1}{\rho} z_t \cdot (a_1 z_t + a_2) dz = E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{t,2}^3}{3} + \\ + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{t,2}^2}{2} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{t,1}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{t,1}^2}{2}. \quad (7.20)$$

Підставивши формули (7.19) та (7.20) у (7.18) отримаємо

$$N_t = b E_t \frac{1}{\rho} \cdot \frac{z_{t,1}^2}{2} + E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{t,2}^3}{3} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{t,2}^2}{2} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{t,1}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{t,1}^2}{2}. \quad (7.21)$$

Зусилля стиску, в нормальному розрахунковому поперечному перерізі згинального елемента, визначаємо як суму зусиль, що виникають в стиснутій зоні перерізу, яка складається з двох ділянок: перша у вигляді паралелограма; друга у вигляді трикутника

$$N_c = N_{c,1} = N_{c,2}, \quad (7.22)$$

де $N_{c,1}$ - зусилля стиску в елементі, що зазнає поперечного згину та сприймає перша ділянка перерізу

$$N_{c,1} = b \int_0^{z_{c,1}} f_2(u) dz = b \int_0^{z_{c,1}} \left(k_1 \frac{1}{\rho} z_{c,1} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 z_{c,1}^2 \right) dz = b \left(k_1 \frac{1}{\rho} \cdot \frac{z_{c,1}^2}{2} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \frac{z_{c,1}^3}{3} \right). \quad (7.23)$$

Зусилля стиску $N_{c,2}$ в елементі, що сприймає друга трикутна ділянка перерізу

$$\begin{aligned}
 N_{c,2} = \int_{z_{c,1}}^{z_{c,2}} f_2(u) dA = b \int_{z_{c,1}}^{z_{c,2}} \left(k_1 \frac{1}{\rho} z_c + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 z_c^2 \right) \cdot (a_1 + a_2) dz = k_1 \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{c,2}^3}{3} + \\
 + k_1 \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{c,2}^2}{2} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{c,2}^4}{4} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{c,2}^3}{3} - k_1 \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{c,1}^3}{3} - k_1 \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{c,1}^2}{2} - \\
 - k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{c,1}^4}{4} - k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{c,1}^3}{3},
 \end{aligned} \tag{7.24}$$

де $dA = f(b) dz$; $f(b) = a_1 z_c + a_2$; $a_1 = \frac{b}{z_{c,1} - z_{c,2}}$; $a_2 = \frac{b \cdot z_{c,2}}{z_{c,1} - z_{c,2}}$; b – ширина

перерізу балки.

Підставивши (7.25) та (7.26) в (7.24) отримаємо

$$\begin{aligned}
 N_c = b \left(k_1 \frac{1}{\rho} \cdot \frac{z_{c,1}^2}{2} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \frac{z_{c,2}^3}{3} \right) + k_1 \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{c,2}^3}{3} + k_1 \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{c,2}^2}{2} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{c,2}^4}{4} + \\
 + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{c,2}^3}{3} - k_1 \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{c,1}^3}{3} - k_1 \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{c,1}^2}{2} - k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{c,1}^4}{4} - k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{c,1}^3}{3},
 \end{aligned} \tag{7.25}$$

Згинальний момент від нейтральної лінії для розтягнутої зони в нормальному перерізі дорівнює

$$M_t = M_{t,1} + M_{t,2}, \tag{7.26}$$

де $M_{t,1}, M_{t,2}$ - моменти, що сприймають ділянки розтягнутої зони елемента.

Визначаємо момент, що сприймає перша ділянка розтягнутої зони

$$M_{t,1} = \int_0^{z_{t,1}} f_1(u) dA = \int_0^{z_{t,1}} f_1(u) b z_t dz = \int_0^{z_{t,1}} E_t \frac{1}{\rho} z_t^2 b dz = b E_t \frac{1}{\rho} \frac{z_{t,1}^3}{3}. \tag{7.27}$$

Момент $M_{t,2}$ в елементі, що сприймає друга трикутна ділянка розрахункового поперечного перерізу визначається

$$\begin{aligned}
M_{t,2} &= \int_{z_{t,1}}^{z_{t,2}} f_1(u) z_t dA = \int_{z_{t,1}}^{z_{t,2}} f_1(u) z_t f(b) dz = \int_{z_{t,1}}^{z_{t,2}} E_t \frac{1}{\rho} z_t^2 \cdot (a_1 z_t + a_2) dz = \\
&= \int_{z_{t,1}}^{z_{t,2}} (E_t \frac{1}{\rho} a_1 z_t^3 + E_t \frac{1}{\rho} a_2 z_t^2) dz = E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{t,2}^4}{4} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{t,2}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{t,1}^4}{4} - \\
&- E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{t,1}^3}{3}.
\end{aligned} \tag{7.28}$$

Підставивши формули (7.27) та (7.28) у (7.26), встановимо значення згинального моменту, що сприйме розтягнута зона

$$\begin{aligned}
M_t = M_{t,1} + M_{t,2} &= b E_t \frac{1}{\rho} \frac{z_{t,1}^3}{3} + E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{t,2}^4}{4} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{t,2}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{t,1}^4}{4} - \\
&- E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{t,1}^3}{3}.
\end{aligned} \tag{7.29}$$

Згинальний момент від нейтральної лінії для стиснутої зони в нормальному перерізі дорівнює

$$M_c = M_{c,1} + M_{c,2}, \tag{7.30}$$

де $M_{c,1}, M_{c,2}$ – моменти стиснутої зони елемента на різних ділянках розрахункового поперечного перерізу.

Визначаємо момент, що сприймає перша ділянка стиснутої зони розрахункового поперечного перерізу елемента

$$\begin{aligned}
M_{c,1} &= \int_0^{z_{c,1}} f_2(u) z_c dA = \int_0^{z_{c,1}} f_2(u) b z_t dz = b \int_0^{z_{c,1}} (k_1 \frac{1}{\rho} z_c^2 + k_c (\frac{1}{\rho})^2 z_c^3) dz = \\
&= b (k_1 \frac{1}{\rho} \frac{z_{c,1}^3}{3} + k_c (\frac{1}{\rho})^2 \frac{z_{c,1}^4}{4}).
\end{aligned} \tag{7.31}$$

Момент, що сприймає друга ділянка стиснутої зони розрахункового поперечного перерізу елемента

$$\begin{aligned}
M_{c,2} &= \int_{z_{c,1}}^{z_{c,2}} f_2(u) z_c dA = \int_{z_{c,1}}^{z_{c,2}} f_2(u) z_c \cdot f(b) dz = b \int_{z_{c,1}}^{z_{c,2}} \left(k_1 \frac{1}{\rho} z_c^2 + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 z_c^3 \right) \cdot (a_1 z_c + a_2) dz = \\
&= \int_{z_{c,1}}^{z_{c,2}} \left(k_1 \frac{1}{\rho} a_1 z_c^3 + k_1 \frac{1}{\rho} a_2 z_c^2 + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 z_c^4 + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 z_c^3 \right) dz = k_1 \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{c,2}^4}{4} + \\
&+ k_1 \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{c,2}^3}{3} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{c,2}^5}{5} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{c,2}^4}{4} - k_1 \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{c,1}^4}{4} - k_1 \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{c,1}^3}{3} - \\
&- k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{c,1}^5}{5} - k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{c,1}^4}{4}.
\end{aligned} \tag{7.32}$$

Підставивши значення формул (7.31) та (7.32) у (7.30), встановимо значення згинального моменту, що сприйме розтягнута зона розрахункового поперечного перерізу

$$\begin{aligned}
M_c &= b \left(k_1 \frac{1}{\rho} \frac{z_{c,1}^3}{3} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \frac{z_{c,1}^4}{4} \right) + k_1 \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{c,2}^4}{4} + k_1 \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{c,2}^3}{3} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{c,2}^5}{5} \\
&+ k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{c,2}^4}{4} - k_1 \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{c,1}^4}{4} - k_1 \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{c,1}^3}{3} - k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_1 \frac{z_{c,1}^5}{5} - k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 a_2 \frac{z_{c,1}^4}{4}.
\end{aligned} \tag{7.33}$$

Для визначення згинаючого моменту за формулою (7.15), який може сприйняти балка із суцільної чи клеєної деревини, необхідні значення відносних деформацій, за яких виконується умова рівноваги зусиль $N_c = N_t$, підставити у формули (7.29) та (7.33). Результати розрахунку встановлення несучої здатності експериментальних балок з клеєної деревини за косоного згину приведено в додатку Ж.

7.2. Розрахунок нормальних перерізів елементів з деревини за повторного згину на основі деформаційної моделі

7.2.1. Розрахунок нормальних перерізів балок з деревини за дії повторного поперечного прямого згину

В чинних нормах проектування дерев'яних конструкцій, що діють на теренах різних держав [89, 91, 197, 228, 230], в розрахунках не враховується дія

повторних навантажень. В цих нормативах, у розрахунковій моделі поперечного перерізу за розгляду несучої здатності прийнята та ж трикутна епюра напружень (у стиснутій і в розтягнутій зонах деревини), як і за дії одноразових навантажень. За таких епюр, висота стиснутої зони деревини та положення нейтральної лінії не відповідають дійсному їх положенню, і це не дає можливості розглядати та встановлювати напружено-деформований стан нормального перерізу елемента на різних стадіях роботи. Уникнути таких недоліків можна шляхом прийняття криволінійної епюри напружень у деревині стиснутої зони згинальних елементів, що в більшій мірі відповідає дійсній роботі поперечних перерізів з деревини за роботи на поперечний згин одноразового короткочасного чи після дії або циклових повторних навантажень.

Розглянемо роботу згинального елемента з деревини на n -му циклі завантаження, що зазнав дії зовнішніх повторних навантажень “завантаження-розвантаження” в кількості $n - 1$ циклів (рис. 7.7).

На базі відносних деформацій $u_{c,d,cyc,n}$, що виникли в нормальному поперечному перерізі згинального елемента з деревини після дії повторних навантажень на n -му циклі, напруження можемо описати за фіксованих значень висоти стиснутої зони деревини $y_1 = y_c$ та деформацій крайнього стиснутого волокна деревини при $u_{c,d} = u_{c,d,cyc,n}$, деформацій крайнього розтягнутого шару деревини $u_{t,d} = u_{t,d,1}$ з врахуванням накопичення залишкових деформацій, рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль в нормальному перерізі матимуть вигляд

$$\sum M_{n,l,cyc,n} = 0; \quad (7.34)$$

$$M_{cyc,n} = M_{c,d,cyc,n} + M_{t,d,cyc,n}; \quad (7.35)$$

$$\sum N_{cyc,n} = 0; \quad (7.36)$$

$$N_{c,d,cyc,n} = N_{t,d,cyc,n}, \quad (7.37)$$

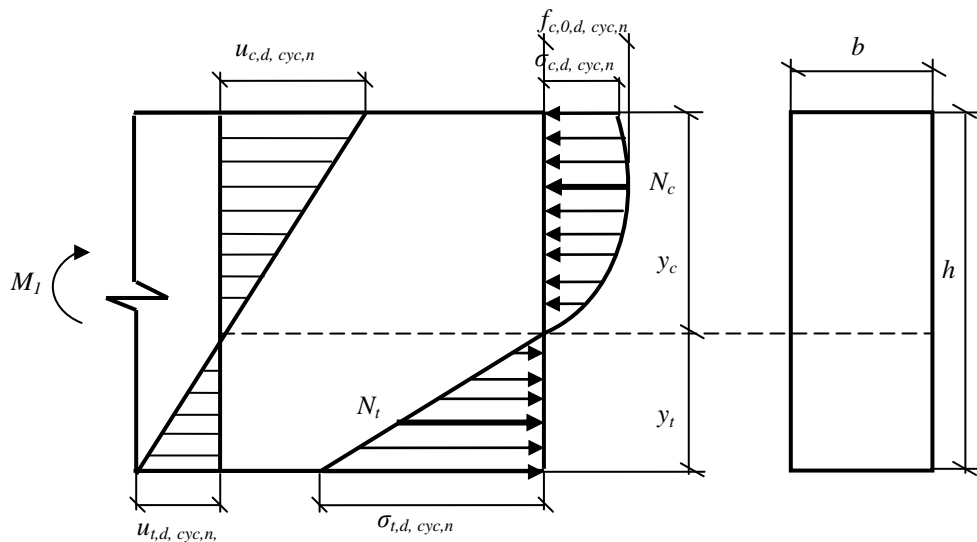


Рис.7.7 –Відносні деформації та внутрішні зусилля в прямокутному перерізі згинального елемента з деревини на n – циклі прикладення малоциклового навантаження: y_c – висота стиснутої зони елемента; y_t – висота розтягнутої зони елемента; $u_{c,d,cyc,n}$ – відносні деформації стиску в найбільш віддаленому волокні; $u_{t,d,cyc,n}$ – відносні деформації розтягу в найбільш віддаленому волокні; $\sigma_{t,d,cyc,n}$ – напруження розтягу в найбільш віддаленому волокні розрахункового поперечного перерізу; $\sigma_{c,d,cyc,n}$ – напруження стиску в найбільш віддаленому волокні розрахункового поперечного перерізу; $f_{c,0,d,cyc,n}$ – розрахунковий опір стиску вздовж волокон в найбільш віддаленому волокні розрахункового поперечного перерізу

де $M_{cyc,n}$; $M_{c,d,cyc,n}$ і $M_{t,d,cyc,n}$ – згинальні моменти відповідно від зовнішнього навантаження, зусиль у стиснутій та розтягнутій деревині на n -му циклі завантаження;

$N_{c,d,cyc,n}$ і $N_{t,d,cyc,n}$ – рівнодіючі внутрішніх зусиль у стиснутій та розтягнутій деревині нормального поперечного перерізу згинального елемента з деревини на n -му циклі.

В нормальному перерізі згинального елемента напруження описуємо різними функціями на трьох різних ділянках висоти перерізу. Перша ділянка - ділянка розтягу, починається від низу елемента до нейтральної лінії; друга ділянка – ділянка стиску, від нейтральної лінії до максимального значення напружень стиску; третя ділянка - напруження стиску, від кінця другої ділянки до верху згинального елемента.

Залежність «напруження-деформації» $\sigma - u$, в розрахунковому нормальному перерізі середини дерев'яного згинального елемента на n -му циклі, виразимо двома функціями на різних ділянках:

- перша функція є прямолінійною. За допомогою неї визначаємо напруження в розтягнутій зоні нормального перерізу в середині прольоту дерев'яного елемента. Вона дійсна в межах від 0 до y_t

$$\sigma_{t,d,cyc,n} = f_1(u) = E \cdot u_{t,d,cyc,n} = E \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) y_{t,cyc,n}, \quad (7.38)$$

де E - модуль пружності деревини за дії розтягу;

$u_{t,d,cyc,n}$ - відносні деформації розтягу деревини в елементі за дії прикладення навантаження на n -му циклі;

- друга функція описує напруження, що виникають на двох ділянках стиснутої зони нормального перерізу дерев'яного елемента, в межах від 0 до y_c ;

$$\sigma_{c,d,cyc,n} = f_2(u) = k_1 u_{c,d,cyc,n} + k_c u_{c,d,cyc,n}^2 = k_1 \frac{1}{\rho_{cyc}} y_{c,cyc,n} + k_2 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 y_{c,cyc,n}^2, \quad (7.39)$$

де $u_{c,d,cyc,n}$ - відносні деформації стиску деревини в елементі за дії прикладення навантаження на n -му циклі

$$u_{c,d,cyc,n} = y_c \frac{1}{\rho_{cyc}}; \quad (7.40)$$

$$u_{t,d,cyc,n} = y_t \frac{1}{\rho_{cyc}}; \quad (7.41)$$

$\frac{1}{\rho_{cyc}}$ — кривина елемента на n -му циклі завантаження за дії повторних навантажень (рис 7.8).

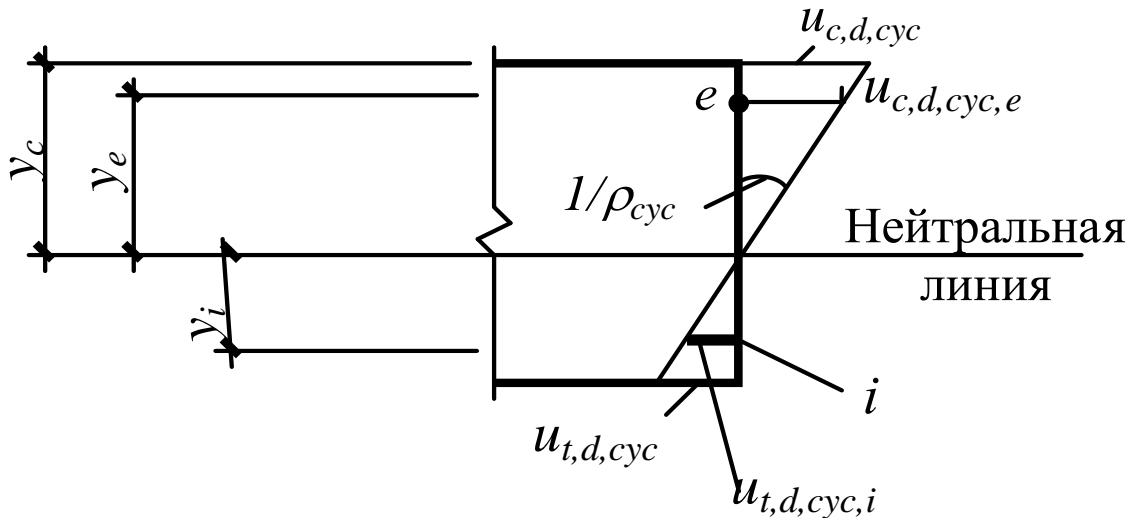


Рис.7.8— Розподіл відносних деформацій в розрахунковому поперечному перерізі елемента на n — циклі прикладення малоциклового навантаження: y_c — висота стиснутої зони елемента; y_e — відстань від нейтральної лінії до точки визначення відносних деформацій стиску; y_i — відстань від нейтральної лінії до точки визначення відносних деформацій розтягу; $u_{c,d,cyc}$ — відносні деформації стиску в найбільш віддаленому волокні; $u_{c,d,cyc,e}$ — відносні деформації стиску в розрахунковому поперечному перерізі в точці e ; $u_{t,d,cyc}$ — відносні деформації розтягу в найбільш віддаленому волокні; $u_{t,d,cyc,e}$ — відносні деформації розтягу в розрахунковому поперечному перерізі в точці i ; $\frac{1}{\rho_{cyc}}$ — кривина елемента на n -му циклі дії повторних навантажень

Коефіцієнти поліному пропонується визначати за виразами:

$$k_1 = \frac{2 f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}}; \quad (7.42)$$

$$k_2 = -\frac{f_{c,o,d}}{u_{c,fin,d}^2}, \quad (7.43)$$

де $f_{c,o,d}$ - розрахункове значення стиску деревини вздовж волокон;

$u_{c,fin,d}$ - відносні повні деформації при стиску деревини вздовж волокон.

В даному розрахунковому поперечному перерізі зусилля розтягу буде дорівнювати

$$N_{t,cyc,n} = b \int_0^{y_{t,cyc,n}} f_1(u) dy = b \int_0^{u_{t,cyc,n}} E \frac{1}{\rho_{cyc}} y_{t,d,cyc,n} dy = \frac{1}{2} \frac{1}{\rho_{cyc}} b E \frac{y_{t,cyc,n}^2}{2}. \quad (7.44)$$

Зусилля стиску в даному перерізі будуть дорівнювати

$$\begin{aligned} N_{c,cyc,n} &= b \int_0^{y_{c,cyc,n}} f_2(u) dy = b \int_0^{u_{c,cyc,n}} \left(k_1 \frac{1}{\rho_{cyc}} y_{c,cyc,n} + k_2 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 y_{c,cyc,n}^2 \right) dy = \\ &= b \left(k_1 \frac{1}{\rho_{cyc}} \cdot \frac{y_{c,cyc,n}^2}{2} + k_2 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 \frac{y_{c,cyc,n}^3}{3} \right). \end{aligned} \quad (7.45)$$

Згинальний момент відносно нейтральної лінії для розтягнутої зони на n – му циклі буде дорівнювати

$$M_{t,cyc,n} = \int_0^{y_{t,cyc,n}} b y_{t,cyc,n} \cdot f_1(u) dy = \int_0^{u_{t,cyc,n}} b E y_{t,cyc,n}^2 \frac{1}{\rho_{cyc}} dy = b E \frac{1}{\rho_{cyc}} \cdot \frac{y_{t,cyc,n}^3}{3}. \quad (7.46)$$

Згинальний момент відносно нейтральної лінії стиснутої зони в даному розрахунковому перерізі елемента з суцільної та клесної деревини можна визначити

$$M_{c,cyc,n} = \int_0^{y_{c,cyc,n}} b \cdot f_2(y) dy = b \int_0^{u_{c,cyc,n}} \left(k_1 \frac{1}{\rho_{cyc}} y_{c,cyc,n}^2 + k_2 \frac{1}{\rho_{cyc}} y_{c,cyc,n}^3 \right) dy = b \left(k_1 \frac{1}{\rho_{cyc}} \cdot \frac{y_{c,cyc,n}^3}{3} + k_2 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 \frac{y_{c,cyc,n}^4}{4} \right). \quad (7.47)$$

7.2.2. Розрахунок нормальних перерізів балок з деревини за дії повторного поперечного косоного згину

Зміна деформацій по висоті елемента, що зазнає повторних навантажень за косоного згину, має лінійну залежність, тому справедлива гіпотеза плоских перерізів (рис. 7.9). Але необхідно зауважити, що за попередньо прикладених, навіть за низького режиму, повторних навантажень $(0,2-0,4)M_{руїн}$ за $n-1$ цикл в розрахунковому поперечному перерізі елемента, в шарах деревини по висоті елемента виникають залишкові деформації розтягу $u_{t_o,d,cyc,n-1}$ та стиску $u_{c_o,d,cyc,n-1}$ (рис.7.10).

Як для прямого згину за повторних навантажень, так і для косоного згину, розрахункову діаграму фізичного стану деревини для стиснутої зони в розрахунковому поперечному розрахунковому поперечному перерізі елемента з суцільної та клеєної деревини приймаємо криволінійну, що в більшій мірі відповідає дійсній роботі поперечних перерізів з деревини за роботи, як на стиск, так і на поперечний згин, та описуємо поліномом другого степеня (3.1) з врахуванням спадної вітки. А розподіл напружень по висоті розтягнутої зони на n -му циклі прикладення навантаження приймаємо лінійною (рис.7.7, рис 7.8).

В розрахунковому поперечному перерізі деформації визначаємо через кривину в будь-якій точці перерізу з врахуванням малості їх значень, тому на n -му циклі прикладення навантаження

$$u_{c,d,cyc,n} = z_c \frac{1}{\rho_{cyc}}; \quad (7.48)$$

$$u_{t,d,cyc,n} = z_t \frac{1}{\rho_{cyc}}, \quad (7.49)$$

де $\frac{1}{\rho_{\text{сус}}}$ — кривина елемента на n -му циклі дії повторних навантажень;

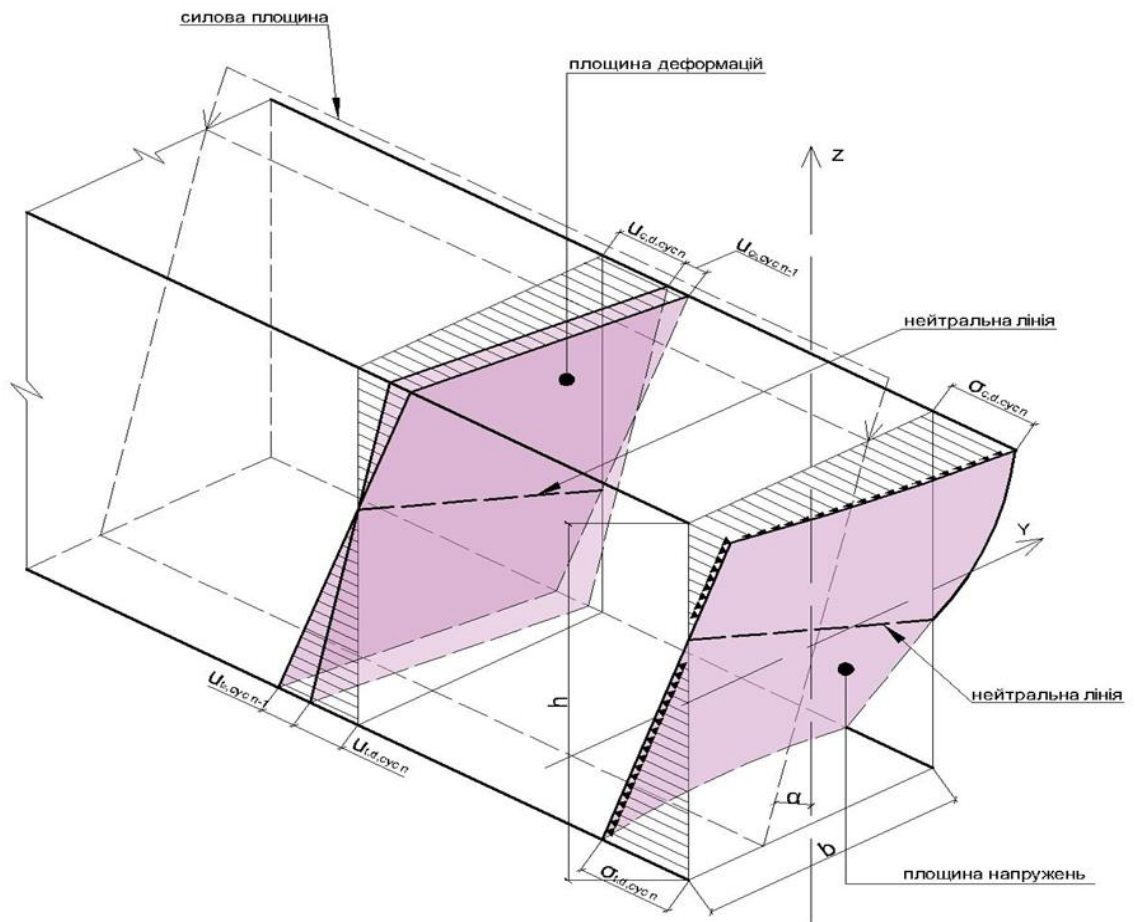


Рис.7.9– Розподіл деформацій і напружень в розрахунковому поперечному перерізі елемента з деревини за косою поперечного згину на n — циклі прикладення малоциклового навантаження: $u_{c,d,cyc,n-1}$ — залишкові деформації стиску після прикладення $n-1$ циклів навантаження; $u_{c,d,cyc,n}$ — деформації найбільш віддаленого волокна стиснутої зони елемента на n — циклі; $u_{t,d,cyc,n-1}$ — залишкові деформації розтягу після прикладення $n-1$ циклів навантаження; $u_{t,d,cyc,n}$ — деформації найбільш віддаленого волокна розтягнутої зони елемента на n — циклі; $\sigma_{c,d,cyc,n}$ — напруження найбільш віддаленого волокна стиснутої зони елемента на n — циклі; $\sigma_{t,d,cyc,n}$ — напруження найбільш віддаленого волокна розтягнутої зони елемента на n — циклі; b — ширина елемента з деревини; h — висота елемента; α — кут між напрямком дії зовнішнього навантаження і головною віссю елемента Z

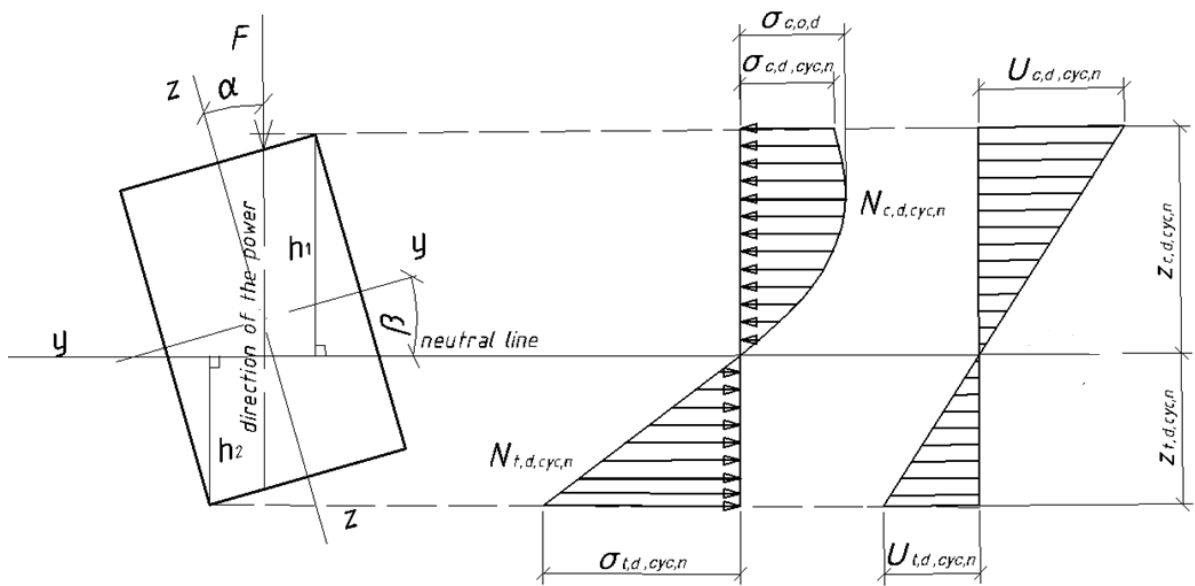


Рис.7.10– Розподіл найбільших напружень та деформацій в нормальному перерізі балки за роботи на чистий косий згин: $u_{c,d,cyc,n}$ - відносні деформації стиску в крайньому волокні деревини зони елемента на n - циклі; $u_{t,d,cyc,n}$ - відносні деформації розтягу в крайньому волокні деревини зони елемента на n - циклі; $f_{c,0,d}$ - розрахункові напруження волокна стиснутої зони елемента на n - циклі; $\sigma_{c,d,cyc,n}$ - напруження найбільш віддаленого волокна стиснутої зони елемента на n - циклі; $\sigma_{t,d,cyc,n}$ - напруження розтягу в крайньому волокні деревини розтягнутої зони елемента на n - циклі; y - y , z - z - головні осі поперечного перерізу елемента; α - кут нахилу дії зовнішнього навантаження F на елемент відносно головної осі z - z ; z_t - висота розтягнутої зони поперечного перерізу; $z_{c,d,cyc,n}$ - висота стиснутої зони поперечного перерізу; $M_{1,cyc,n}$ - згинаючий момент від дії зовнішнього навантаження; $N_{c,d,cyc,n}$ - рівнодіюче внутрішніх зусиль у стиснутій деревині нормального розрахункового поперечного перерізу; $N_{t,d,cyc,n}$ - рівнодіюче внутрішніх зусиль у розтягнутій деревині нормального розрахункового поперечного перерізу

z_c – відстань від нейтральної лінії до точки визначення відносних деформацій стиску;

z_t – відстань від нейтральної лінії до точки визначення відносних деформацій розтягу.

Розроблена методика розрахунку дерев'яних балок прямокутного перерізу за деформаційною моделлю заснована на таких передумовах:

- для розрахунку використовується нормальний переріз до поздовжньої осі елемента в середині прольоту балки;
- напруження в нормальному перерізі обчислювались за допомогою двох функцій (7.5) та (7.6) [172];
- розглядаються елементи, в яких вплив поперечної сили на прогини не суттєвий;
- середні значення тимчасового опору дерев'яних елементів прийняті як розрахункові;
- деформації стиснутої зони прийняті зі знаком мінус, розтягнутої – зі знаком плюс.

За критерій втрати несучої здатності перерізу прийнято:

- руйнування розтягнутої зони деревини за досягнення найбільш розтягнутим шаром граничних значень деформацій;
- екстремальний критерій – втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями.

Напруження в нормальному перерізі балки обчислювались за допомогою двох функцій [25]:

- перша функція, що описує напруження, які виникають на двох ділянках стиснутої зони нормального перерізу дерев'яного елемента за косоного згину в межах від 0 до z_c на n -му цикл завантаження, виражена поліномом другого степеня у вигляді

$$\sigma_{c,d,cyc,n} = f_1(u) = k_1 u_{c,d,cyc,n} + k_e u_{c,d,cyc,n}^2 = k_1 \frac{1}{\rho_{cyc}} z_{c,cyc,n} + k_2 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}}\right)^2 z_{c,cyc,n}^2, \quad (7.50)$$

де $u_{c,cyc,n}$ - відносні деформації стиску деревини в елементі за дії прикладення навантаження на n -му циклі;

$\frac{1}{\rho_{cyc}}$ — кривина елемента на n -му циклі дії повторних навантажень, яка

обчислювалась згідно [255];

- друга функція є прямолінійною. За допомогою неї визначаємо напруження в розтягнутій зоні нормального перерізу в середині прольоту дерев'яного елемента. Вона дійсна в межах від 0 до Y_t

$$\sigma_{t,d,cyc,n} = f_2(u) = E \cdot u_{t,d,cyc,n} = E \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) z_{t,cyc,n}, \quad (7.51)$$

де E - модуль пружності деревини за дії розтягу;

$u_{t,d,cyc,n}$ - відносні деформації розтягу деревини в елементі за дії прикладення навантаження на n -му циклі;

$\frac{1}{\rho_{cyc}}$ — кривина елемента на n -му циклі дії повторних навантажень, яка

обчислювалась згідно [255].

Рівняння рівноваги для перерізу, наведеного на рис.5.2, мають вигляд

$$\sum M_{n,l,cyc,n} = 0; \quad (7.52)$$

$$M_{cyc,n} = M_{c,d,cyc,n} + M_{t,d,cyc,n}; \quad (7.53)$$

$$\sum N_{cyc,n} = 0; \quad (7.54)$$

$$N_{c,d,cyc,n} = N_{t,d,cyc,n}, \quad (7.55)$$

де $M_{cyc,n}$, $M_{c,d,cyc,n}$ і $M_{t,d,cyc,n}$ – згинальні моменти відповідно від зовнішнього навантаження, зусиль у стиснутій та розтягнутій деревині на n -му циклі завантаження;

$N_{c,d,cyc,n}$ і $N_{t,d,cyc,n}$ – рівнодіючі внутрішніх зусиль у стиснутій та розтягнутій деревині нормального розрахункового поперечного перерізу відповідно.

На основі деформацій, відповідно до рис.7.5, напруження в нормальному перерізі описуємо двома функціями (7.50) та (7.51) на трьох різних ділянках: перша ділянка – ділянка розтягу, від низу елемента до нейтральної лінії; друга ділянка – від нейтральної лінії до максимального напруження в стиснутій зоні; третя ділянка – від максимального напруження в стиснутій зоні до верху елемента. Враховуючи функції (7.50) та (7.51), коефіцієнти поліномів (7.42) та (7.43), а також рівняння рівноваги (7.53) та (7.55), зусилля стиску в нормальному розрахунковому поперечному перерізі згинального елемента визначаємо як суму зусиль, що виникають в стиснутій зоні поперечного перерізу, яка складається з двох ділянок (рис. 6.5): перша у вигляді паралелограма; друга у вигляді трикутника

$$N_{c,d,cyc,n} = N_{1c,d,cyc,n} + N_{2c,d,cyc,n}, \quad (7.56)$$

де $N_{1c,d,cyc,n}$, $N_{2c,d,cyc,n}$ – зусилля стиску в згинальному елементі за косоного згину в різних ділянках перерізу на n -му циклі дії прикладення повторних навантажень, які дорівнюють:

- на першій ділянці

$$\begin{aligned} N_{1c,d,cyc,n} &= \int_0^{z_{1c,cyc,n}} f_1(u_{c,d,cyc,n}) dA = b \int_0^{z_{1c,cyc,n}} f_1(u_{c,d,cyc,n}) dz = \\ &= b \int_0^{z_{1c,cyc,n}} \left(k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) z_{1c,cyc,n} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 z_{1c,cyc,n}^2 \right) dz = \\ &= b \left(k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) \frac{z_{1c,cyc,n}^2}{2} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 \frac{z_{1c,cyc,n}^3}{3} \right); \end{aligned} \quad (7.57)$$

- на другій ділянці

$$\begin{aligned}
 N_{2c,d,cyc,n} &= \int_{z_{1c,cyc,n}}^{z_{2c,cyc,n}} f_1(u_{c,d,cyc,n}) dA = b \int_{z_{1c,cyc,n}}^{z_{1c,cyc,n}} f_1(u_{c,d,cyc,n}) f(b) dz = \\
 &= \int_{1c,cyc,n}^{z_{2c,cyc,n}} \left(k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) z_{2c,cyc,n} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 z_{2c,cyc,n}^2 \right) \cdot (a_1 z_{2c,cyc,n} + a_2) dz = \\
 &= \int_{1c,cyc,n}^{z_{2c,cyc,n}} \left(k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 z_{2c,cyc,n}^2 + k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 z_{2c,cyc,n} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_1 z_{2c,cyc,n}^3 + \right. \\
 &\quad \left. + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_2 z_{2c,cyc,n}^2 \right) dz = \\
 &= k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{2c,cyc,n}^3}{3} + k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{2c,cyc,n}^2}{2} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_1 \frac{z_{2c,cyc,n}^4}{4} + \\
 &\quad + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_2 \frac{z_{2c,cyc,n}^3}{3} - k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{1c,cyc,n}^3}{3} - k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{1c,cyc,n}^2}{2} - \\
 &\quad - k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_1 \frac{z_{1c,cyc,n}^4}{4} - k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_2 \frac{z_{1c,cyc,n}^3}{3}, \tag{7.58}
 \end{aligned}$$

де b – ширина перерізу балки $dA = f(b)dz$; $f(b) = a_1 z_{c,cyc,n} + a_2$;

$$a_1 = \frac{b}{z_{1c,cyc,n} - z_{2c,cyc,n}}; \quad a_2 = \frac{b \cdot z_{2c,cyc,n}}{z_{1c,cyc,n} - z_{2c,cyc,n}}.$$

Підставивши формули (7.59) та (7.60) у (7.58) отримаємо

$$\begin{aligned}
 N_{c,d,cyc,n} &= b \left(k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) \frac{z_{1c,cyc,n}^2}{2} + k_c \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \frac{z_{1c,cyc,n}^3}{3} \right) + k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{2c,cyc,n}^3}{3} + \\
 &\quad + k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{2c,cyc,n}^2}{2} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_1 \frac{z_{2c,cyc,n}^4}{4} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_2 \frac{z_{2c,cyc,n}^3}{3} - \\
 &\quad - k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{1c,cyc,n}^3}{3} - k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{1c,cyc,n}^2}{2} - k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_1 \frac{z_{1c,cyc,n}^4}{4} - \\
 &\quad - k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_2 \frac{z_{1c,cyc,n}^3}{3}. \tag{7.59}
 \end{aligned}$$

Зусилля розтягу в розтягнутій зоні нормального перерізу згинального елемента, яка складається з двох ділянок (рис. 6.5): перша у вигляді

паралелограма; друга у вигляді трикутника на n -му циклі дії прикладення повторних навантажень визначається

$$N_{t,d,cyc,n} = N_{1t,d,cyc,n} + N_{2t,d,cyc,n}, \quad (7.60)$$

де $N_{1t,d,cyc,n}, N_{2t,d,cyc,n}$ – зусилля розтягу в згинальному елементі за косою згину в різних ділянках перерізу на n -му циклі дії прикладення повторних навантажень, які дорівнюють:

- на першій ділянці

$$\begin{aligned} N_{1t,d,cyc,n} &= \int_0^{z_{1t,cyc,n}} f_2(u_{t,d,cyc,n}) dA = \int_0^{z_{1t,cyc,n}} f_2(u_{t,d,cyc,n}) b dz = \\ &= \int_0^{z_{1t,cyc,n}} E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) z_{1t,cyc,n} b dz = E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) b \frac{z_{1t,cyc,n}^2}{2}, \end{aligned} \quad (7.61)$$

$$\begin{aligned} N_{2t,d,cyc,n} &= \int_{z_{1t,cyc,n}}^{z_{2t,cyc,n}} f_2(u_{t,d,cyc,n}) dA = \int_{z_{1t,cyc,n}}^{z_{2t,cyc,n}} f_2(u_{t,d,cyc,n}) \cdot f(b) dz = \\ &= \int_{z_{1t,cyc,n}}^{z_{2t,cyc,n}} E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) z_{2t,cyc,n} \cdot (a_1 z_{2t,cyc,n} + a_2) dz = \int_{z_{1t,cyc,n}}^{z_{2t,cyc,n}} \left(E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 z_{2t,cyc,n}^2 + \right. \\ &+ E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 z_{2t,cyc,n} \right) dz = E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{2t,cyc,n}^3}{3} + E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{2t,cyc,n}^2}{2} - \\ &- E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{1t,cyc,n}^3}{3} - E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{1t,cyc,n}^2}{2}. \end{aligned} \quad (7.62)$$

Підставимо вирази (7.61) та (7.62) у (7.60) та отримаємо зусилля, що сприймається розтягнутою зоною елемента за косою згину

$$\begin{aligned} N_{t,d,cyc,n} &= E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) b \frac{z_{1t,cyc,n}^2}{2} + E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{2t,cyc,n}^3}{3} + E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{2t,cyc,n}^2}{2} - \\ &- E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{1t,cyc,n}^3}{3} - E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{1t,cyc,n}^2}{2}. \end{aligned} \quad (7.63)$$

Згинальний момент від нейтральної лінії для стиснутої зони в нормальному розрахунковому поперечному перерізі дорівнює

$$M_{c,d,cyc,n} = M_{1c,d,cyc,n} + M_{2c,d,cyc,n}, \quad (7.64)$$

де $M_{1c,d,cyc,n}$, $M_{2c,d,cyc,n}$ – складові моменту стиснутої зони елемента з деревини на різних ділянках розрахункового поперечного перерізу за косою згину на n -му циклі прикладення малоциклових повторних навантажень.

Площа поперечного розрахункового перерізу стиснутої зони елемента з деревини у вигляді паралелограма (1_c – (рис.6.5)) сприйме складову згинального моменту

$$\begin{aligned}
 M_{1c,d,cyc,n} &= \int_0^{z_{1c,cyc,n}} f_1(u_{c,d,cyc,n}) z_{c,cyc,n} dA = \int_0^{z_{1c,cyc,n}} f_1(u_{c,d,cyc,n}) b dz = \\
 &= b \int_0^{z_{1c,cyc,n}} \left(k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) z_{c,cyc,n}^2 + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 z_{c,cyc,n}^3 \right) dz = b \left(k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) \frac{z_{1c,cyc,n}^3}{3} + \right. \\
 &\left. + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 \frac{z_{1c,cyc,n}^4}{4} \right). \tag{7.65}
 \end{aligned}$$

Площа поперечного розрахункового перерізу стиснутої зони елемента з деревини у вигляді трикутника (2_c – (рис. 6.5)) сприйме складову згинального моменту

$$\begin{aligned}
 M_{2c,d,cyc,n} &= \int_{z_{1c,cyc,n}}^{z_{2c,cyc,n}} f_1(u_{c,d,cyc,n}) z_{c,cyc,n} dA = \int_{z_{1c,cyc,n}}^{z_{2c,cyc,n}} f_1(u_{c,d,cyc,n}) z_{c,cyc,n} \cdot f(b) dz = \\
 &= b \int_{z_{1c,cyc,n}}^{z_{2c,cyc,n}} \left(k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) z_{c,cyc,n}^2 + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 z_{c,cyc,n}^3 \right) \cdot (a_1 z_{c,cyc,n} + a_2) dz = \\
 &= \int_{z_{1c,cyc,n}}^{z_{2c,cyc,n}} \left(k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 z_{c,cyc,n}^3 + k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 z_{c,cyc,n}^2 + k_2 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_1 z_{c,cyc,n}^4 + \right. \\
 &\left. + k_2 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_2 z_{c,cyc,n}^3 \right) dz = k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{2c,cyc,n}^4}{4} + k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{2c,cyc,n}^3}{3} + \\
 &\left. + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_1 \frac{z_{2c,cyc,n}^5}{5} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_2 \frac{z_{2c,cyc,n}^4}{4} - k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{1c,cyc,n}^4}{4} - \right. \\
 &\left. - k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{1c,cyc,n}^3}{3} - k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_1 \frac{z_{1c,cyc,n}^5}{5} - k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_2 \frac{z_{1c,cyc,n}^4}{4} \right). \tag{7.66}
 \end{aligned}$$

Підставивши формули (7.65) та (7.66) у (7.64), отримаємо момент, що сприйме стиснута зона розрахункового поперечного перерізу елемента з деревини за косою згину

$$\begin{aligned}
 M_{c,d,cyc,n} = & b \left(k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) \frac{z_{1c,cyc,n}^3}{3} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 \frac{z_{1c,cyc,n}^4}{4} \right) + k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{2c,cyc,n}^4}{4} + \\
 & + k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{2c,cyc,n}^3}{3} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_1 \frac{z_{2c,cyc,n}^5}{5} + k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_2 \frac{z_{2c,cyc,n}^4}{4} - \\
 & - k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{1c,cyc,n}^4}{4} - k_1 \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{1c,cyc,n}^3}{3} - k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_1 \frac{z_{1c,cyc,n}^5}{5} - \\
 & - k_c \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right)^2 a_2 \frac{z_{1c,cyc,n}^4}{4}.
 \end{aligned} \tag{7.67}$$

Сумарний згинальний момент відносно нейтральної лінії для розтягнутої зони в нормальному розрахунковому поперечному перерізі елемента з деревини дорівнює

$$M_{t,d,cyc,n} = M_{1t,d,cyc,n} + M_{2t,d,cyc,n}, \tag{7.68}$$

де $M_{1c,d,cyc,n}$, $M_{2c,d,cyc,n}$ – складові моменту розтягнутої зони елемента з деревини на різних ділянках розрахункового поперечного перерізу за косою згину на n -му циклі прикладення малоциклових повторних навантажень.

Площа поперечного розрахункового перерізу розтягнутої зони елемента з деревини у вигляді паралелограма (1_t – (рис.6.5)) сприйме складову згинального моменту

$$\begin{aligned}
 M_{1t,d,cyc,n} &= \int_0^{1t,cyc,n} f_2(u_{t,d,cyc,n}) dA = \int_0^{1t,cyc,n} f_2(u_{t,d,cyc,n}) b z_{t,cyc,n} dz = \\
 &= \int_0^{1t,cyc,n} E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) z_{1t,cyc,n}^2 b dz = E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) b \frac{z_{1t,cyc,n}^3}{3}.
 \end{aligned} \tag{7.69}$$

Площа поперечного розрахункового перерізу розтягнутої зони елемента з деревини у вигляді трикутника (2_t – (рис.6.5)) сприйме складову згинального моменту

$$\begin{aligned}
M_{2t,d,cyc,n} &= \int_{1t,cyc,n}^{2t,cyc,n} f_2(u_{t,d,cyc,n}) dA = \int_{1t,cyc,n}^{2t,cyc,n} f_2(u_{t,d,cyc,n}) z_{t,cyc,n} \cdot f(b) dz = \\
&= \int_{1t,cyc,n}^{2t,cyc,n} \left(E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 z_{t,cyc,n}^3 + E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 z_{t,cyc,n}^2 \right) dz = E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{2t,cyc,n}^4}{4} + \\
&+ E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{2t,cyc,n}^3}{3} - E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{1t,cyc,n}^4}{4} - E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{1t,cyc,n}^3}{3}.
\end{aligned} \tag{7.70}$$

Підставивши формули (7.69) та (7.70) у (7.68), отримаємо момент, що сприйме розтягнута зона розрахункового поперечного перерізу елемента з деревини за косого згину

$$\begin{aligned}
M_{t,d,cyc,n} &= E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) b \frac{z_{1t,cyc,n}^3}{3} + E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{2t,cyc,n}^4}{4} + \\
&+ E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{2t,cyc,n}^3}{3} - E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_1 \frac{z_{1t,cyc,n}^4}{4} - E_t \left(\frac{1}{\rho_{cyc}} \right) a_2 \frac{z_{1t,cyc,n}^3}{3}.
\end{aligned} \tag{7.71}$$

Для визначення згинаючого моменту за формулою (7.53), який може сприйняти балка, необхідно значення відносних деформацій, за яких виконується умова рівноваги зусиль $N_{c,d,cyc,n} = N_{t,d,cyc,n}$, підставити у формули (7.67), (7.71).

7.3. Прогнозування часу працездатності конструкцій за дії повторних навантажень

Відмова деяких елементів конструкцій з деревини внаслідок роботи певного періоду часу за високих рівнів повторних навантажень може бути безпосередньою причиною аварійної ситуації всієї конструкції чи споруди в цілому. При виникненні такої небезпеки є необхідність у визначенні працездатності елементів чи конструкцій протягом певного часу, достатнього для

вживання термінових заходів (наприклад, для евакуації людей). Заходи, що знижують появу лавиноподібного руйнування, це є прогнозування часу працездатності конструкцій чи їх елементів, відмова яких може бути безпосередньою причиною аварійної ситуації, для вживання певних термінових дій.

Перевірка несучої здатності поперечних перерізів елементів за чинними нормами проектування конструкцій з деревини [89, 91, 229, 231] не встановлює обов'язкові вимоги щодо використання нелінійних розрахункових моделей. І вони розраховуються з умови припущення лінійної залежності навантажувальних ефектів від параметрів, пропорційно яким змінюється величина навантаження, тому необхідно виконувати таку перевірку з урахуванням нелінійних властивостей матеріалу.

Так як, за високих рівнів напружень в деревині виникає складна нелінійна повзучість, то для оцінки роботи деревини за дії змінних навантажень використаний метод, розроблений А.Р. Ржаніциним. Можна обґрунтовано встановити [62, 63] три стадії деформування деревини під навантаженням. Перехід від однієї в іншу стадію визначається граничними деформаціями $u_{c,d,np}$ і $u_{c,fin,d}$, які є критичними для кожної стадії і характеризуються наступними особливостями:

- а) на першій стадії деформування, якщо деформації не перевищують значень $u_{c,d,np}$, пружні деформації та повзучість є зворотною, і процес описується положеннями лінійної повзучості;
- б) на другій стадії деформування проходить накопичення повзучості з постійною швидкістю за дії повторних навантажень на верхньому та нижньому рівнях, сумарні деформації в більшій мірі незворотні і вони більші за $u_{c,d,np}$ та менші за $u_{c,fin,d}$;

в) на третій стадії за досягнення верхнім рівнем повторних навантажень деформацій, які перевищують $u_{c,fin,d}$, робота матеріалу переходить в за критичну стадію та проходить критичне зростання незворотних деформацій.

Характеризуючи першу стадію, можна говорити про те, що за роботи на сприйняття навантажень елементами конструкцій з деревини значення $u_{c,d,np}$ є межею пристосування деревини до дії повторних навантажень. Межа пристосування за повторних малоциклових навантажень була встановлена при максимальному розрахунковому числі прикладення малоциклових навантажень, яке становило $n_{cyc}=100000$ [44, 55]. При роботі деревини в режимі повторних навантажень в цій стадії руйнування матеріалу не проходить.

При роботі деревини, в режимі другої стадії, проходить накопичення незворотних деформацій в залежності від верхнього рівня завантаження малоцикловим навантаженням, тому може бути два варіанти періоду життєздатності елементів конструкцій з деревини. В першому варіанті, якщо кількість циклів, яка прикладалася до елемента конструкції, є меншою межі витривалості і зовнішнє навантаження не зникло, тобто необхідно визначити час життєздатності конструкції після дії повторного навантаження. Загальний час життєздатності можна визначити як

$$t = t_{cyc} + t_1, \quad (7.75)$$

де t_{cyc} – час життєздатності конструкції за дії повторного навантаження; t_1 – час деформування деревини до початку третьої стадії роботи за тривалої дії незмінного навантаження.

Значення t_1 визначається, виходячи з умови деформування на другій стадії роботи, за пропозицій Пятикрестовського К.П. [179], дещо пристосувавши до роботи за повторних навантажень, і яку запишемо у вигляді

$$u_{c,fin,d} = u_{c,cyc} \left(1 - b(t_1 - t_{cyc})^{0,21}\right), \quad (7.76)$$

Зробивши деякі перетворення, запишемо у вигляді

$$t_1 = \sqrt[0,21]{\frac{1 - \frac{u_{c,fin,d}}{u_{c,cyc,d}} - bt_{cyc}^{0,21}}{b}}, \quad (7.77)$$

де

$$b = \frac{10^{-2}}{0,735 - 0,02086W}, \quad (7.78)$$

W – вологість деревини.

В другому варіанті є необхідність визначення кількості циклів, яка дорівнює межі витривалості, дещо перетворивши вираз [44, 55]

$$\eta = 0,9909n_{cyc}^{-0,0562}, \quad (7.79)$$

і записати у вигляді

$$n_{cyc} = -0,0562 \sqrt{\frac{\eta}{0,9909}}. \quad (7.80)$$

Розрахункова кількість циклів, що сприйме згинальний елемент з деревини без руйнування, за роботи на поперечний згин з врахуванням перевищення напружень над навантаженнями в центрі ваги стиснутої зони та з врахуванням сумісної взаємодії суміжних волокон деревини в поперечному перерізі [185] визначиться за формулою

$$n_{cyc} = -0,0562 \sqrt{\frac{k_{cyc} n_{\sigma,cyc,M}}{0,9909}}, \quad (7.81)$$

де $n_{\sigma,cyc,M}$ – верхній рівень прикладення згинаючого моменту; k_{cyc} – коефіцієнт взаємозв'язку між рівнем навантаження та рівнем напруження [185].

Теоретичне максимальне число циклів роботи балок з клеєної деревини, що сприймуть елементи без руйнування, за різних режимів прикладення зовнішніх малоциклових навантажень, визначалось за формулою 7.81 та приведено в таблиці Ж.2 додатку Ж.

Час, який конструкція ще є життєздатною за дії повторного навантаження, можна визначити з умови

$$t_{\text{cyc}} = n_{\text{cyc}} (\Delta t_{\text{cyc}}), \quad (7.82)$$

де t_{cyc} – час життєздатності конструкції за дії повторного навантаження; (Δt_{cyc}) – час прикладення одного циклу повторного навантаження.

При переході в третю стадію напружено-деформованого стану, в найбільш віддаленому волокні стиснутої зони розрахункового поперечного перерізу, відносні деформації досягають граничних значень $u_{c,fin,d}$ та утворюються і розповсюджуються по висоті складки.

Інтенсивний ріст деформацій складки на третій стадії роботи, якщо дивитися на діаграму фізичного стану, відбувається уже на спадній вітці деформування матеріалу в за критичній зоні міцності за повздовжнього стиску деревини (рис.5.4). Але в розрахунковому поперечному перерізі елемента цей ріст уповільнюється за рахунок сумісної роботи тих шарів деревини стиснутої зони, які ще не перетнули межі граничних значень $u_{c,fin,d}$. З утворенням складки, в стиснутій зоні розрахункового поперечного перерізу, елемент з деревини знаходиться в перед руйнівному стані, але ще має певний запас несучої здатності (рис. 5.3). І лише тоді, коли відносні деформації найбільш віддаленого волокна розтягнутої зони досягають значень за повздовжнього розтягу рівних $u_{t,fin,d}$, елемент переходить до четвертої стадії напружено-деформованого стану, що призводить до практично миттєвого руйнування всієї конструкції.

7.4. Висновки до розділу

1. Сформульовані основні передумови та допущення, на базі яких розроблено методику оцінки напружено-деформованого стану розрахункового поперечного перерізу з цільної чи клеєної деревини за дії короткочасного чи малоциклового навантаження.

2. Розроблено пропозиції щодо визначення несучої здатності елементів з цільної та клеєної деревини прямокутного поперечного перерізу які працюють за

прямого чи косо́го поперечного згину при дії одноразових чи малоциклових навантажень.

3. Запропоновано методику прогнозування часу працездатності конструкцій за дії повторних навантажень, що працюють на прямий чи косий поперечний згин.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [10, 80, 62, 63, 65, 70, 76, 224, 236]

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

На даний час в теорії розрахунку конструкцій з деревини назріла задача впровадження в норми проектування нових методів їх розрахунку, котрі б ґрунтувалися на деформаційній розрахунковій моделі. Виконана програма експериментально-теоретичних досліджень науково-технічної проблеми дала можливість розробити основи деформаційної теорії розрахунку конструкцій з деревини, яка базується на дійсних діаграмах повздовжнього деформування деревини за різного напружено-деформованого стану. На базі виконання комплексу експериментально-теоретичних досліджень отримані такі результати:

1. Удосконалена методика та устаткування виконання експериментальних досліджень дозволила отримати достатньо достовірні дані про параметри нелінійності повних діаграм повздовжнього деформування цільної та клеєної деревини, стиску деревини в отворах нагельних з'єднань, волокон деревини поряд шва повздовжнього сколювання та за роботи волокон поряд площини клейових швів за дії одноразових короткочасних навантажень.

2. Встановлена подібність кривих деформування цільної та клеєної деревини за повздовжнього стиску, в отворах нагельних з'єднань, волокон деревини поряд шва повздовжнього сколювання та за роботи волокон поряд площини клейових швів за дії одноразових короткочасних навантажень дозволяє використовувати залежність, як апроксимуючу, у вигляді поліному другого степеня (2.4). Статистичний аналіз результатів порівняння відхилень теоретичних напружень від експериментальних на діаграмі деформування деревини зі спадною (низхідною) віткою, обчислених за формулою (2.4) засвідчив задовільну збіжність між цими величинами.

3. Запропонована методика визначення коефіцієнтів полінома другого степеня для апроксимації повної діаграми повздовжнього стиску цільної та клеєної деревини за однократного центрального деформування. Залежності для практичного застосування, за допомогою яких з достатньою точністю

визначаються всі параметри діаграми встановлюються на основі призмової міцності цільної та клеєної деревини на зразках конструкційних розмірів.

4. На протязі багатьох років вперше проведено об'ємні експериментальні дослідження та отримані нові результати роботи деревини та з'єднань елементів дерев'яних конструкцій за дії короткочасних малоциклових навантажень.

5. На основі статистичного порівняння отриманих експериментальних даних встановлена закономірність малоциклової витривалості деревини (сосни) повторним стискаючим навантаженням вздовж та поперек волокон в залежності від верхнього рівня повторних навантажень, довговічність клейових і нагельних з'єднань. Встановлено межу малоциклового пристосування деревини та дерев'яних з'єднань повторним навантаженням, якою можна вважати рівень навантаження $\eta_{cyc} = 0,4\Delta_u$ за вологості деревини $W=12\%$ та рівень $\eta_{cyc} = 0,3\Delta_u$ - для нагельних з'єднань з вологістю деревини $W=30\%$.

6. На основі виконаних експериментально-статистичних досліджень встановлено, що січний модуль деформацій $E'_{c,d}$ зі зростанням навантажень зменшується внаслідок зростання еластичних та пластичних деформацій деревини, а функція «січний модуль деформацій – рівень навантаження» ($E'_{c,d} - \eta_{c,d}$) є лінійно змінною. За будь-якими двома експериментальними точками можна достовірно побудувати графік залежності $E'_{c,d} - \eta_{c,d}$ та встановити початковий модуль пружності деревини $E_{0,c,d}$.

7. В результаті проведення експериментальних досліджень встановлено, що деформативність балок з клеєної деревини, отримана після завершення заданої програми повторних навантажень з довантаженням до руйнування (за умови, що зразок не зруйнувався від малоциклової втоми) залежить від верхнього рівня завантажень та кількості циклів. В експериментальних дослідженнях встановлено три характерні випадки :

а) за режиму роботи $\eta=(0,2-0,4)M_{max}$ за прямого згину та косоного згину за кутів нахилу 10° та 25° стабілізація приростів відносних деформацій в стиснутій та

розтягнутій зонах проходила до 5 циклу, що говорить про пристосування деревини балок до даного режиму роботи.

б) за режиму роботи $\eta=(0,2-0,6)M_{max}$ за прямого поперечного згину проходив невеликий приріст відносних деформацій на протязі всього випробування, за косоного згину з кутом нахилу 10° стабілізація приростів відносних деформацій стиснутої та розтягнутої зони і, відповідно, пристосування до даного режиму роботи проходило до 12 циклу, а за кута нахилу 25° – до 20 циклу.

в) за режиму роботи вище $\eta=(0,2-0,6)M_{max}$ за прямого та косоного згину проходило поступове збільшення відносних деформацій з наступним руйнуванням балки на 10-103 циклі випробувань.

8. Встановлено, що розрахунковим поперечним перерізом елемента з деревини є переріз зі складкою в стиснутій зоні. Складка, як найслабкіша ділянка, і є тим визначальним критерієм, яким необхідно користуватись при оцінці опору матеріалів. Для перерізу зі складкою можна застосовувати відомі закони розподілення деформацій по висоті, як в стиснутій, так і в розтягнутій зонах, тому що можна використовувати апарат нескінченно малих величин за умови нерозривності функції в околиці точки перерізу, яка обумовлюється гіпотезою суцільності і однорідності матеріалу.

9. Обґрунтовано та сформульовано головні передумови та допущення та запропоновано залежності для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу конструкцій з цільної та клеєної деревини на довільній стадії завантаження та перед руйнуванням за дії короткочасного та мало циклового навантажень.

10. Науково обґрунтовано та визначено чотири характерні стадії напружено-деформованого стану роботи деревини за згину під навантаженням:

- перша стадія – елемент працює без складок в стиснутій зоні в межах пропорційності за напружень $\sigma = E \cdot u$;
- друга стадія – елемент працює без складок в стиснутій зоні за напружень $\sigma = f(u)$, а в розтягнутій зоні - $\sigma = E \cdot u$;

- третя стадія – у деревині стиснутої зони виникають і розвиваються складки, деревина в стиснутій та розтягнутій зонах працює за напружень $\sigma = f(u)$;
- четверта стадія – стадія руйнування елемента за напружень в розтягнутій зоні $\sigma = f_{t,0,d}$.

11. Запропонована удосконалена методика визначення напружено-деформованого стану поперечних перерізів з використанням повних діаграм деформування деревини за стиску дозволила розв'язувати задачі з розрахунку елементів з деревини за будь-якого стиску чи згину не тільки в граничних, але й на проміжних стадіях в режимі роботи за одноразових статичних та малоциклових змінних навантажень. Встановлено величини напружень та форми епюри напружень в поперечному перерізі балок з цільної та клеєної деревини, які знаходяться в умовах прямого та косоного поперечного згину на різних рівнях завантаження.

12. Проведений аналіз трансформації напружень в стиснутій та розтягнутих зонах поперечного перерізу балки в умовах поперечного згину за дії одноразових та повторних малоциклових навантажень засвідчив, що руйнування балок з цільної та клеєної деревини розпочинається з утворення складки в стиснутій частині розрахункового поперечного перерізу зони чистого згину, після чого відбувається руйнування крайніх волокон деревини в розтягнутій частині цього перерізу. Тріщина з крайніх волокон (дошки) поширюється на верхні шари балки з деревини, що призводить до руйнування зразка в цілому. Утворення складки в стиснутій зоні балки на епюрах напружень підтверджується деяким зменшенням величин напружень в найбільш віддалених від нейтральної лінії волокнах деревини.

13. Аналіз характеру роботи елементів за дії мало циклових навантажень, форми епюр напружень та їх величини показують, що за рівнів навантажень $0,2M_{max}$, $0,4M_{max}$ та $0,6M_{max}$ балки з цільної та клеєної деревини за прямого та косоного поперечного згину працюють в другій стадії напружено-деформованого

стану. За рівня навантаження вище $0,6M_{max}$ балки з деревини працюють в третій стадії, яка характеризується утворенням складки в стиснутій зоні.

14. Сформульовані основні передумови та допущення, на базі яких розроблено методику оцінки напружено-деформованого стану розрахункового поперечного перерізу з цільної чи клеєної деревини за дії короткочасного чи малоциклового навантаження. Розроблено пропозиції щодо визначення несучої здатності елементів з цільної та клеєної деревини прямокутного поперечного перерізу, які працюють за прямого чи косоного поперечного згину при дії одноразових чи малоциклових навантажень.

15. Розроблено методику прогнозування часу працездатності конструкцій за дії повторних навантажень, що працюють на прямий чи косий поперечний згин.

16. На основі нових результатів експериментально-теоретичних досліджень опору деревини силовим факторам розвинуто представлення про напружено-деформований стан елементів, вперше виявлені характерні стадії роботи елементів за різних деформацій, встановлені ознаки виникнення позаграничних станів, що дає можливість розробити деформаційну методику розрахунку елементів з цільної та клеєної деревини, яка гармонізована з європейськими стандартами.

17. В подальшому розроблену деформаційну методику розрахунку елементів з цільної та клеєної деревини, на базі майбутніх експериментальних досліджень, використати при проектуванні позацентрово стиснутих елементів, армованих дерев'яних елементів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Авдеев С.Н. Учет нелинейных зависимостей различного рода в сжато-изгибаемых деревянных элементах: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Москва, 1992. 217с.
2. Алексієвець В.І. Робота та розрахунок сталевих нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за повторних навантажень: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01.Рівне, 2011. 156 с.
3. Арлетинов Д.К., Буслаев Ю.Н., Игнатьев В.П. Конструкции из дерева и пластмасс: учебник. Москва: Издательство АСВ, 2002. 280с.
4. Ашкенази Е.К. Анизотропия древесины и древесных: научное пособие. Москва: Лесная промышленность, 1978. 222 с.
5. Ашкенази Е.К., Ганов Э.В. Анизотропия конструкционных материалов: научное пособие. Ленинград: Машиностроение, 1980. 247с.
6. Ашкенази Е.К., Боксберг И.П., Рубинштейн Г.М. Анизотропия механических свойств древесины: научное пособие. Москва: Гослесбумиздат, 1958. 140с.
7. Ашкенази Е.К. Анизотропия прочности древесных и синтетических материалов: автореф. дисс. ... д-ра техн. наук: 05.23.01. Ленинград, 1969.
8. Ашкенази Е.К., Мыльникова О.С., Райхельгауз Р.С. Еще раз про геометрию прочности анизотропных материалов. Механика полимеров. 1976. №2. С. 269–278.
9. Бабич Є. М, Крусь Ю.О. Бетонные и железобетонные элементы в условиях малоцикловых нагрузок: монография. Ровно: Изд-во РДТУ, 1999. 119 с.
10. Бабич Є.М., Гомон С.С. Особливості розрахунку елементів з деревини при прямому поперечному згині за деформаційною методикою. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць. Луцьк, 2019. Випуск 11. С.

11. Балдин В.А., Гольденблат И.И., Коченов В.М. Расчёт строительных конструкций по предельным состояниям: научное пособие. Москва: Госстройиздат, 1951.
12. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: дис. д-ра. техн. наук: 05.23.01. Київ, 2005. 379с.
13. Бачинский В.Я. О потере устойчивости деформирования изгибаемого бруса. Республиканский межведомственный науч.-техн. сб. Строительные конструкции. Киев: Будівельник, 1982. Вип.35.
14. Бедржицкий Ю.А. Прочность и деформативность древесины лиственных пород при растяжении и сжатии: Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1976. №11. С. 115-117.
15. Белянкин Ф.П. Длительное сопротивление дерева: научное пособие. Москва: Госстройиздат, 1934. 134с.
16. Белянкин Ф.П., Яценко В.Ф. Деформативность и сопротивляемость древесины как упруго-вязко-пластического тела: учебное пособие. Киев, 1957.
17. Белянкин Ф.П. Механические характеристики дуба и сосны при разных гидротермических состояниях. Киев: 1939.
18. Белянкин Ф.П. Пластические деформации дерева при изгибе. Киев: Изд. ЦАГИ, 1936.
19. Белянкин Ф.П. Прочность древесины при скалывании вдоль волокон. Киев: 1955.
20. Белянкін Ф.П. Границя тривалого опору деревини. Збірник праць інституту будівельної механіки. 1931. ВУФР, 7, 93Б.
21. Белянкін Ф.П. Дослідження міцності дерев'яних балок. Київ: АН УРСР. 1938.
22. Бідаков А.М. Підвищення міцності та стійкості клеєфанерних балок шляхом улаштування х-подібної фанерної стінки: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. Харків, 2014. 22 с.

23. Бовин В.А. Разносно-вариационные методы строительной механики. Киев: Стройиздат. 1963. С. 227 – 245.
24. Бойко М.Д. Влияние температурно-влажностного состояния древесины на ее прочность. Москва: Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1952. С. 230.
25. Болденков Р.П. Обоснование метода пересчета показателей механических свойств древесины к стандартной температуре: автореф. дис. ... д-ра техн. наук. Москва, 1960.
26. Большаков А.П., Балашкина М.А, Гердюков Н.Н., Зотов Е.В. Демпирующие свойства секвойи, березы, сосны и осины при ударном нагружении. Прикладная механика и техническая физика. 2001. Т. 42, №2. С. 1-10.
27. Боровиков А.М., Уголев Б.М. Справочник по древесине: справочное пособие. Москва: Лесная промышленность, 1989. 296 с.
28. Боярский А.Я. Общая теория статистики. Москва: МГУ, 1977. 328 с.
29. Бывших В.Д. Исследование влияния температуры и влажности древесины на ее упругопластические характеристики. Химки, 1958. С. 45-56.
30. Быков В.В. Экспериментальные исследования прочности и деформативности древесины сибирской лиственницы при сжатии и растяжении вдоль волокон с учетом длительного действия нагрузки: Известия вузов. Строительство и архитектура, 1967. №8. С.3-8.
31. Вареник К. А. Расчет центрально-сжатых деревянных элементов с учетом ползучести: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Новгород Великий: НГУ им. Ярослава Мудрого, 2015. 167 с.
32. Вареник К.А. Аппроксимация диаграммы деформирования древесины. Вестник Новгородского государственного университета. Новгород, 2013. №75. Т1. С.60-64.

33. Васильев О.Ю. Довговічність плоских та просторових наскрізних дерев'яних конструкцій: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Харків, 2015. 22с.
34. Ву Э.М. Феноменологические критерии разрушения анизотропных сред. Механика композиционных материалов. Москва: Мир, 1978. Т.2. С.401-491.
35. Гвоздев А.А. Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации. Труды конференции по пластическим деформациям. Москва: АН СССР, 1938.
36. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Москва: Стройиздат, 1949.
37. Гениев Г.А. О критерии прочности древесины при плоском напряженном состоянии. Строительная механика и расчет сооружений. 1981. № 3. С. 15–20.
38. Гольденблат И.И., Бажанов В.Л. Длительная прочность в машиностроении: научное пособие. Москва: Машиностроение, 1977. 204 с.
39. Гомон С. С., Павлюк А.П., Поліщук В.М. Зміна положення нейтральної лінії балок з цільної деревини за косоного згину в залежності від характеру обпирання і прикладання навантаження. Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції. Київ, 2016. С. 120 - 127.
40. Гомон С. С., Павлюк А.П. Изменение положения нейтральной линии балок из цельной древесины за косоного изгиба. Образование, наука и производство в XXI веке: современные тенденции развития. Материалы юбилейной международной конференции. Могилев, 2016. С.89 – 90.
41. Гомон С.С., Гомон С.С., Сасовський Т.А. Діаграми механічного стану деревини сосни за одноразового короткочасного деформування до повної втрати міцності матеріалу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі

та споруди. Зб. наук. праць. Рівне: Вид-во НУВГП, 2012. Вип 23. С.166-171.

42. Гомон С.С., Гомон С.С., Сасовський Т.А. Построение полной диаграммы деформирования древесины сосны при действии статической загрузки. Сборник научных трудов “Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии”. ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет». Могилев, 2012. Часть2. С. 81-82.

43. Гомон С.С., Гомон С.С., Сасовський Т.А., Яцук В.О. Визначення напружено-деформованого стану нормального перерізу за роботи деревини на поперечний згин з урахуванням повної діаграми деформування матеріалу. Проблеми розвитку міського середовища. Науково-технічний зб. Київ: НАУ, 2012. Вип.8. С. 66-72.

44. Гомон С.С., Гомон С.С., Сасовський Т.А. Діаграми механічного стану деревини сосни за повторного деформування до повної втрати міцності матеріалу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2012. Вип. 24. С. 102-112.

45. Гомон С.С., Глагов'як В.Ц., Мацьоха Л.Є., Стасюк І.О. Процес деформування нагельного з'єднання з деталей сухої та вологої деревини. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2000. Випуск 5. С. 152-157.

46. Гомон С.С., Павлюк А.П., Ющук О.В. Дослідження роботи деревини на сколювання вздовж волокон за дії повторних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2015. Вип. 30. С.116-122.

47. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Дослідження роботи з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах за дії малоциклових навантажень. Вісник НУВГП: збірник наукових праць. Рівне, 2007. Вип. 4(40). С. 239 – 244.

48. Гомон С.С., Поліщук М.В. Експериментально-статистичні дослідження січного модуля пружності деревини залежно від тривалості її

насичення водою. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2018. Випуск 36. С. 96-101. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку).*

49. Гомон С.С., Поліщук М.В. Експериментально-статистичні дослідження залежностей «січний модуль-рівень напружень» для цільної та клеєної деревини. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне, 2018. Випуск 35. С.60-67.

50. Гомон С.С., Павлюк А.П. Работа балок из цельной и клееной древесины при косом изгибе. Вестник Белорусско-Российского университета.- Могилев, 2017- Вып.3(56) - С.111-121.

51. Гомон С.С., Павлюк А.П. Жорсткість балок з клеєної деревини в умовах косоного згину. Будівельні конструкції: теорія і практика. Київ. : КНУБА. Випуск 1.2017. С. 69-74.

52. Гомон С.С., Павлюк А.П. Жорсткість балок з цільної деревини в умовах прямого та косоного згину. Всеукраїнська науково-практична інтернет-конференція з міжнародною участю «Ресурсозберігаючі технології в проектуванні, землевпорядкуванні та будівництві». Матеріали конференції. Кременчук: КрНУ, 2017. - С. 191-202.

53. Гомон С.С. Конструкції із дерева та пластмас: навчальний посібник. Рівне: НУВГП, 2016. 219 с.

54. Гомон С.С. Критерій руйнування позацентровостиснутих та згинальних елементів з деревини з урахуванням пружнопластичної роботи матеріалу з обмеженою деформативністю. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2013. Вип. 25. С. 248-253.

55. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Малоциклова витривалість деревини повторним навантаженням. Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. труд. Одесса: ОГАСА, 2011. №15. Ч.3. С. 18-22.

56. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Малоциклове пристосування з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Одесса: ОГАСА, 2010. Вип. 14. Ч.1. С. 74 –79.
57. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Особливості роботи болтових з'єднань за одноразових статичних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2011. Випуск 22. С. 260-265. (*Автору належить загальна методологія та методика розрахунку*).
58. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Робота та розрахунок сталевих нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за повторних навантажень: монографія. Рівне : НУВГП, 2013. 111с.
59. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Несуча здатність вологих з'єднань на цвяхах при малоциклових навантаженнях. Розвиток житлово-комунального розвитку міст. Зб. тез науково-практичної конференції. Одеса: ОДАБА, 2010. С. 131 – 133.
60. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Определение малоциклового выносливости соединений древесины на гвоздях. Сб. научных трудов Международного симпозиума Современные металлические и деревянные конструкции. Брест: ОАО «Брестская типография», 2009. С. 50-54.
61. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Несуча здатність нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за дії одноразових навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2009. Випуск 18. С. 163-168.
62. Гомон С.С. Передумови до запобігання прогресуючому руйнуванню конструкцій з деревини при дії різних видів навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2014. Вип. 29. С. 108-116.
63. Гомон С.С., Павлюк А.П. Робота дерев'яних балок в умовах косоного згину. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник

наукових праць. Рівне, 2015. Випуск 31. С. 422-428. (*Автору належить загальна методологія та методика розрахунку*).

64. Гомон С.С., Сасовский Т.А. Работа изгибаемых элементов из клееной древесины при малоцикловых нагрузках. Вестник Белорусско-Российского университета. Могилев, 2016. №1 (50). С. 130-139.
65. Гомон С.С. Расчет элементов конструкций из древесины при работе на кривой изгиб с использованием полной диаграммы деформирования материала. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Одесса: ОГАСА, 2012. №16. Ч.1. С. 18-22.
66. Гомон С.С., Павлюк А.П. Робота балок з клеєної деревини в умовах кривого згину. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. Львів, 2019. №19. С.84-89.
67. Гомон С.С., Павлюк А.П. Робота дощатоклеєних дерев'яних балок в умовах кривого згину при дії одноразових та повторних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне, 2017. Випуск 34. С.118-128.
68. Гомон С.С., Алексієвцев В.І. Робота з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах за дії малоциклових навантажень. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Одесса, 2008. Ч.1. С. 26 – 31.
69. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Робота модифікованої деревини поперек волокон за дії малоциклових навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: Вид-во НУВГП, 2009. Вип 20. С. 170-174.
70. Гомон С.С., Гомон П.С., Павлюк А.П. Розрахунок косозігнутих дерев'яних балок з використанням деформаційної моделі. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2018. Випуск 36. С. 87-95.
71. Гомон С.С., Полищук Н.В. Способ определения упруго-пластических характеристик цельной и клееной древесины на образцах конструкционных

размеров при сжатии. Natural and Technical Sciences. Budapest, 2018. VI(21) ISSUE 179. P. 17-20.

72. Гомон С.С. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2011. Вип. 21. С. 176-180.

73. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Несуча здатність нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій. Галузеве машинобудування, будівництво. Збірник наукових праць. Полтава, ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка. 2009. Випуск 3 (25). Том 3. С.54-58.

74. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Дослідження напруженого стану згинальних елементів із деревини з використанням повної діаграми деформування матеріалу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2013. Випуск 27. С. 62-67.

75. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Дослідження роботи згинальних елементів із клеєної деревини за дії повторних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2014. Випуск 28. С. 163-167.

76. Гомон С.С., Павлюк А.П. Жорсткість балок з цільної деревини за косоного згину залежно від характеру обпирання і прикладання навантаження. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2016. Випуск 32. С. 143-149. (*Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку*).

77. Гомон С.С., Павлюк А.П. Деформативність балок з цільної деревини в умовах косоного згину. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2016. Випуск 33. С. 137-142.

78. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Методика дослідження роботи дощатоклеєних балок за дії повторних навантажень. Перспективи розвитку будівельної галузі. Матеріали Всеукраїнської конференції молодих учених і студентів. Полтава. ПолтНТУ, 2013. С. 145-148.

79. Гомон С.С., Сасовский Т.А. Дослідження міцності та деформативності деревини сосни за повторного деформування до досягнення повної втрати міцності матеріалу. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. - 2014. - Вип. 1. - С. 40-46. Електр.ресурс [http://nbuv.gov.ua/UJRN/stmbr_2014_1_8.].
80. Гомон С.С. Напружено-деформований стан і розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях: монографія. Рівне : Волинські обереги, 2019. 288с.
81. Гомон С.С., Поліщук М.В. Влаштування комбінованого армування балок з клеєної деревини. Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень прикарпаття та карпат. Тези доповідей міжнародної науково-практичної конференції. Дубляни. ЛНАУ. 2019. С. 99-100.
82. Гомон С.С., Поліщук М.В. Клеєна дерев'яна балка: пат. 135229 Україна: МПК Е04С 3/12 (2006.01). № u201900104; заяв. 03.01.2019; опубл. 25.06.2019, Бюл. №12. 4 с.
83. ГОСТ 2140-81. Видимые пороки древесины. Москва: Стройиздат, 1981. 120 с.
84. ГОСТ 21554.6-78. Пиломатериалы и заготовки. Метод определения прочности при скалывании вдоль волокон. Москва: Стройиздат, 1986. 9 с.
85. ГОСТ 9622-87 Древесина слоистая клееная. Методы определения предела прочности и модуля упругости при растяжении. Москва: Стройиздат, 1987. 7 с.
86. Гринь И.М. Исследование несущей способности клееных балок, составленных из трех слоев разных пород древесины. Известия вузов. Строительство и архитектура. 1960. №3. С.42-50.
87. Губенко А.Б. Клееные деревянные конструкции в строительстве. Москва: Госстройиздат, 1957.

88. Губенко А.Б. Устойчивость центрально сжатых цельных деревянных стержнем. Исследование прочности и устойчивости деревянных стержней: Сб. ЦНИПС. Москва: Стройиздат, 1940. С3-13.
89. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009.- 49с.
90. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – К.: Минстрой Украины, 2006.-78с.
91. ДБН В.2.6-161:2017. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення.– Київ: Укрархбудінформ, 2017.- 119с.
92. Делова М.И. Деформирование изгибаемых клеёных деревянных элементов при статическом нагружении: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Курск, 2001. 165 с.
93. Демчина Б.Г., Бляхар Т.Й., Кравз А.Р., Орешкин Д.О, Сурмай М.І. Експериментальне дослідження роботи дощатоклеєних балок, армованих металевою та неметалевою арматурою. Н.У. «Львівська політехніка». Львів, 2011. – №697.С. 87-92.
94. Денеш Н.Д. Прочность деревянных элементов конструкций покрытий при основных эксплуатационных воздействиях: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Москва, 1991. 162с.
95. Дериглазов О.Ю. Разработка, конструирование и исследование деревянного ребристо-кольцевого купола с блоками жесткости и сборно-разборными узлами: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Томск, 2007. 22с.
96. Дмитриев П.А., Стрижаков Ю.Д. Исследование прочности древесины на смятие в отверстиях поперек волокон при действии кратковременных и длительных нагрузок. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1969. №7. С. 22 – 28.

97. Дрейк Дж. Мл., Ривс В. Огнезащитные целлюлозные текстильные материалы. Целюлоза и её производные: учебное пособие. Москва: Мир, 1974. - 481с.
98. Дроздовский Б.А., Фридман Я.Б. Прикладные вопросы механики разрушения Предисловие к русскому изданию. Москва: Мир, 1968. 552с.
99. ДСТУ – Н Б В.2.6-184:2012 Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування. / Мінрегіон України. – К. : Мінрегіон України, 2013 – 158с.
100. Евстигнеев Э.И. Химия древесины: учебное пособие. Санкт-Петербург: Изд-во политехнического института, 2007. 245 с.
101. Жаксон А. Современные деревянные конструкции в инженерных сооружениях. Москва, 1925. с. 32 – 43.
102. Журков С.Н. Временная зависимость прочности твердых тел. Журнал технической физики. 1953. Т. 23. Вып. 10.
103. Знаменский Е.М. Несущая способность элементов деревянных конструкций при статическом и динамическом нагружении. Москва, 1956.
104. Знаменский Е.М. Совершенствование нормирования расчетных характеристик элементов деревянных конструкций. Разработка и совершенствование деревянных конструкций. Сборник научных трудов, ЦНИИСК им. В.А. Кучепенко. Москва, 1989. С. 36–47.
105. Иванов А.М. Исследования диаграммы механических испытаний древесины. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1959. №4. С. 116 – 122.
106. Иванов А.М. Расчет элементов деревянных конструкций с учетом продолжительности воздействия нагрузки. Сб. Научных трудов Воронежского инженерно-строительного института. Воронеж, 1957. №6. С. 16 – 22.
107. Иванов В.А., Клименко В.З. Конструкции из дерева и пластмасс: учебное пособие. Киев: Вища школа, 1983. 280с.

108. Иванов Ю.М. Две области деформирования древесины и предел пластического течения Сб.: Труды института леса. Москва: АН СССР, 1953. Т.9. С. 431-444.
109. Иванов Ю.М. Длительная несущая способность деревянных конструкций. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1972. №11. С. 6-11.
110. Иванов Ю.М. Длительная прочность древесины. Изв. Вузов, "Лесной журнал". 1979. №4.
111. Иванов Ю.М., Славин Ю.Ю. Длительная прочность древесины при растяжении поперек волокон. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1986. №10. С. 25-29.
112. Иванов Ю.М., Баженов В.А. Исследования физических свойств древесины. Москва: АН СССР, 1959. 76 с.
113. Иванов Ю.М. К вопросу исследования складки разрушения древесины при сжатии вдоль волокон. Сб.: Труды института леса. Москва: АН СССР, 1953. Т.9. С. 115-121.
114. Иванов Ю.М., Ю.Ю. Славик. К методике прогнозирования длительной прочности соединений древесины на фенольных клеях. Изв. вузов. Лесной журнал. 1987. № 4. С. 22–26.
115. Иванов Ю.М., Лепарский Л.О. Моделирование внутренних напряжений, возникающих в изделиях в условиях эксплуатации. Деревообаб. промышленность. 1970. №9. С. 120 – 128.
116. Иванов Ю.М. О деформациях и напряжениях в древесине как неоднородном материале. Труды института леса АН СССР. Москва, 1949. Т.IV.
117. Иванов Ю.М. О длительной прочности древесины. Изв. вузов. Лесной журнал. 1981. № 5. С.71–75.
118. Иванов Ю.М. О методике оценки длительной прочности древесины и фанеры. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1977. №9. С. 102 – 109.

119. Иванов Ю.М. О предельных состояниях деревянных элементов, соединений и конструкций. Москва: Стройиздат, 1947.
120. Иванов Ю.М. Области упругого и неупругого деформирования древесины и фанеры. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1979. №12. С. 17 – 22.
121. Иванов Ю.М. Последствия в древесине конструктивных элементов. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1977. №1. С. 29 – 38.
122. Иванов Ю.М. Предел пластического течения древесины. Москва: Госиздат стройлитературы, 1948. 200 с.
123. Иванов Ю.М. Современное состояние исследований длительного сопротивления древесины. Сб. Исследование прочности и деформативности древесины. НТО строительной промышленности. Москва: Стройиздат, 1956.
124. Іванюк А.М. Несуча здатність дерев'яних балок з пошкодженнями у вигляді наскрізних тріщин: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Національний університет водного господарства та природокористування. Рівне, 2011. 158с.
125. Каминский А.А. Механика разрушения вязкоупругих тел. Киев: Наук. думка, 1980. 160 с.
126. Каминский А.А., Гаврилов Д.А. Механика разрушения. Киев: Наук. думка, 1988. 221 с.
127. Квасников Е.Н. Вопросы длительного сопротивления древесины и конструктивных элементов из дерева и слоистых пластиков: автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Ленинград, 1973. 49 с.
128. Квасников Е.Н. Вопросы длительного сопротивления древесины. Ленинград: Стройиздат, 1972. 95 с.
129. Квасников Е.Н. О напряженном состоянии древесины при изгибе. Инженерные конструкции: XXX конференция. Ленинград: ЛИСИ, 1972. С. 106-114.

130. Клименко В.З., Иванов В.А., Кормаков Л.И., Куницкий Л.П. Конструкции из дерева и пластмасс: примеры расчета и конструирования: учебное пособие. Киев: Будівельник, 1981. 400с.
131. Клименко В.З. Конструкції з дерева і пластмасс: навчальний посібник. Київ: Вища школа, 2000. 304с.
132. Клименко В.З. Методические рекомендации по расчету строительных конструкций из клееной древесины с учетом сложного напряженного состояния материала. Київ: КИСИ, 1998. 50 с.
133. Ковальчук Л.М., Турковский С.Б. Деревянные конструкции в строительстве: учебное пособие. Москва: Стройиздат, 1995. 270с.
134. Ковальчук Л.М. Поведение деревянных конструкций в процессе эксплуатации. Проблемы и решения. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1993. С. 11–12.
135. Копаница Д.Г., Лоскутова Д.В. Исследование напряжений в древесине от действия забитого гвоздя на основе реконструктивной обработки данных поверхностного зондирования. Вестник ТГАСУ. Томск, 2008. №1. С. 86-91.
136. Копаница Д.Г., Лоскутова Д.В., Лукьянов С.П. Исследование напряжений в области контакта древесины с нагелем методом поверхностного. Материалы Международной IEEE – Сибирской конференции по управлению и связи (SIBCON – 2009). Томск: ГОУ ВПО «Тусур», 2009. С. 332-337.
137. Ковлев Н.Н. Клееная древесина в условиях сложного напряженного состояния. Сб. тр. III-Международной научно-технической конференции «Современные проблемы совершенствования и развития металлических, деревянных, пластмассовых конструкций в строительстве и на транспорте». Самара, 2005. С.166-167.
138. Копаница Д.Г., Лоскутова Д.В., Савченко В.И., Пляскин А.С. Определение коэффициента постели для расчета узлового соединения

элементов из древесины на МЗП. Вестник ТГАСУ. Томск, 2011. №2. С. 79-88.

139. Коченов В.М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций. Москва: Государственное издательство. 1953. 320 с.

140. Коченов В.М. Расчёт деревянных конструкций по предельным состояниям. Строительная промышленность. 1950. №1.

141. Кочкаръов Д.В. Робота та несуча здатність залізобетонних елементів за дії осьової стискуючої сили та та згину в двох площинах: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01. Рівне, 2002. 191 с.

142. Кривенко П.В., Кривенко П.В., Цапко Ю.В., Гузій С.Г. Вогнезахист будівельних конструкцій з деревини. Теорія та практика: навчальний посібник. Харків: Технологічний центр, 2018. 348с.

143. Леннов В.Г. О расчете элементов деревянных конструкций на поперечный изгибе учетом длительного воздействия нагрузок. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1960. №4. С.50-62.

144. Леннов В.Г. Экспериментальное исследование древесины на сжатие и растяжение вдоль волокон с учетом длительного действия загрузки. Известия вузов. Строительство и архитектура. 1958. №2. С.147-157.

145. Леонтев Н.Л. Техника статистических вычислений. Москва: Лесная промышленность, 1966. 250с.

146. Леонтьев Н.Л. Длительное сопротивление древесины Москва: Гослесбумиздат, 1957. 85с.

147. Леонтьев Н.Л. О зональном распределении физико-механических свойств древесины сосны. Природа, 1949. №6.

148. Лукаш П.А. Основы нелинейной строительной механики. Москва: Стройиздат, 1978. 208с.

149. Макаренко Л.П., Фенко Г.А. Практический способ определения модуля упругости упруго-пластических характеристик бетона при сжатии. Известия вузов. Строительство и архитектура. 1970. №10. С. 141-147.
150. Марганец Д.В. Влияние влажности на прочность древесины. Сб. научных трудов МИСИ. Москва: МИСИ, 1958. №13. С.41-52.
151. Методические рекомендации по определению параметров диаграммы « σ – ε » бетона при кратковременном сжатии Киев: НИИСК Госстроя СССР, 1985. 57с.
152. Механика разрушения и прочность материалов: справочное пособие // Под общей ред. В.В. Панасюка. Киев: Наукова думка, 1988. Т.2. 620 с.
153. Мирсаяпов И.Т., Абдархманов И.С., Сафин Д.Р. Малоцикловая выносливость нормальных сечений деревожелезобетонных изгибаемых элементов. Бюллетень строительной техники. 2004. №3. С. 89 – 96.
154. Миряев Б.В., Кузнецов А.А. Местная устойчивость сетчатых деревянных куполов. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 2003. №3. С. 8-11.
155. Михайлов Б.К., Шешуков Н.В. Развитие методов прогнозирования деформативности древесины с учетом влажности. Лесной журнал. 2007. №1. С. 87-92.
156. Найчук А.Я. К вопросу о несущей способности деревянных клееных балок со сквозными трещинами. Промышленное и гражданское строительство. 2004. № 6. С. 38–40.
157. Найчук А.Я. Напряженное состояние древесины в зоне обрыва анкеровки винтов, работающих на растяжение поперек волокон. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2014. Вип. 29. С. 292-298.
158. Найчук А.Я., Серов Е.Н., Захаревич И.Ф. Некоторые особенности расчета клееных деревянных конструкций. Современные металлические и

деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство). Сб. науч. труд. Брест, 2009. С. 205-211.

159. Найчук А.Я. Опорные и коньковые узлы деревянных клееных трехшарнирных арок: автореф. дисс. ... канд. тех. наук: 05.23.01. Киев, 1985. 22 с.

160. Найчук А.Я., Орлович Р.Б. Оценка прочности древесины методами механики разрушения. Совершенствования строительных конструкций из дерева и пластмасс. Межвуз. теамт. сб. трудов. СПБИСИ. – Санкт-Петербург, 1992. С. 43-48.

161. Найчук А.Я., Чернолоз В.С., Иванюк А.Н. Оценка технического состояния деревянных балок со сквозными трещинами. Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сборник научных трудов. Одесса: ОГАСА, 2007. Ч.1. С. 142-147.

162. Найчук А.Я. Прочность элементов деревянных конструкций в условиях сложного неоднородного напряженного состояния: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Москва, 2006. 378 с.

163. Найчук А.Я., Холодарь Б.Г. Сингулярные нелинейные элементы в плоской задаче ортотропных тел с трещинами. Материалы II Белорусского конгресса по теоретической и прикладной механике. Тез. докл. Минск, 1999. С. 97.

164. Немировский Ю.В., Болтаев А.И. Особенности деформирования и разрушения гибридных брусьев из древесины. Изв. Вузов. Лесной журнал. 2018. №4. С. 118-131.

165. Орлович Р.Б. Длительная прочность деревянных элементов при сложном напряженном состоянии. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1986. №11. С. 115-117.

166. Орлович Р.Б. К вероятностной оценке длительной прочности деревянных элементов при одноосном нагружении. Изв. вузов. Строительство и архитектура. 1988. №7. С. 12-16.

167. Орлович Р.Б., Езепов Г.Г., Найчук А.Я. К оценке некоторых критериев прочности анизотропных тел при плоском напряженном состоянии. Строительная механика и строительные конструкции. Техника, технология, организация и экономика строительства. Республиканский межведомственный сборник. Минск: Вышэйшая школа, 1984. Вып.№10. С. 124-127.
168. Орлович Р.Б., Найчук А.Я. Некоторые причины аварий деревянных конструкций в сельскохозяйственных зданиях. Повышение эффективности строительства животноводческих и производственных зданий и сооружений. Тезисы докл. первой республиканской научно-практической конференции. Брест, 1981. С. 30-31.
169. Орлович Р.Б., Найчук А.Я. О напряженном состоянии торцовых участков деревянных элементов при их увлажнении. Облегченные конструкции из древесины, фанеры и пластмасс. Межвуз. темат. сб. трудов. Ленинград: ЛИСИ, 1984. С. 38–42.
170. Освенский Б.А. Скалывание и раскалывание в деревянных конструкциях. Исследование прочности и деформативности элементов конструкций из древесины, строительной фанеры и стеклопластика. Москва, 1978. С. 53-65.
171. Павліков А.М. Напружено-деформований стан навкісно завантажених залізобетонних елементів у за критичній стадії: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Полтава , 2007. 356 с.
172. Павлюк А.П. Напружено-деформований стан елементів з клеєної деревини в умовах косоного згину: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Рівне, 2019. 200с.
173. Патон Е. О. Деревянные мосты. 1910р.
174. Перелыгин Л.М. Влияние скорости нагружения при механических испытаниях древесины. Заводская лаборатория. 1938. №1. С. 120–132.

175. Пермяков В.А., Клименко В.З. Состояния и перспективы применения строительных деревянных конструкции в Украине. Часопис Економіка будівництва 2005. №4. С. 36-41.
176. Погореляк А.П., Романюк В.В., Чернолоз В.С., Погореляк О.А. Конструкції з дерева та пластмас: навчальний посібник. Рівне: Вид-во РДГУ, 2001. 392 с.
177. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). ЦНИИСК им. Кучеренко. Москва: Стройиздат, 1986. 216 с.
178. Пурызданхах М. Підвищення несучої здатності складених клеєних елементів шляхом влаштування несиметричного армування: автореф. дис.... канд. техн. наук: 05.23.01. Харків, 2014. 22 с.
179. Пятикрестовский К. П. Силовое сопротивление пространственных деревянных конструкций при кратковременных и длительных нагрузках автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Москва, 2012. 44 с.
180. Ржаницын А.Р. Некоторые вопросы механики систем, деформирующихся во времени. Москва: Гостехиздат, 1949. 252 с.
181. Ржаницын А.Р. Теоретически предпосылки к построению методов расчета деревянных конструкций. Исследования прочности и деформативности древесины. Москва: Госстройиздат, 1956. С. 21-31.
182. Ржаницын А.Р. Теория ползучести. Москва: Стройиздат, 1968. 416 с.
183. Роговий С.І. Методологія оцінки міцності нормальних перерізів бетонних і залізобетонних конструкцій на основі деформаційної розрахункової моделі: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Полтава, 2005. 371 с.
184. Рощина С.И. Прочность и деформативность клееных армированных конструкций при длительном действии загрузки: дисс: ... докт. техн. наук: 05.23.01. Москва, 2009. 324с.

185. Сасовский Т.А. Напряжено-деформованный стан балок из клееной древесины за дїї малоциклових навантажень: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Рівне, 2016. 24 с.
186. Савицький М.В., Кліменко М.В., Шехоркіна С.Є. Древина як конструкційний матеріал у національних та Європейських нормах / Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия : Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения. - 2017. - Вып. 100. - С. 131-137.
187. Свенцицкий Г.В. О пределе пластического течения при поперечном изгибе и при сжатии с изгибом. Вопросы прочности и изготовления деревянных конструкций. 1952. С. 69 – 74.
188. Светозарова Е.И. О напряжениях в клеенощитых балках увеличенной высоты. Конструкции из клееной древесины и пластмасс: Межвуз. темат. Сб. тр. Ленинград, 1978. С. 10-15.
189. Свод правил СП 64.13330. 2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80.
190. Серов Е.Н. Анализ напряженного состояния клееных балок в зоне наблюдаемого разрушения. Известие вузов. Лесной журнал. 1986. №6. С. 55–61.
191. Серов Е.Н., Хапин А.В. Выбор равнопрочных конструктивных решений клеенощитых балок прямоугольной формы. Конструкции из клееной древесины и пластмасс. Ленинград: ЛИСИ, 1979. С. 13–19.
192. Серов Е.Н. Рациональное использование анизотропии прочности материалов в клееных деревянных конструкциях массового изготовления: дисс. ... доктора технических наук: 05.23.01. Ленинград, 1988. 521 с.
193. Слицкоухов Ю.В. Применение к расчету нагельных сопряжений теории балок, лежащих на сплошном основании, обладающем двумя

характеристиками. Науч. доклад высшей школы. Строительство. 1958. №1. С. 18 – 22.

194. Слицкоухов Ю.В., Буров Е.В., Зворыгин А.В. Расчет нагельных соединений с применением нелинейных зависимостей. Известие вузов. Строительство и архитектура. 1986. №5. С. 18 – 21.

195. Сморчков А.А., Потапова И.В., Сморчков Д.А. Совершенствование методов расчета изгибаемых элементов из клееной древесины. Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. науч. труд. – Одесса: ОГАСА, 2010. №14. Ч. 1. С. 236-241.

196. Сморчков А.А., Щедрина А.А., Сморчков Д.А. Учет анизотропии в расчетах изгибаемых элементов из клееной древесины. Итоги строительной науки. Материалы МНТК, Владимир: ВГУ. 2003. С. 238-239.

197. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. Москва: Стройиздат, 1982. 65с.

198. Сроули Д., Браун У. Методы испытаний на вязкость разрушения. Прикладные вопросы вязкости разрушения . Москва: Мир, 1968. С.213-297.

199. Сурмай М. І. Міцність та деформативність дощатоклеєних балок армованих склопластиковою та базальтовою арматурою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Львів, 2015. 185 с.

200. Сухарев И.П. Экспериментальные методы исследования деформаций и прочности. Москва: Машиностроение, 1987. 216 с.

201. Тарнопольский Ю.М., Кинцис Т.Я. Методы статических испытаний армированных пластиков. Москва: Химия, 1975. 264 с.

202. Тимошенко С.П., Гере Дж. Механика материалов. Москва: Мир, 1976. 670 с.

203. Турковский С.Б. Разработка и экспериментальные исследования несущих деревянных конструкций на основе соединений с наклонно-склеенными связями: автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Москва. 2001. 30 с.

204. Тутурин С.В. Механическая прочность древесины: дис. ... докт. техн. наук: 01.02.04. – Москва, 2005. 318с.
205. Физдель И.А. Дефекты и методы их устранения в конструкциях и сооружениях. Москва: Стройиздат, 1970. 175с.
206. Филин А.П. Прикладная механика твердого деформируемого тела: учебное пособие. Том 2. Москва: Наука, 1978. 616с.
207. Фролов Ю.Г. Курс коллоидной химии: учебник. Москва: Химия, 1988. 464с.
208. Фурсов В.В., Бидаков А.Н. Влияние анизотропных свойств древесины на ее прочностные характеристики. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне: НУВГП, 2014. Випуск 29. С. 376-381.
209. Фурсов В.В., Абдурахимов Р.Ф., Чередник Д.Л. Исследование объемной деформации древесины при различных условиях загрузки. Науковий вісник будівництва. Харків: ХГДУБА, 1998. №2. С. 35-39.
210. Фурсов В.В., Абдурахимов Р.Ф., Чередник Д.Л. Исследование сложного напряженного состояния в клееной древесине. Науковий вісник будівництва. Харків: ХГДУБА, 1998. №3. С. 30–36.
211. Фурсов В.В. К расчету клееной древесины в условиях сложного напряженного состояния. Современные конструкции из металла и древесины: Сборник научных трудов. Одесса, 1999г. С. 216-221.
212. Фурсов В.В., Бидаков А.Н. Коэффициент преобразования k_{mod} и модели длительного сопротивления деревянных конструкций. Рівне: НУВГП, 2014. Випуск 29. - С. 382-390.
213. Фурсов В.В. Работоспособность деревянных конструкций при различных загрузках и эксплуатационных воздействиях: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Харьков, 1996. 438с.
214. Фурсов В.В., Ковлев Н.Н., Васильев А.Ю. Сложное напряженное состояние при смешанном нагружении ортогональных узлов клееных

деревянных конструкций. Современные металлические и деревянные конструкции: Сборник научных трудов Международного симпозиума. Брест, 2009. С. 330–335.

215. Хайрулина И.Н. Исследование длительной работы фанеры из древесины лиственницы при растяжении и изгибе. Известие вузов. Строительство и архитектура. 1975. №11. С. 20-22.

216. Хухрянский П.Н. Прочность древесины. Москва, 1955.

217. Цепаев В.А. О закономерностях изменения показателей прочности древесины длительно эксплуатируемых конструкций зданий. Промышленное и гражданское строительство. 2003. №1. С. 48-49.

218. Шемякин Е.И., Тутурин С.В., Короткина М.Р. Разрушение древесины при сжатии. Лесной весник, 2005. №3. С.56-70.

219. Шеховцов А.С. Исследование напряженно-деформированного состояния сжато-изогнутых несущих стержневых элементов деревянных сетчатых куполов и совершенствование их узловых соединений: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Санкт-Петербург, 2008. 23с.

220. Шустиков С.А. Деревянные конструкции: учебное пособие. Москва: Госстройиздат, 1933. 366 с.

221. Ярцев В.П., Киселева О.А. Метод прогноза долговечности и длительной прочности древесины в стойтельных конструкциях. Промышленное и гражданское строительство. 2006. №6. С. 39-41.

222. Яценко В.Ф. Изгиб деревянных балок с учетом пластических деформаций. Сборник института строительной механики АН УССР. 1956. №21.

223. Яценко В.Ф. Предельная несущая способность и деформативность деревянных балок при изгибе: автореф. дисс. ... канд. техн. наук. Киев, 1953.

224. Babich E.M., Gomon S.S. Calculation of bending elements of wood after the action of low-cycle repeated loads on the criterion of deformation

- destruction. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2019. Випуск 37. С.
225. Baumann R., Lang G. Das Holz als Bausstoff. 1927. P. 48-53.
226. Betts S.C., Miller T. H., Gupta B. Location of the neutral axis in wood beams: A preliminary study. Wood Material Science and Engineering. 2010. №5. P. 173-180.
227. Chevandier E., Werthtim G. Memorie sur les proprietes mecaniques des bois. Paris, 1848.
228. Chevandier E., Werthtim G. Proprieties mecaniques des bois. Paris, 1861.
229. DIN 1052:2004-08: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Deutschland.
230. Engelund E.T., Astrup T., Svensson S., Hoffmeyer P. Modelling time to failure in constant deformation experiments. Proceedings of 9th World Conference on Timber Engineering. 2006.
231. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. 1995. 124p.
232. Filon L.N., Jessop H.T. On the stress-optical effect in transparent solids strained beyond the elastic limit. Phil. Trans. Roy. Soc. L.A. 1923. P. 223.
233. Göggel M. Bemessung im Holzbau. Verbindungen und Verbindungsmittel. Karlsruhe: Brudervergal, 2000. Bund 2.
234. Gomon S., Gomon P., Pavluk A., Podhorecki A. Calculated cross-sectional model and stages of the stress-strain state of the wood element for transverse bending. AIP Conference Proceedings 2077, 020019 (2019). <https://doi.org/10.1063/1.5091880>.
235. Gomon S., Gomon S., Karavan V., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Complete deflections of glued beams in the conditions of oblique bend for the effects of low cycle loads. AIP Conference Proceedings 2077, 020021 (2019). <https://doi.org/10.1063/1.5091882>.

236. Gomon S., Gomon S., Gomon P., Shkirenko S. The Basis of the Deformation Method for Calculating of Elements from Wood under Cross-Section Bending. *International Journal of Engineering & Technology*. 2018. Vol.7 (4.8). P. 109-114.
237. Gomon S., Pavluk A.. Installation of tension in the beams of glued wood for slanting bend different stages of work using the deformation. *Proceedings of the 1st Eastern Europe Conference on Timber Constructions*. Kharkiv – “Madrid” Typography, 2018. P.125-134.
238. Gomon S., Gomon S., Karavan V., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Investigation of solid and glued wood on the effect of variables of low-cycle repeated loads. *AIP Conference Proceedings 2077*, 020020 (2019). <https://doi.org/10.1063/1.5091881>.
239. Gomon S., Pavluk A. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending. *Underwater technologies*. Kiev: KNUBA, 2017. Vol. 07. P. 42-48.
240. Gomon S.S. Basics calculation of bending elements of wood after the action of repeated loads on the criterion of deformation destruction. *Proceedings of the 1st Eastern Europe Conference on Timber Constructions*. Kharkiv – “Madrid” Typography, 2018. P.111-123.
241. Graf O. *Verwendung des Holzes zu Bauteilen*. 1927. 76
242. Graf O. *Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe u der Konstruktionselemente*. Berlin, 1920. P. 126-129.
243. Green D.W., Winandy E., Kretschmann D.E. *Mechanical Properties of Wood*. 1999. *Wood handbook – Wood as an engineering material*. Gen. Tech. Rep. FPL – GTR – 113. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 463p.
244. Griffith A. A. *Trans. Phil. Roy. Soc.*, 221A, 163, 1920.
245. Hoffmeyer P., Sorensen J.D. Duration of load revisited. *Wood Science and Technology*. 2007 Vol. 41. P. 687-711.

246. Innovative Wooden Structures and Bringes. IABSE CONFERENCE. LANTI (Финляндия). – 2001.
247. Jockwer R., Streiger R., Flangi A. State-of-the-art review of approaches for the design of timber beams with notches. *Journal of Structural Engineering (United States)*. 2014.
248. Köhler J., S. Svensson. Probabilistic modeling of duration of load effects in timber structures. Proc. CIB W18 meeting in Kyoto, Japan, September 2002.
249. Köhler J. Probabilistic modeling of duration of load effects in timber structures using a fracture mechanics model. Proceedings 4th International Ph.D. Symposium in Civil Engineering, fib. Munich. September, 2002.
250. Kretschmann, D.E.; Green, D.W. Lumber Stress Grades and Design Properties. Forest Products Laboratory. 1999. Wood handbook – Wood as an engineering material. Gen. Tech. Rep. FPL – GTR – 113. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 323 p.
251. Lores S., Benardo L. Neutral axis depth versus flexural ductility in high-strength concrete beams. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1986. P. 452-459.
252. Madsen B. Recommended moisture adjustment factor for lumber stresses. *Civil Engineering*. 1982. Vol. 9. №4. P. 602- 610.
253. Madsen B. Duration of load tests for dry lumber subjected to shear. *Forest Products J.*, 1975, Vol. 25. № 10. P. 44-52.
254. Nielsen L.F. On the influence of moisture and load variations on the strength behavior of wood. Conference on Probabilistic Models in Timber Engineering. Arcachon. France, 2005.
255. Rouger F., Barrett D., Foschi R.O. Reliability analysis of viscoelastic floors. Proc. 37th Meeting, International Council for Research and Innovation in Paper. Berlin, GDR, September, 1989. No. 22-8-1.
256. Schatz T. Zur bruchmechanischen Modellierung des Kurzzeit-Bruchverhaltens von Holz in Rissöffnungsmodus I. Stuttgart, 1994.

257. Sorensen J.D. Calibration of Partial Safety Factors in Danish Structural Codes. Proceedings of JCSS Workshop on Reliability Based Code Calibration. Zurich, Switzerland, 2002. Joint Committee on Structural Safety, Probabilistic model code. Part 1 – Basis of design, 12th draft, internet version.
258. Sorensen J.D. Calibration of load duration factor k_{mod} / J.D. Sorensen, D. DelaStang, S. Svensson // Institut for Bygningsteknik, Aalborg Universitet, 2002.
259. Sorensen J.D., Stang B.D., Svensson S. Reliability based calibration of load duration factors for timber structures. Structural safety 27 (2005). P. 153-169.
260. Stojanov V.V., Cybulchik A.B., Kupchenko Y.V., Maslyanenko E.V. Designing of modular hyperbolic coverings. Jubilee scientific conference. Sofia, 2002. P. 79 – 82.
261. Thunel B. On the Premises for Mechanical grading of Timber. Paperi ja puu. teos 51. №4. P. 373-377.
262. Tiemann H.D. Some results of dead load bending tests of timber by means of a recording deffectometer. Proc. Am. Soc. for Testing Mat. 1909. V. 9, P. 534-548.
263. Wood L. W. Behavior of wood under continued loading. Eng. N-Rec. 139 (24), 1947.
264. Wood L. W. Relation of Strength of Wood to Duration of Load. Forest Product USA, 1951. N P 1916, XII.
265. Zhou A., Bian Y., Shen Y., Huang D., Zhou M. Inelastic bending of laminated bamboo beams. BioResources 13 (1). 2018. P. 131-146.
266. Ylinen A. Uber die Bestimmung der zeitbedingten elastischen und Festigkeitseigenschaften des Holzes mit Hilfe eines allgemeinen nichtlinear visko-elastischen reologischen Modelles / Holz als Roh- und Werkstoff. 1965. V.23. №5. S.193-196.

Додаток А. Впровадження результатів досліджень

МІНІСТЕРСТВО РОЗВИТКУ ГРОМАД ТА ТЕРИТОРІЙ УКРАЇНИ
(МІНРЕГІОН)



ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ“
(ДП НДІБК)



Юридична адреса: вул. Івана Клименка, 5/2, м. Київ-37, 03680, поштова адреса: вул.
Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037; тел. (044) 249-72-34, факс (044) 248-89-09
www.niisk.com; e-mail: ndibk@ndibk.gov.ua; niisk-office@ndibk.gov.ua;
Код ЄДРПОУ 02495431

13.03.2020 219-192 На № 1/001-57 від 15.01.2020 р.


Заступник директора інституту,
Голова ПК 10
С. С. Слюсаренко
«15» лютого 2020 р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційної роботи на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук, професора кафедри промислове будівництво інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування (м. Рівне) канд. технічних наук, доцента Гомона С.С. на тему: «Розрахунок несучої здатності дерев'яних балок за поперечного згину з використанням деформаційної моделі», прийняті для використання при внесенні змін до національних нормативних документів України ДСТУ Б В.2.6-161: «Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення» та ДСТУ Б В.2.6-151: «Конструкції дерев'яні клесні. Загальні технічні умови» в частині вимог щодо проектування дерев'яних конструкцій будинків і споруд, з урахуванням реальних властивостей деревини.

Зав. відділом надійності
конструкцій будівель і споруд ДП «НДІБК»
Заступник Голови ПК 1, ТК 303
доктор тех. наук, проф.


А.М. Бамбура



«ЦЕНТРАЛЬНИЙ ПРОЕКТНИЙ ІНСТИТУТ»

Державне підприємство
Міністерства оборони України

«CENTRAL DESIGN INSTITUTE»

State enterprise of the Ministry of Defense of Ukraine



03151, м.Київ 151, вул. Народного Ополчення, 5а
тел. 275-51-44, 275-51-66, факс: 275-54-44
<http://www.cdi.com.ua>
E-mail: secretar.cdi@ukr.net



5a, Narodnogo Opolcheniya Str., Kyiv-151, Ukraine, 03151
Tel. 275-51-44, 275-51-66, fax: 275-54-44

№ УОУ

.. fd "МОВТИ.Р20.ДД"

Ректору Національного університету
водного господарства та
природокористування

В. Мошинському

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ деформаційної методики розрахунку елементів з деревини

В Національному університеті водного господарства та природокористування розроблені конструкції мобільних комбінованих сховищ, основою яких є покриття у вигляді призматичних тришарових залізобетонних складок з діафрагмами з деревини, що забезпечує їхню мінімальну власну вагу.

Діафрагми з деревини розраховані з використанням деформаційної методики, розробленої к. т. н. Гомоном С. С. в докторській дисертації «Напружено-деформований стан і розрахунки за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях». Дана методика дозволяє враховувати реальні механічні характеристики деревини і проектувати конструкції з необхідною надійністю.

Розроблені конструкції малогабаритних сховищ, які допускають свою передислокацію, можуть використовуватися для обладнання вогневих точок, командних та спостережних пунктів, бліндажів тощо.

Т.в.о. директора інституту

М. М. Барановський



Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Гомона Святослава Степановича на тему

“Напружено-деформований стан і розрахунки за деформаційною методикою елементів з деревини при дії одноразових та повторних навантажень.”

Результати експериментально-теоретичних досліджень за темою дисертаційної роботи впроваджено в навчальний процес спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія” спеціалізації “Промислове та цивільне будівництво” Національного університету водного господарства та природокористування під час викладання дисциплін “Сучасні будівельні конструкції та методи їх розрахунку”, “Конструкції з дерева та пластмас”, “Прогресивні методи досліджень, проектування та застосування конструкцій з деревини та пластмас”. Зокрема розглядаються стадії напружено-деформованого стану, робота балок з клеєної деревини в умовах прямого та косоного поперечного згину, клейових та нагельних з’єднань за дії одноразових та малоциклових навантажень. Наводиться інформація щодо застосування та розрахунку у будівлях та спорудах різного призначення.

Отримані результати багато років використовуються під час виконання дипломних проектів та магістерських робіт, що виконуються під керівництвом професора кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП Гомоном С.С.

Директор Навчально-наукового інституту будівництва та архітектури к.т.н., професор

Р. М. Макаренко



Товариство з обмеженою відповідальністю



«ОРБИТА БУДПРОЕКТ»

Адреса: 33000, м. Рівне, вул. Курчатова 18а, Код ЄДРПОУ 36121191,
orbitabud@gmail.com тел. (0362) 460786

«ЗАТВЕРДЖУЮ»

Директор

ТОВ «ОРБИТА БУДПРОЕКТ»

Матвійчук О.В.



ДОВІДКА

Результати дисертаційної роботи здобувача *Гомона Святослава Степановича* «Напружено-деформований стан і розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях» використані при проектуванні об'єкта «Будівництво фізкультурно-оздоровчого басейну на базі Костопільської ДЮСШ за адресою: провулок Артилерійський, 5а, м. Костопіль, Рівненська область». Зокрема було визначено несучу здатність рам з клеєної деревини прольотом 17,32 м з використанням деформаційної моделі на основі врахування дійсної роботи деревини стиснутої зони за дії одноразових навантажень. Також були запроєктовані клеєні та нагельні з'єднання косозігнутих дерев'яних елементів прогонної системи покрівлі басейну з врахуванням малоциклового пристосування та особливостей їх роботи за дії малоциклових повторних навантажень.

При проектуванні об'єкта «Реконструкція приміщення в м. Рівне по вул. 16 Липня, 87» використані результати експериментально-теоретичних досліджень роботи деревини за дії повторних малоциклових навантажень. Зокрема визначена несуча здатність дерев'яних балок перекриття з врахуванням дії малоциклових повторних навантажень.

Головний інженер
ТОВ «ОРБИТА БУДПРОЕКТ»



Алексієв В.І.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційної роботи на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук, професора кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування на тему “Напружено-деформований стан та розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях” використані при проектуванні основних несучих дерев’яних конструкцій наступних об’єктів:

1. Будівництво комплексу приймання, первинної обробки та зберігання зернових в с. Малий Шпаків, Рівненського району, Рівненської області.
2. Будівництво цеху по виготовленню розсипних кормів в с. Немовичі, Сарненського району, Рівненської області.

ДИРЕКТОР
Приватного підприємства
“Творчо-виробничої фірми ТРІАДА”
канд. техн. наук, ст. наук. співробітник



О.Голуб

3 лютого 2020 року

Додаток Б – СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Монографії:

1. Гомон С.С. Напружено-деформований стан і розрахунок за деформаційною методикою елементів з деревини при одноразових та повторних навантаженнях: монографія. Рівне: Волинські обереги, 2019.–288с.
2. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Робота та розрахунок сталевих нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за повторних навантажень: монографія. Рівне : НУВГП, 2013. – 111с.

Статті у наукових періодичних виданнях іноземних держав та у наукових виданнях України, які включені до міжнародних наукометричних баз:

3. Gomon S., Karavan V., Gomon P., Podhorecki A. Calculated cross-sectional model and stages of the stress-strain state of the wood element for transverse bending. AIP Conference Proceedings 2077, 020019 (2019). P. 1-6. <https://doi.org/10.1063/1.5091880>. (Автору належить загальна методологія та методика розрахунку). (SCOPUS).
4. Gomon S., Gomon S., Pavluk A., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Complete deflections of glued beams in the conditions of oblique bend for the effects of low cycle loads. AIP Conference Proceedings 2077, 020021 (2019). P.1-6. <https://doi.org/10.1063/1.5091882>. (Автору належить постановка задачі та методика досліджень). (SCOPUS).
5. Gomon S., Gomon S., Karavan V., Gomon P., Sobczak-Piastka J. Investigation of solid and glued wood on the effect of variables of low-cycle repeated loads. AIP Conference Proceedings 2077, 020020 (2019). P. 1-6.

<https://doi.org/10.1063/1.5091881>. (Автору належить постановка задачі та методика випробувань). (SCOPUS).

6. Gomon S., Pavluk A. Study on working peculiarities of glue laminated beams under conditions of slanting bending. Підводні технології. Київ: КНУБА, 2017. № 07. С. 42-48. (Автору належить методика досліджень). (Index Copernicus).

7. Гомон С.С., Полищук Н.В. Способ определения упруго-пластических характеристик цельной и клееной древесины на образцах конструкционных размеров при сжатии. Natural and Technical Sciences. Budapest, 2018. VI(21) ISSUE 179. P. 17-20. (Автору належить загальна методологія та методика розрахунку). (Index Copernicus).

8. Гомон С.С., Сасовский Т.А. Работа изгибаемых элементов из клееной древесины при малоцикловых нагрузках. Вестник Белорусско-Российского университета. Могилев, 2016. №1 (50). С. 130-139. (Автору належить постановка задачі та методика досліджень).

9. Гомон С.С., Павлюк А.П. Работа балок из цельной и клееной древесины при косом изгибе. Вестник Белорусско-Российского университета.- Могилев, 2017- Вып.3(56) - С.111-121. (Автору належить методика досліджень).

10. Gomon S., Gomon S., Gomon P., Shkirenko S. The Basis of the Deformation Method for Calculating of Elements from Wood under Cross-Section Bending. International Journal of Engineering & Technology. 2018. Vol.7 (4.8). P. 109-114. DOI: 10.14419/ijet.v7i4.8.27223 (Автору належить наукове обґрунтування та методика розрахунку).

Статті у наукових фахових виданнях України:

11. Babich E.M., , Gomon S.S. Calculation of bending elements of wood after the action of low-cycle repeated loads on the criterion of deformation destruction. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових

праць. Рівне, 2019. Випуск 37. С. 106-117. *(Автору належить методика розрахунку).*

12. Гомон С.С., Глагов'як В.Ц., Мацьоха Л.Є., Стасюк І.О. Процес деформування нагельного з'єднання з деталей сухої та вологої деревини. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2000. Випуск 5. С. 152-157. *(Автору належить методика досліджень).*

13. Гомон С.С., Алексієвець В.І Несуча здатність нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за дії одноразових навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2009. Випуск 18. С. 163-168. *(Автору належить методика розрахунку).*

14. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Несуча здатність нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій. Галузеве машинобудування, будівництво. Збірник наукових праць. Полтава, ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка. 2009. Випуск 3 (25). Том 3. С.54-58. *(Автору належить методика розрахунку).*

15. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Робота модифікованої силором деревини поперек волокон за дії малоциклових навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2010. Випуск 20. С. 170-174. *(Автору належить методика досліджень).*

16. Гомон С.С. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів роботи деревини на згин. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2011. Випуск 21. С. 176-180.

17. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Особливості роботи болтових з'єднань за одноразових статичних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2011. Випуск 22. С. 260-265. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку).*

18. Гомон С.С., Сасовський Т.А., Яцук В.О. Визначення напружено-деформованого стану нормального перерізу за роботи деревини на поперечний згин з урахуванням повної діаграми деформування матеріалу. Проблеми розвитку міського середовища. Науково-технічний збірник. НАУ. Київ, 2012. Випуск 8. С.

56-62. *(Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку).*

19. Гомон С.С., Сасовський Т.А., Гомон С.С. Діаграма механічного стану деревини сосни за одноразового короткочасного деформування до повної втрати міцності матеріалу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2012. Випуск 23. С. 166-170. *(Автору належить загальна методологія та методика досліджень).*

20. Гомон С.С. Расчет элементов конструкций из древесины при работе на кривой изгиб с использованием полной диаграммы деформирования материала. Сборник научных трудов “Современные строительные конструкции из металла и древесины”. Одесса, ОГАСА. №16. Часть 1. 2012. С. 64-70.

21. Гомон С.С., Гомон С.С. Сасовський Т.А. Діаграми механічного стану деревини сосни за повторного деформування до повної втрати міцності матеріалу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2012. Випуск 24. С. 106-112. *(Автору належить загальна методологія та методика досліджень).*

22. Гомон С.С. Критерій руйнування позacentрово стиснутих та згинальних елементів з деревини з урахуванням пружно пластичної роботи матеріалу з обмеженою деформативністю. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2013. Випуск 25. С. 248-253.

23. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Дослідження напруженого стану згинальних елементів із деревини з використанням повної діаграми деформування матеріалу. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2013. Випуск 27. С. 62-67. *(Автору належить загальна методика досліджень).*

24. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Дослідження роботи згинальних елементів із клеєної деревини за дії повторних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2014. Випуск 28. С. 163-167. *(Автору належить загальна методика досліджень).*

25. Гомон С.С. Передумови до запобігання прогресуючому руйнуванню конструкцій з деревини при дії різних видів навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2014. Випуск 29. С. 108-116
26. Гомон С.С., Павлюк А.П., Ющук О.В. Дослідження роботи деревини на сколювання вздовж волокон за дії повторних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2015. Випуск 30. С. 116-121. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.
27. Гомон С.С., Павлюк А.П. Робота дерев'яних балок в умовах косоного згину. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2015. Випуск 31. С. 422-428. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку)*.
28. Гомон С.С., Павлюк А.П. Жорсткість балок з цільної деревини за косоного згину залежно від характеру обпирання і прикладання навантаження. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2016. Випуск 32. С. 143-149. *(Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку)*.
29. Гомон С.С., Павлюк А.П. Деформативність балок з цільної деревини в умовах косоного згину. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2016. Випуск 33. С. 137-142. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.
30. Гомон С.С., Поліщук М.В. Експериментально-статистичні дослідження залежностей «січний модуль-рівень напружень» для цільної та клеєної деревини. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2018. Випуск 35. С. 60-67. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку)*.
31. Гомон С.С., Поліщук М.В. Експериментально-статистичні дослідження січного модуля пружності деревини залежно від тривалості її насичення водою. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових

- праць. Рівне, 2018. Випуск 36. С. 96-101. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку).*
32. Гомон С.С., Павлюк А.П. Робота балок з клеєної деревини в умовах косоного згину. Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільськогосподарське будівництво, №19. Львів, 2018.- С.84-89. *(Автору належить загальна методика досліджень).*
33. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Малоциклове пристосування з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов. №14, Часть 1. ОГАСА. Одесса, 2010. С. 74-79. *(Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку).*
34. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Малоциклова витривалість деревини повторним навантаженням. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов. №15, Часть 3. ОГАСА. Одесса, 2011. С. 18-22. *(Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку).*
35. Гомон С.С., Павлюк А.П., Поліщук М.В. Зміна положення нейтральної лінії балок з цільної деревини за косоного згину в залежності від характеру обпирання і прикладення навантаження. Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник . К., КНУБА, 2016. Вип.61. С. 120-127. *(Автору належить постановка задачі та методика досліджень).*
36. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Дослідження роботи з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах за дії малоциклових навантажень. Вісник НУВГП: збірник наукових праць. Рівне, 2007. Вип. 4(40). С. 239 – 244. *(Автору належить постановка задачі, методологія та методика досліджень).*
37. Бабич Є.М., Гомон С.С. Особливості розрахунку елементів з деревини при прямому поперечному згині за деформаційною методикою. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць. Луцьк, 2019. Випуск 12. С. 21-30.*(Автору належить методологія та методика досліджень).*

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

38. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Робота з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах за дії малоциклових навантажень. Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов Международного симпозиума. Часть 1. ОГАСА. Одесса, 2008. С. 26-31. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.
39. Гомон С.С., Алексеевец В.И. Определение малоциклового выносливости соединений древесины на гвоздях. Современные металлические и деревянные конструкции. Сборник научных трудов Международного симпозиума. Брест, 2009. С. 50-54. *(Автору належить загальна методологія та методика розрахунку)*.
40. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Несуча здатність вологих з'єднань на цвяхах при малоциклових навантаженнях. Розвиток житлово-комунального комплексу міст. Збірник тез доповідей науково-практичної конференції. Одеса. ОДАБА, 2010. С. 131-133. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.
41. Гомон С.С., Алексеевец В.И., Шекиризянов В.Д. Работа болтовых соединений деревянных конструкций при действии статических и малоцикловых нагрузок. Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии. Материалы международной научно-технической конференции. Могилев. ГУ ВПО Белорусско-Российский университет. Часть 2. 2012. С.79-80. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.
42. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Методика дослідження роботи дощатоклеєних балок за дії повторних навантажень. Перспективи розвитку будівельної галузі. Матеріали Всеукраїнської конференції молодих учених і студентів. Полтава. ПолтНТУ, 2013. С. 145-148.
43. Гомон С.С., Сасовський Т.А. Дослідження міцності та деформативності деревини сосни за повторного деформування до досягнення повної втрати міцності матеріалу. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. -

2014. - Вип. 1. - С. 40-46. Електр.ресурс [http://nbuv.gov.ua/UJRN/stmbr_2014_1_8.].
(*Автору належить загальна методика досліджень*).

44. Гомон С.С., Павлюк А.П. Изменение положения нейтральной линии балок из цельной древесины при косом изгибе. Образование, наука и производство в XXI веке : современные тенденции развития: Материалы юбилейной международной конференции – Могилев, 2016 - с.89-90. (*Автору належить наукове обґрунтування, методологія та методика розрахунку*).

45. Гомон С.С., Павлюк А.П. Жорсткість балок з цільної деревини в умовах прямого та косоного згину. Ресурсозберігаючі технології в проектуванні, землевпорядкуванні та будівництві. Всеукраїнська науково-практична інтернет-конференція з міжнародною участю. Матеріали конференції. Кременчук: КрНУ, 2017- с. 191-202. (*Автору належить загальна методика досліджень*).

46. Gomon S., Pavluk A. Installation of tension in the beams of glued wood for slanting bend different stages of work using the deformation model. Proceedings of the 1st Eastern Europe Conference on Timber Constructions. Kharkiv – “Madrid” Typography, 2018.- P.137-142. (*Автору належить методологія та методика досліджень*).

47. Гомон С.С., Поліщук М.В. Влаштування комбінованого армування балок з клеєної деревини. Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат. Тези доповідей міжнародної науково-практичної конференції. Дубляни. ЛНАУ. 2019. С. 99-100. (*Автору належить методологія та методика досліджень*).

У інших виданнях:

48. Гомон С.С., Сасовский Т.А. Работа згинальних елементів із клеєної деревини за дії мало циклових навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”, НУВГП. Випуск 29. Рівне, 2014. С.123-128. (*Автору належить методологія та методика досліджень*).

49. Гомон С.С. Конструкції з дерева та пластмас. Навчальний посібник. Рівне: НУВГП, 2016. 219 с.
50. Гомон С.С., Павлюк А.П. Жорсткість балок з клеєної деревини в умовах косоного згину. Будівельні конструкції. Теорія і практика. Збірник наукових праць. К.: КНУБА . Випуск 1. 2017. – С. 69-74. *(Автору належить методологія та методика досліджень)*.
51. Гомон С.С., Павлюк А.П. Робота дощатоклеєних дерев'яних балок в умовах косоного згину при дії одноразових та повторних навантажень. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. Рівне, 2017. Випуск 34. С. 118-128. *(Автору належить загальна методика досліджень)*.
52. Гомон С.С., Поліщук М.В. Клеєна дерев'яна балка: пат. 135229 Україна: МПК E04C 3/12 (2006.01). № u201900104; заяв. 03.01.2019; опубл. 25.06.2019, Бюл. №12. 4 с. *(Автору належить методологія та наукове обґрунтування)*.
53. Гомон С.С., Бабич Є.М., Павлюк А.П. Розрахунок несучої здатності дерев'яних балок за поперечного згину з використанням деформаційної моделі: Рекомендації. – Рівне: НУВГП, 2019.- 28с.

Додаток В – Відомості про апробацію результатів дисертації

1. Шоста науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (8 – 11 січня 2008 р., м. Рівне), очна доповідь «Визначення несучої здатності нагельного з'єднання».
2. Міжнародний симпозіум «Современные строительные конструкции из металла и древесины». (3–6 червня 2008р м.Одеса), очна доповідь « Робота з'єднань дерев'яних елементів на цвяхах за дії малоциклових навантажень».
3. Международный симпозиум «Современные металлические и деревянные конструкции» (15–18 червня 2009р., м.Брест), очна доповідь «Определение малоцикловой выносливости соединений древесины на гвоздях».
4. Науково-практична конференція «Розвиток житлово-комунального комплексу міст» (8-9 квітня 2010р. м. Одеса), очна доповідь «Несуча здатність вологих з'єднань на цвяхах при мало циклових навантаженнях».
5. Сьома науково-практична конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (27 – 29 вересня 2011 р., м. Рівне), очна доповідь «Напружено-деформований стан нормальних перерізів за роботи деревини на поперечний згин з урахуванням повної діаграми деформування матеріалу».
5. Международная научно-техническая конференция «Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии» (19-20 апреля 2012г., г. Могилев, Республика Беларусь), очна доповідь « Постоение полной диаграммы деформирования древесины сосны при действии статической нагрузки».
6. Всеукраїнська конференція молодих учених і студентів «Перспективи розвитку будівельної галузі» (10-11 жовтня 2013р., Полтава) очна доповідь «Методика дослідження роботи дощатоклеєних балок за дії повторних навантажень».
7. Восьма науково-технічних конференціях «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (14 – 16 жовтня 2014 р., м. Рівне), очна доповідь «Дослідження роботи клейових швів конструкцій з деревини за дії повторних навантажень».

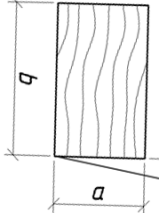
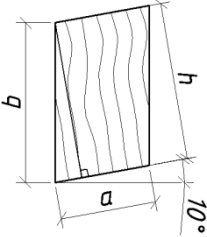
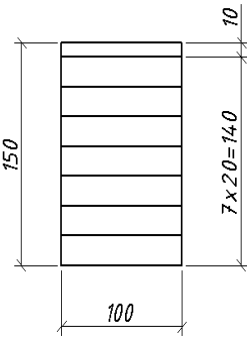
8. Юбилейная международная конференция «Образование, наука и производство в XXI веке: современные тенденции развития (3-4 ноября 2016 г., г. Могилев, Республика Беларусь) очна доповідь « Изменение положения нейтральной линии балок с цельной и клееной древесины».
9. Міжнародна науково - практична конференція «Будівлі та споруди спеціального призначення» (2-3 червня 2016р., Київ), очна доповідь «Зміна положення нейтральної лінії балок з цільної деревини за косого згину в залежності від характеру обпирання і прикладення навантаження».
10. Всеукраинская научно-практическая интернет-конференция с международным участием «Ресурсосохраняющие технологии в проектировании, землеустройстве и строительстве» (18-21 квітня 2017р., Кременчук), дистанційна участь «Жорсткість балк з цильнонь деревини в умовах прямого та косого згину».
11. 1st Eastern Europe Conference on Timber Construction (7-8 червня 2018р., Харків) очна доповідь «Basics calculation of bending elements of wood after the action of repeated loads on the criterion of deformation destruction».
12. Міжнародна конференція «Scientific and Professional Conference Science mitbout boundaries debelopment in 21st centr – 2018» (26 серпня 2018р., Будапешт, Угорщина), очна доповідь «Способ определения упруго-пластических характеристик цельной и клееной древесины на образцах конструкционных размеров при сжатии».
13. Дев'ята науково-технічних конференціях «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (13 – 16 жовтня 2018 р., м. Рівне), очна доповідь «Експериментально-статистичні дослідження січного модуля пружності деревини в залежності від тривалості насичення водою».
14. Conference proceedings of the Scientific Session on Applied Mechanics X (25 жовтня 2018р., Bydgoszcz, Польща) очна доповідь «Investigation of solid and glued wood on the effect of variables of low-cycle repeated loads.
15. Міжнародна науково-практична конференція «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей

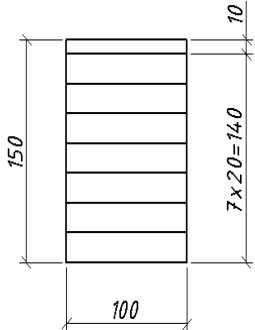
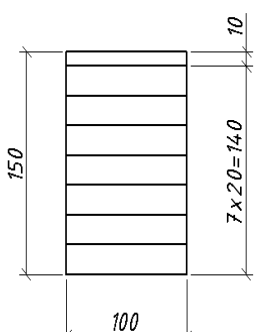
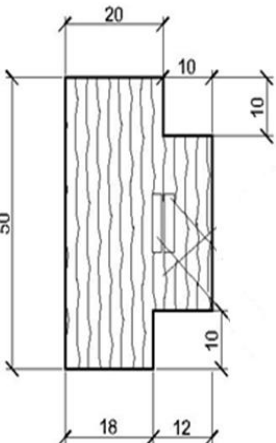
екопоселень прикарпаття та карпат (15-17 травня 2019р., Дубляни) очна доповідь
«Влаштування комбінованого армування балок з клеєної деревини».

Додаток Г – Обсяг експериментальних досліджень

Таблиця Г.1

№ серії	Вид зразків	Позначення та кількість зразків	Мета та предмет дослідження
1	Призми з цільної деревини 45x45x250 мм	ПД, 17 шт.	Робота дерев'яних призм за дії одноразових та малоциклових навантажень, несуча здатність та деформативність
2	Призми з цільної деревини 45x45x250 мм	ПДн, 12шт.	Робота призм з цільної деревини за дії одноразових навантажень за жорсткого режиму прикладення навантаження з побудовою повної діаграми деформування деревини
3	Призми з цільної деревини 40x40x160 мм	ПДц, 27шт.	Робота дерев'яних призм за дії одноразових та малоциклових навантажень за стиску вздовж волокон, межа малоциклового пристосування деревини
4	Призми з цільної деревини 40x40x160 мм	ПД ₉₀ , 32шт.	Робота дерев'яних призм за дії одноразових та малоциклових навантажень за стиску поперек волокон, межа малоциклового пристосування деревини
5	Призми з цільної деревини 45x45x250 мм	ПЦ, 10шт.	Встановлення січного модуля деформацій вздовж волокон цільної деревини за дії короткочасного навантаження
6	Призми з клеєної деревини 45x45x250 мм	ПК, 10шт.	Встановлення січного модуля деформацій вздовж волокон клеєної деревини за дії короткочасного навантаження
7	Призми з клеєної деревини 45x45x250 мм	ПДК, 13шт.	Робота дощатоклеєних призм за дії одноразових та малоциклових навантажень, несуча здатність дерев'яних призм, межа малоциклового пристосування деревини

8	Балки з цільної деревини 50x80x1650 мм	БД, 5шт. 	Робота цільнодерев'яних балок під впливом одноразових навантажень за прямого згину, несуча здатність в залежності від граничних деформацій.
9	Балки з цільної деревини 50x80x1650 мм	Б, 6шт. 	Робота цільнодерев'яних балок під впливом одноразових навантажень за косою згину з кутом нахилу 10° та 25° , несуча здатність в залежності від граничних деформацій.
10	Балки з цільної деревини 50,8x79x1650мм	Бп, 2шт. 	Робота цільнодерев'яних балок під впливом одноразових навантажень за косою згину з кутом підрізу 10° , несуча здатність в залежності від граничних деформацій.
11	Балки з клеєної деревини 100x150x3000м м	БДК, 11 шт. 	Робота дерев'яних дощатоклеєних балок за прямого згину при дії одноразового статичного навантаження та малоциклових навантажень, несуча здатність дощатоклеєних балок, напружено-деформований стан балок при малоцикловому впливі

1	2	3	4
12	<p>Балки з клеєної деревини 100x150x3000м м</p>	<p>БДК, 5 шт.</p> 	<p>Робота дерев'яних дощатоклеєних балок за косоного згину з кутом нахилу 10^0 при дії одноразового статичного навантаження та малоциклових навантажень, несуча здатність дощатоклеєних балок, напружено-деформований стан балок при малоцикловому впливі</p>
13	<p>Балки з клеєної деревини 100x150x3000м м</p>	<p>БДК, 4 шт.</p> 	<p>Робота дерев'яних дощатоклеєних балок за косоного згину з кутом нахилу 25^0 при дії одноразового статичного навантаження та малоциклових навантажень, несуча здатність дощатоклеєних балок, напружено-деформований стан балок при малоцикловому впливі</p>
14	<p>Зразки з цільної деревини</p>	<p>Д, 14 шт.</p> 	<p>Робота деревини на сколювання вздовж волокон, міцність та деформативність деревини сколюванню при дії одноразових та повторних малоциклових навантажень</p>

1	2	3	4
16	Клейові з'єднання деревини	<p>КШ, 22 шт.</p> 	Робота клейових швів, міцність та деформативність клейових швів при дії одноразових та повторних малоциклових навантажень
17	Симетричні цвяхові з'єднання елементів з деревини	<p>ЗЦ, 69шт.(сух.) 12шт.(вол.)</p> 	Робота сухих та вологих цвяхових з'єднань елементів з деревини за дії одноразових та малоциклових навантажень, несуча здатність нагельних з'єднань в залежності від граничних деформацій, межа малоциклового пристосування нагельних з'єднань при малоцикловому впливу.
18	Симетричні болтові з'єднання елементів з деревини	<p>ЗБ, 30шт.(сим.)</p>	Робота болтових з'єднань елементів з деревини за дії одноразових та малоциклових навантажень, несуча здатність з'єднань в залежності від граничних деформацій, межа малоциклового пристосування нагельних з'єднань.

Додаток Д – Рекомендації щодо розрахунку несучої здатності балок з деревини за поперечного згину з використанням деформаційної моделі

1. Визначення несучої здатності дерев'яних балок за поперечного згину

1.1. Визначення внутрішніх зусиль в перерізі балки за прямого згину проводилось відповідно до рис.1.

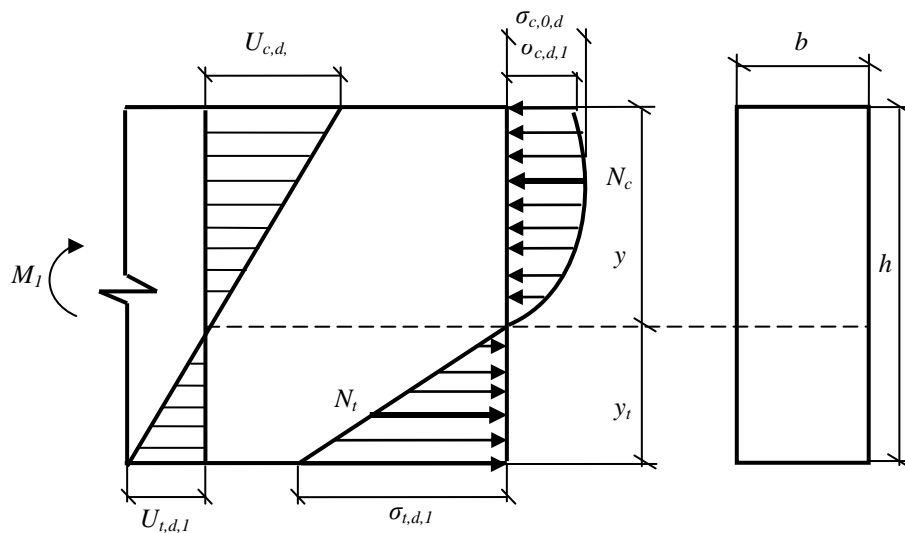


Рисунок 1 – До визначення внутрішніх зусиль в перерізі балки за прямого згину

1.2. Визначення внутрішніх зусиль в перерізі балки за косою згину проводилось відповідно до рис.2.

1.3. Для поперечного перерізу балки, яка працює в умовах прямого (рис.1) та косою (рис.2) згину, рівняння рівноваги мають наступний вигляд:

$$\sum M_{н.л.} = 0; M = M_c + M_t, \quad (1)$$

$$\sum N = 0; N_c = N_t, \quad (2)$$

де M, M_c, M_t – згинальні моменти від зовнішнього навантаження, зусиль у стиснутій та розтягнутій зоні відповідно;

N_t, N_c – рівнодіючі внутрішніх зусиль у розтягнутій та стиснутій зонах відповідно.

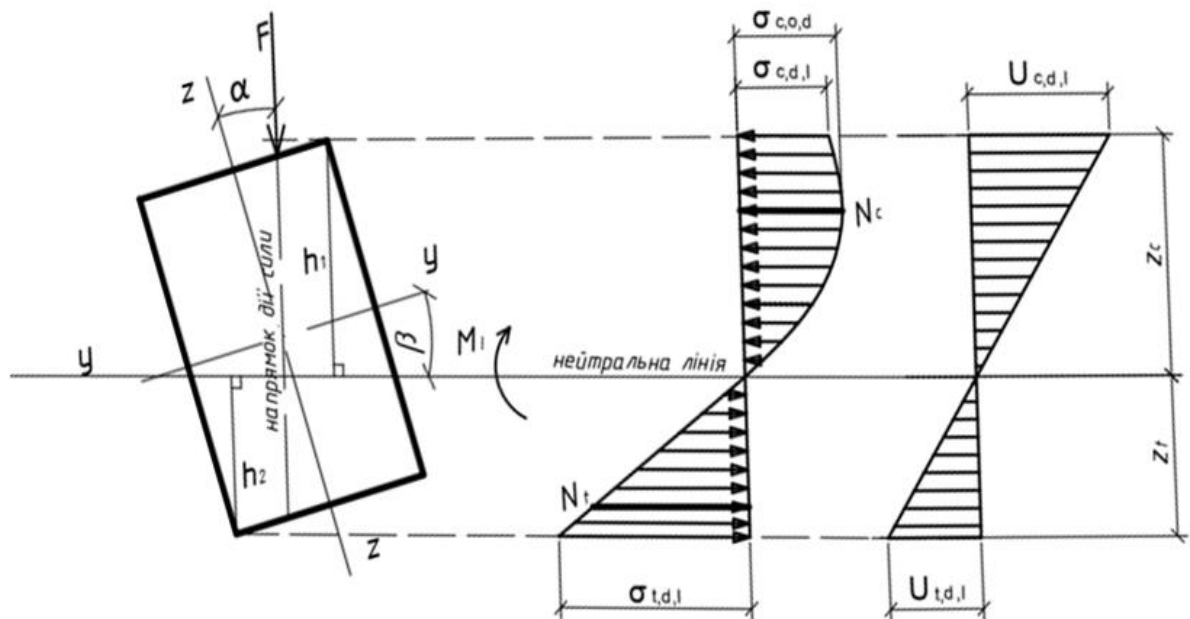


Рисунок 2 – До визначення внутрішніх зусиль в перерізі балки за косоного згину

1.4. Напруження в нормальному перерізі дерев'яних балок обчислюється за функціями :

$$f_1(u) = \sigma_{t,d} = E \cdot u_{t,d} , \quad (3)$$

$$f_2(u) = \sigma_{c,d} = k_1 \cdot u_{c,d} + k_2 \cdot u_{c,d}^2 , \quad (4)$$

де E – модуль пружності деревини за розтягу;

$u_{t,d}$ – відносні деформації за розтягу деревини;

$u_{c,d}$ – відносні деформації за стиску деревини;

k_1, k_2 – коефіцієнти поліному;

$f_1(u)$ – напруження розтягнутої зони;

$f_2(u)$ – напруження стиснутої зони.

1.5. Коефіцієнти k_1, k_2 обчислюються за формулами

$$k_1 = \frac{2 \cdot f_{c,o,d}}{u_{c,fn,d}}, \quad (5)$$

$$k_2 = -\frac{f_{c,o,d}}{u_{c,fn,d}^2}, \quad (6)$$

де $f_{c,o,d}$ – розрахункове значення міцності за стиску вздовж волокон;

$u_{c,fn,d}$ – критичні відносні деформації за стиску деревини вздовж волокон.

1.6. Відповідно до формул 3 та 4, рис.2 та рівнянь рівноваги 1 і 2, внутрішні зусилля в розрахунковому поперечному перерізі балки за прямого згину становлять:

- зусилля розтягу:

$$N_t = b \int_0^{y_t} f_1(u) dy = b \int_0^{u_{t,d,1}} E u \frac{y_t}{u_{t,d,1}} du = \frac{1}{2} b y_t E u_{t,d,1}, \quad (7)$$

де $dy = \frac{y_t}{u_{t,d,1}} du$;

- зусилля стиску:

$$N_c = b \int_0^{y_c} f_2(u) dy = b \int_0^{u_{c,d,1}} (k_1 u + k_c u^2) \frac{y_c}{u_{c,d,1}} du = b y_c \left(\frac{k_1 u_{c,d,1}}{2} + \frac{k_c u_{c,d,1}^2}{3} \right), \quad (8)$$

де $dy = \frac{y_t}{u_{t,d,1}} du$;

- згинальний момент від нейтральної лінії для розтягнутої зони:

$$M_t = b \int_0^{y_t} y \cdot f_1(u) dy = b \int_0^{u_{t,d,1}} Eu^2 \frac{y_t^2}{u_{t,d,1}^2} du = \frac{1}{3} b y_t^2 E u_{t,d,1}, \quad (9)$$

де $dy = \frac{y_t}{u_{t,d,1}} du$; $y = \frac{y_t}{u_{t,d,1}} u$;

- згинальний момент від нейтральної лінії для стиснутої зони:

$$M_c = b \int_0^{y_c} y \cdot f_2(u) dy = b \int_0^{u_{c,d,1}} (k_1 u^2 + k_c u^3) \frac{y_c^2}{u_{c,d,1}^2} du = b y_c^2 \left(\frac{k_1 u_{c,d,1}}{3} + \frac{k_c u_{c,d,1}^2}{4} \right), \quad (10)$$

де $dy = \frac{y_c}{u_{c,d,1}} du$, $y = \frac{y_c}{u_{c,d,1}} u$, y_c , y_t – висота стиснутої та розтягнутої зони поперечного

перерізу балки, яка становить:

$$y_c = 0,547h, \quad (11)$$

$$y_t = 0,453h. \quad (12)$$

1.7. Для балок, які працюють в умовах косоного згину, на основі розподілу деформацій відповідно до рис.2 напруження в нормальному перерізі описуємо двома функціями 3 та 4 на трьох різних ділянках: перша ділянка – ділянка розтягу від низу елемента до нейтральної лінії; друга ділянка – від нейтральної лінії до максимального напруження в стиснутій зоні; третя ділянка – від максимального напруження в стиснутій зоні до верху елемента. Враховуючи функції 3 та 4, коефіцієнти поліномів 5 та 6, а також рівняння рівноваги 1 та 2, внутрішні зусилля у в нормальному перерізі елемента будуть становити:

- зусилля стиску:

$$N_c = N_{c1} + N_{c2}, \quad (13)$$

де N_{c1}, N_{c2} – зусилля стиску елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють:

$$N_{c1} = \int_0^{z_1} f_1(u) dA = \int_0^{z_1} f_1(u) b dz = b \int_0^{z_1} \left(E_c \frac{1}{\rho} z + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 z^2 \right) dz = b \left(E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_1^2}{2} + k_2 \left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \frac{z_1^3}{3} \right), \quad (14)$$

де $dA = b \cdot dz$.

$$\begin{aligned}
N_{c2} &= \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) dA = \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} (E_c \frac{1}{\rho} z_c + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 z_c^2) \cdot (a_1 z_c + a_2) dz = \\
&= \int_{z_1}^{z_2} (E_c \frac{1}{\rho} a_1 z_c^2 + E_c \frac{1}{\rho} z_c a_2 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 z_c^3 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 z_c^2) dz = E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^3}{3} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^2}{2} + \\
&+ k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} - E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^3}{3} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^2}{2} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{1c}^3}{3},
\end{aligned} \tag{15}$$

де $dA=f(b) \cdot dz$; $f(b)=a_1 z_c + a_2$; $a_1 = \frac{b}{z_{1c} - z_{2c}}$; $a_2 = -\frac{z_{2c} \cdot b}{z_{1c} - z_{2c}}$;

b – ширина перерізу балки;

$$\begin{aligned}
N_c &= b(E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^2}{2} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 \frac{z_{1c}^3}{3}) + E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^3}{3} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^2}{2} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} \\
&- E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^3}{3} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^2}{2} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{1c}^3}{3} .
\end{aligned} \tag{16}$$

- зусилля розтягу

$$N_t = N_{t1} + N_{t2}, \tag{17}$$

де N_{t1}, N_{t2} – зусилля стиску елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють:

$$N_{t1} = \int_0^{z_1} f_2(u) dA = \int_0^{z_1} f_2(u) b dz = \int_0^{z_1} E_t \frac{1}{\rho} z_t b dz = E_t \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1t}^2}{2}, \tag{18}$$

$$\begin{aligned}
N_{t2} &= \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) dA = \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} E_t \frac{1}{\rho} z_t \cdot (a_1 z_t + a_2) dz = \int_{z_1}^{z_2} (E_t \frac{1}{\rho} a_1 z_t^2 + \\
&+ E_t \frac{1}{\rho} a_2 z_t) dz = E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^3}{3} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^2}{2} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^2}{2} .
\end{aligned} \tag{19}$$

$$N_t = E_t \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1t}^2}{2} + E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^3}{3} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^2}{2} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^2}{2} . \tag{20}$$

- згинальний момент від нейтральної лінії для стиснутої зони в нормальному перерізі дорівнює:

$$M_c = M_{c1} + M_{c2}, \tag{21}$$

де M_{c1}, M_{c2} – моменти стиснутої зони елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють:

$$M_{c1} = \int_0^{z_1} f_1(u) z_c dA = \int_0^{z_1} f_1(u) z_c b dz = b \int_0^{z_1} (E_c \frac{1}{\rho} z_c^2 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 z_c^3) dz = b (E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^3}{3} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 \frac{z_{1c}^4}{4}), \quad (22)$$

$$\begin{aligned} M_{c2} &= \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) z_c dA = \int_{z_1}^{z_2} f_1(u) z_c \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} (E_c \frac{1}{\rho} z_c^2 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 z_c^3) \cdot (a_1 z_c + a_2) dz = \\ &= \int_{z_1}^{z_2} (E_c \frac{1}{\rho} a_1 z_c^3 + E_c \frac{1}{\rho} z_c^2 a_2 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 z_c^4 + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 z_c^3) dz = E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} + \\ &+ k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{2c}^5}{5} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{2c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^3}{3} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{1c}^5}{5} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{1c}^4}{4} \end{aligned} \quad (23)$$

$$\begin{aligned} M_c &= b (E_c \frac{1}{\rho} \frac{z_{1c}^3}{3} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 \frac{z_{1c}^4}{4}) + E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2c}^4}{4} + E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2c}^3}{3} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{2c}^5}{5} + k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{2c}^4}{4} - \\ &- E_c \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1c}^4}{4} - E_c \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1c}^3}{3} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_1 \frac{z_{1c}^5}{5} - k_2 (\frac{1}{\rho})^2 a_2 \frac{z_{1c}^4}{4} \end{aligned} \quad (24)$$

- згинальний момент від нейтральної лінії для розтягнутої зони в нормальному перерізі дорівнює

$$M_t = M_{t1} + M_{t2}, \quad (25)$$

де M_{t1}, M_{t2} – моменти розтягнутої зони елемента на різних ділянках перерізу, які дорівнюють:

$$M_{t1} = \int_0^{z_1} f_2(u) dA = \int_0^{z_1} f_2(u) b z_t dz = \int_0^{z_1} E_t \frac{1}{\rho} z_t^2 b dz = E_t \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1t}^3}{3}, \quad (26)$$

$$\begin{aligned} M_{t2} &= \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) z_t dA = \int_{z_1}^{z_2} f_2(u) z_t \cdot f(b) dz = \int_{z_1}^{z_2} E_t \frac{1}{\rho} z_t^2 (a_1 z_t + a_2) dz = \int_{z_1}^{z_2} (E_t \frac{1}{\rho} a_1 z_t^3 + E_t \frac{1}{\rho} a_2 z_t^2) dz = \\ &= E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^4}{4} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^4}{4} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^3}{3} \end{aligned} \quad (27)$$

$$M_t = E_t \frac{1}{\rho} b \frac{z_{1t}^3}{3} + E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{2t}^4}{4} + E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{2t}^3}{3} - E_t \frac{1}{\rho} a_1 \frac{z_{1t}^4}{4} - E_t \frac{1}{\rho} a_2 \frac{z_{1t}^3}{3} \quad (28)$$

2. Результати експериментальних досліджень та верифікація розрахункових даних

2.1. Для проведення експериментальних досліджень виготовлялись балки з клеєної деревини перерізом 100×150 мм та довжиною 3,0 м.

2.2. Розрахунковий проліт балок становив 2,7 м. Розрахункова схема дослідних зразків – шарнірно оперта балка на двох опорах, яка завантажена двома зосередженими силами в третинах прольоту.

2.3. Матеріал балки – сосна. Клас міцності виготовлених балок – GL 32 [6,11]. Клей, який використовувався для виготовлення балок – резорциновий.

2.4. Балки випробовувались в умовах прямого та косоного згинів. За косоного згину кути нахилу становили 10° та 25° .

2.5. Схема дослідної установки випробувань з розташуванням усіх контрольно–вимірювальних приладів наведена на рис. 3.

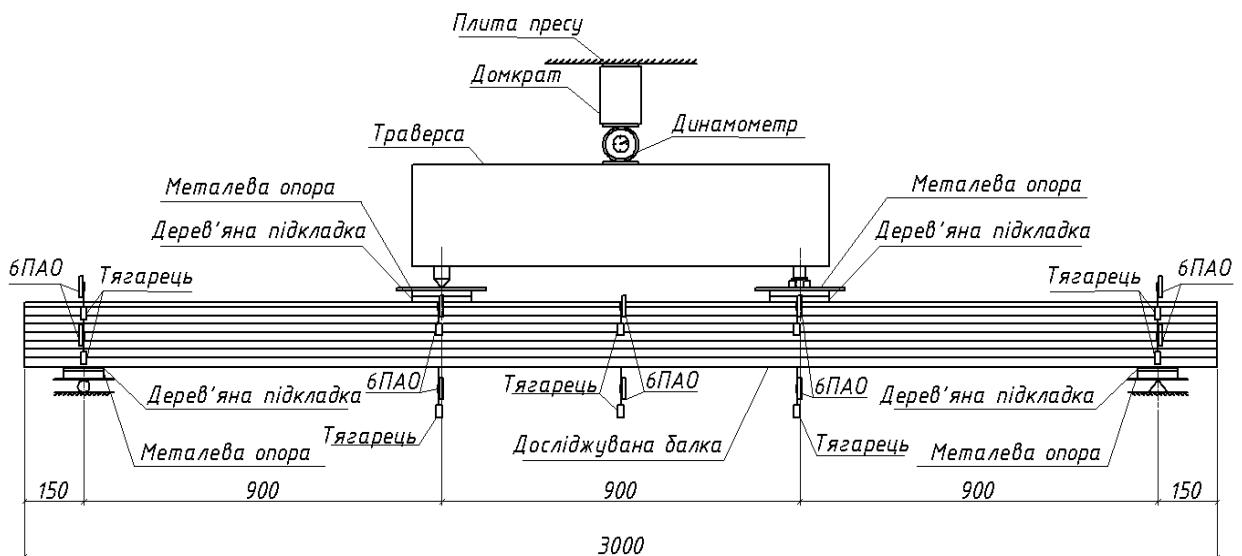


Рисунок 3 – Схема розташування вимірювальних приладів на балці з клеєної деревини

2.6. Середнє значення максимального навантаження, яке сприйняли балки за прямого згину становить 27,90 кНм. Середнє значення максимального

навантаження, яке сприйняли балки за косоного згину становили: за кута нахилу 10° – 17,19 кНм, за кута нахилу 25° – 17,69 кНм.

2.7. Під час розрахунків теоретичного значення згинаючого моменту, який може сприйняти балка, використовувались наступні значення міцності, деформацій та модулів пружності: $E_c = 18000 \text{ МПа}$, $E_t = 16000 \text{ МПа}$, $u_{c,fin,d} = 36 \cdot 10^{-4}$, $u_{t,fin,d} = 45 \cdot 10^{-4}$, $f_{c,o,d} = 49,25 \text{ МПа}$.

2.8. Теоретичне значення несучої здатності балок за прямого згину відповідно до наведених вище формул 7...10 становить 27,72 кНм. Відсоткова різниця між теоретичним значенням згинаючого момента та середнім експериментальним значенням становить 0,65 %.

2.9. Теоретичне значення несучої здатності балок за косоного згину відповідно до наведених вище формул 13...28 за кута нахилу 10° становить $M = 18,72 \text{ кНм}$, за кута нахилу 25° – $M = 17,1 \text{ кНм}$. Відсоткова різниця між теоретичним значенням згинаючого момента та середнім експериментальним значенням за кута нахилу 10° становить 0,52 %, за кута нахилу 25° – 5,5 %.

2.10. Алгоритм розрахунку дерев'яних балок, які знаходяться в умовах прямого та косоного згинів, наведений в додатку Ж.

3. Приклади розрахунку

3.1. Приклад розрахунку виконання задачі підбору перерізу дерев'яної балки за косоного згину.

3.1.1. Для підбору поперечного перерізу балки, яка знаходиться в умовах косоного згину, використовуємо наступний алгоритм:

1) Задаємо співвідношенням $h/b = 1,5$. Враховуючи рекомендації [16], оптимальним співвідношенням для прямокутного перерізу, який працює на косий згин є $h/b = ctg\alpha$ за міцністю та $h/b = \sqrt{ctg\alpha}$ за прогином. Враховуючи це, співвідношення $h/b = 1,5$.

2) Знаходимо згинаючий момент за деформаційною моделлю для балки, яка працює за прямого згину використовуючи формули 5, 9, 10. Враховуючи 11 та 12 формули 9 та 10 наберуть вигляду:

$$M_c = b(0,547h)^2 \cdot \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right) = 0,299bh^2 \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right), \quad (29)$$

$$M_t = \frac{1}{3}b \cdot (0,453h)^2 \cdot E \cdot u_{t,d} = 0,068bh^2 E u_{t,d} \quad (30)$$

3) Підставимо 29 та 30 в 1, враховуючи, що $h = 1,5b$, отримаємо:

$$\begin{aligned} M_0 &= b(1,5b)^2 (0,299 \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right) + 0,068 E u_{t,d}) = \\ &= 2,25b^3 (0,299 \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right) + 0,068 E u_{t,d}) \end{aligned} \quad (31)$$

4) Знаходимо ширину поперечного перерізу b (з формули 31)

$$b = \sqrt[3]{\frac{M_0}{2,25(0,299 \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right) + 0,068 E u_{t,d})}} \quad (32)$$

Згинаючий момент балки M_0 визначаємо за допомогою введення коефіцієнта нахилу поперечного перерізу балки k_α

$$M_0 = \frac{M_\alpha}{k_\alpha}, \quad (33)$$

де M_α – максимальний згинаючий момент, що діє в поперечному перерізі балки за кута нахилу α .

Коефіцієнт нахилу поперечного перерізу балки k_α визначаємо з графіка (рис. 4), який побудований на основі визначених згинаючих моментів, що може сприйняти балка під різними кутами нахилу (10° та 25°) за деформаційною моделлю відповідно до алгоритму, наведеного в додатку Е.

Відносні деформації $u_{c,d}$ знаходимо із співвідношення:

$$\frac{u_{c,d}}{h_c} = \frac{u_{t,d}}{h_t}; \quad (34)$$

$$u_{c,d} = \frac{u_{t,d} \cdot y_c}{y_t} . \quad (35)$$

5) Знайшовши ширину поперечного перерізу b за формулою 32, відповідно до прийнятого співвідношення $h/b=1,5$ знаходимо висоту перерізу h .

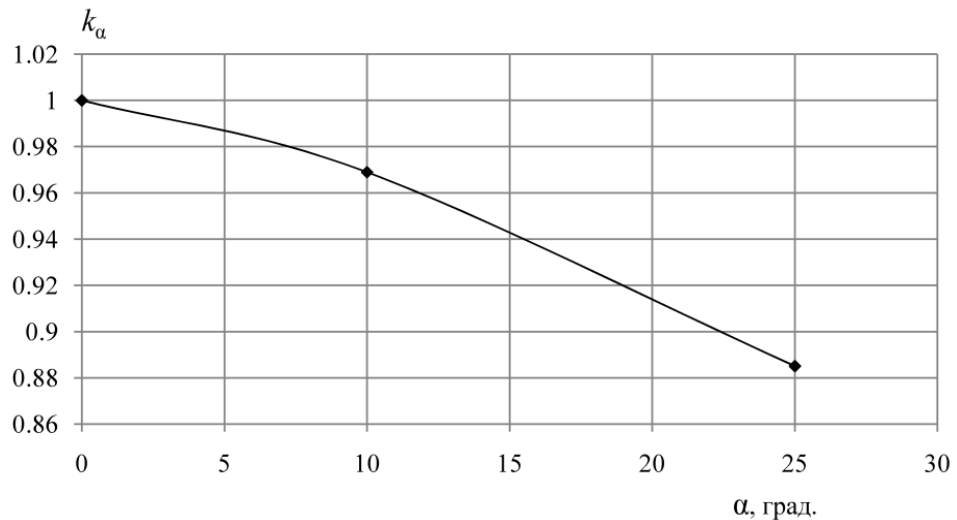


Рисунок 4 – Графік залежності коефіцієнта k_α від кута нахилу балки

3.1.2. Підберемо переріз балки, яка знаходиться під кутом нахилу 10° за такими даними: балка однопролітна на двох опорах; розрахункове рівномірно розподілене навантаження на балку $q=1,2\text{кН}/\text{м}^2$; проліт балки 3,0 м; крок балок 5 м; модулі пружності за стиску та розтягу – $E_c=18000\text{МПа}$, $E_t=16000\text{МПа}$; граничні відносні деформації – $u_{c,fn,d}=36 \cdot 10^{-4}$, $u_{t,fn,d}=45 \cdot 10^{-4}$; розрахунковий опір на згин $f_{c,o,d}=49,25\text{МПа}$.

3.1.3. Приймаємо відношення висоти поперечного перерізу розрахункового елемента до його ширини $h/b=1,5$.

3.1.4. Розрахунковий згинаючий момент, який виникає в перерізі балки від діючого навантаження за прямого згину:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{(1,2 \cdot 5,0) \cdot 3^2}{8} = 6,75\text{кНм},$$

де q – рівномірно розподілене навантаження на балку;

l – розрахунковий проліт балки.

3.1.5. Перехід від величини згинаючого моменту, який діє за прямого згину, до величини згинаючого моменту, який діє за косого згину виконуємо за допомогою введення коефіцієнту k_α . Даний коефіцієнт визначаємо з графіка (рис. 4). Для кута нахилу 10° він становить $k_\alpha = 0,9689$.

3.1.6. Значення згинаючого моменту M_o для косого згину з врахуванням коефіцієнту k_α :

$$M_o = \frac{M_{\max}}{k_\alpha} = \frac{6,75}{0,9689} = 6,97 \text{ кНм}$$

3.1.7. Ширина перерізу балки на основі використаних формул 29...32:

$$\begin{aligned} b &= \sqrt[3]{\frac{M_o}{2,25(0,299 \left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4} \right) + 0,068 E_t u_{t,d})}} = \\ &= \sqrt[3]{\frac{6,97}{2,25 \cdot (0,299 \cdot \left(\frac{0,18 \cdot 10^4 \cdot 51 \cdot 10^{-4}}{3} + \frac{-25 \cdot 10^4 \cdot (51 \cdot 10^{-4})^2}{4} \right) + 0,068 \cdot 16000 \cdot 10^3 \cdot 45 \cdot 10^{-4})}} = \\ &= 0,086 \text{ м} = 8,6 \text{ см}, \end{aligned}$$

де k_1, k_c – коефіцієнти поліному, які визначаються за формулами 3 та 4;

$u_{t,d}$ – відносні деформації розтягнутої зони;

$u_{c,d}$ – деформації стиснутої зони, які визначаються за допомогою формули 35;

E_t – модуль пружності деревини за розтягу.

3.1.8. Враховуючи співвідношення $h/b = 1,5$ та сортамент пиломатеріалів необхідний поперечний переріз балки становить 10×15 см.

3.1.9. Перевіряємо міцність прийнятого перерізу балки за діючими в ДБН В.2.6-161:2017 «Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення» формулами:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{18,6}{49,25} + 0,7 \cdot \frac{27,8}{49,25} = 0,78 < 1,$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \cdot \frac{18,6}{49,25} + \frac{27,8}{49,25} = 0,83 < 1,$$

де $\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$ – напруження згину відносно відповідних осей поперечного перерізу;

k_m – коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі;

$f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$ – розрахунковий опір на згин.

Напруження згину відносно відповідних осей поперечного перерізу:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{6,97 \cdot 10^2}{375} = 1,86 \text{кН} / \text{см}^2 = 18,6 \text{МПа},$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{W_z} = \frac{6,97 \cdot 10^2}{250} = 2,78 \text{кН} / \text{см}^2 = 27,8 \text{МПа},$$

де W_y, W_z – моменти опору прийнятого поперечного перерізу балки відносно відповідних осей.

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = 375 \text{см}^3,$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = 250 \text{см}^3,$$

де b – ширина поперечного перерізу балки;

h – висота поперечного перерізу балки.

3.1.10. Враховуючи виконання умов перевірки, міцність прийнятого поперечного перерізу дерев'яної балки, яка знаходиться в умовах косоного згину за кута нахилу 10° забезпечена.

3.1.11. Підбір поперечного перерізу балки за прямого згину виконується за таким же алгоритмом з врахуванням, що коефіцієнт $k_\alpha = 1$ – для кута нахилу 0° .

3.2. Приклад розрахунку двопролітної нерозрізної балки

Підібрати переріз балки, яка знаходиться під кутом нахилу 25° за такими даними: балка двопролітна нерозрізна (рис. В.1); розрахункове рівномірно розподілене навантаження на балку 22кН/м ; перший проліт балки – $3,5\text{ м}$, другий проліт балки – $3,5\text{ м}$; модулі пружності за стиску та розтягу – $E_c = 18000\text{МПа}$, $E_t = 16000\text{МПа}$; граничні відносні деформації – $u_{c,fin,d} = 36 \cdot 10^{-4}$, $u_{t,fin,d} = 45 \cdot 10^{-4}$; розрахунковий опір на згин $f_{c,o,d} = 49,25\text{МПа}$.

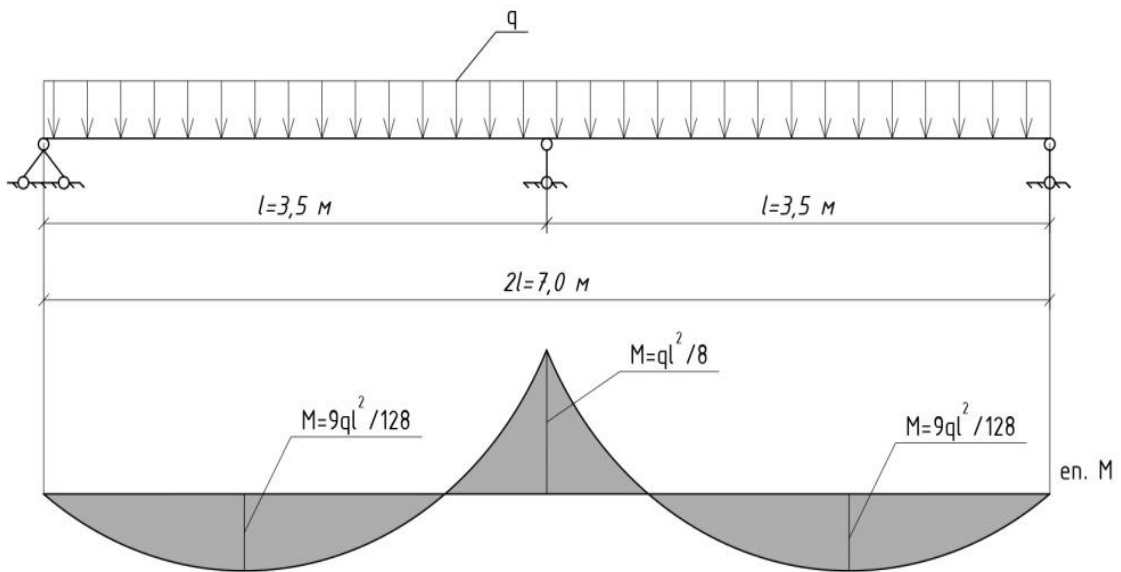


Рисунок В.1 – Розрахункова схема та еюра моментів балки

Підбір перерізу виконуємо в такій послідовності:

- 1) Прийнято відношення висоти поперечного перерізу до його ширини $h/b = 1,5$.
- 2) Розрахунковий згинаючий момент, що діє в перерізі балки за прямого згину:

- на опорі:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{22 \cdot 3,5^2}{8} = 33,7\text{кНм},$$

де q – рівномірно розподілене навантаження на балку;

l – розрахунковий проліт балки.

в прольоті:

$$M = \frac{9ql^2}{128} = \frac{9 \cdot 22 \cdot 3,5^2}{128} = 18,9 \text{ кНм}$$

- 3) Значення згинаючого моменту M_o для косоного згину з врахуванням коефіцієнту k_α :

$$M_o = \frac{M_{\max}}{k_\alpha} = \frac{33,7}{0,8886} = 37,9 \text{ кНм}$$

Величину коефіцієнта k_α визначаємо з графіка (рис. 7). Для кута нахилу 25° він становить $k_\alpha = 0,8886$.

- 4) Ширина перерізу балки на основі використаних формул 29...32:

$$b = \sqrt{\frac{M_o}{2,25(0,299\left(\frac{k_1 \cdot u_{c,d}}{3} + \frac{k_c \cdot u_{c,d}^2}{4}\right) + 0,068E_t u_{t,d})}} =$$

$$= \sqrt{\frac{37,9}{2,25 \cdot (0,299 \cdot \left(\frac{0,18 \cdot 10^4 \cdot 51 \cdot 10^{-4}}{3} + \frac{-25 \cdot 10^4 \cdot (51 \cdot 10^{-4})^2}{4}\right) + 0,068 \cdot 16000 \cdot 10^3 \cdot 45 \cdot 10^{-4})}} =$$

$$= 0,151 \text{ м} = 15,1 \text{ см},$$

де k_1, k_c – коефіцієнти поліному, які визначаються за формулами 3 та 4;

$u_{t,d}$ – відносні деформації розтягнутої зони;

$u_{c,d}$ – деформації стиснутої зони, які визначаються за допомогою формули 35;

E_t – модуль пружності деревини за розтягу.

Враховуючи співвідношення $h/b = 1,5$ та сортамент пиломатеріалів необхідний поперечний переріз балки становить $17,5 \times 25$ см.

Перевіряємо міцність прийнятого перерізу балки за діючими в ДБН В.2.6-161:2017 «Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення» формулами:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{20,7}{49,25} + 0,7 \cdot \frac{29,7}{49,25} = 0,84 < 1,$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \cdot \frac{20,7}{49,25} + \frac{29,7}{49,25} = 0,89 < 1,$$

де $\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$ – напруження згину відносно відповідних осей поперечного перерізу;

k_m – коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі;

$f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$ – розрахунковий опір на згин.

Напруження згину відносно відповідних осей поперечного перерізу:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{37,9 \cdot 10^2}{1822,9} = 2,07 \text{кН/см}^2 = 20,7 \text{МПа},$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{W_z} = \frac{37,9 \cdot 10^2}{1275,8} = 2,97 \text{кН/см}^2 = 29,7 \text{МПа},$$

де W_y, W_z – моменти опору прийнятого поперечного перерізу балки відносно відповідних осей.

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = 1822,9 \text{см}^3,$$

$$W_z = \frac{h \cdot b^2}{6} = 1275,8 \text{см}^3,$$

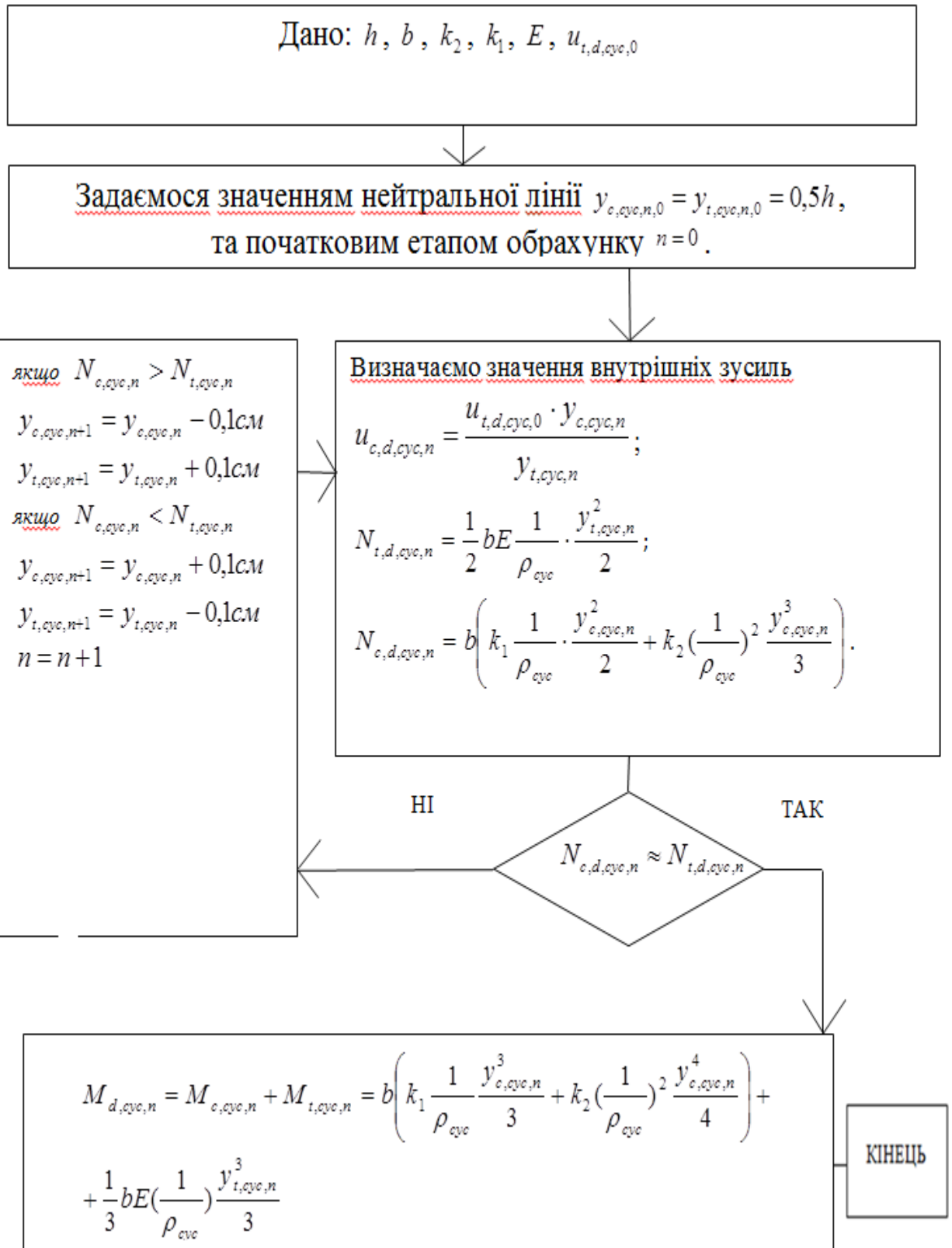
де b – ширина поперечного перерізу балки;

h – висота поперечного перерізу балки.

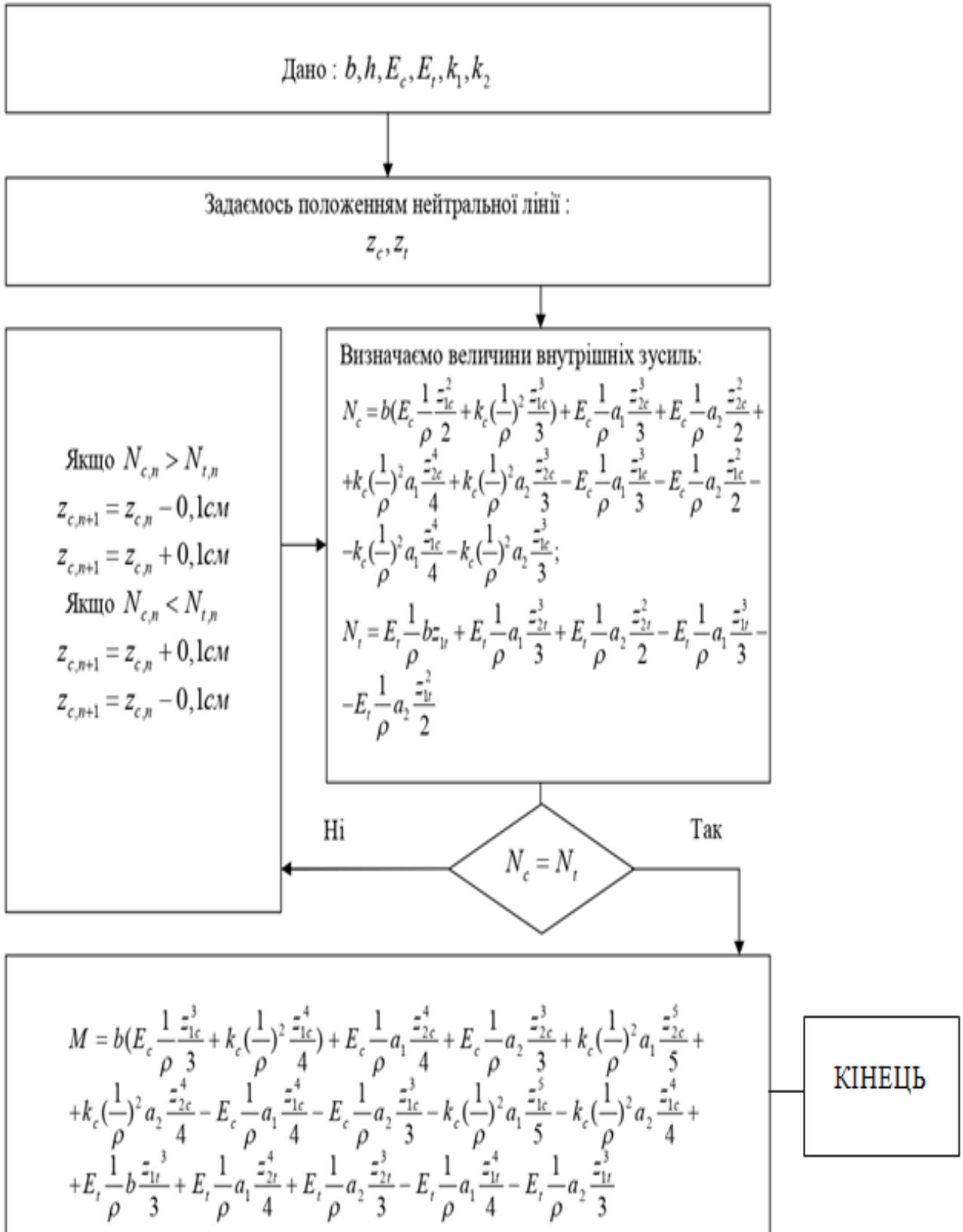
Враховуючи виконання умов перевірки, міцність прийнятого поперечного перерізу дерев'яної балки, яка знаходиться в умовах косоного згину за кута нахилу 25° забезпечена.

Додаток Е:

Е1 – Блок схема розрахунку дерев'яних балок в умовах повторних навантажень за прямого поперечного згину



Е2 - Блок схема розрахунку дерев'яних балок в умовах косої згину з використанням деформаційної моделі



Додаток Є – Значення руйнівних навантажень за дії одноразового навантаження при повздовжньому сколюванні

№ зразка	Несуча здатність, кН	Межа міцності, МПа	Характер руйнування
КШ-1	3,95	6,59	По деревині
КШ-2	3,72	6,20	
КШ-3	3,9	6,50	
КШ-4	3,95	6,59	
КШ-5	2,0	3,35	
КШ-6	2,8	4,67	
КШ-7	4,35	7,25	
КШ-8	5,4	9,0	
КШ-9	3,0	5,0	
КШ-10	4,5	7,5	
КШ-11	2,25	3,75	
КШ-12	4,3	7,17	
КШ-13	5,2	8,65	
КШ-14	2,3	3,84	
Середнє значення по клеєному шву	3,69	6,14	
Д-1	2,4	4,0	По деревині
Д-2	1,95	3,25	
Д-3	2,65	4,42	
Д-4	2,8	4,67	
Д-5	3,6	6,0	
Д-6	2,1	3,5	
Середнє значення	2,58	4,31	

ДОДАТОК Ж.

Таблиця Ж.1

Зведена таблиця випробувань дощатоклеєних балок

Назва балки	Кут нахилу, град	Характер навантаження	Несуча здатність за ДБН, кНм [91]	Клас міцності деревини	Експериментальна несуча здатність балок, кНм	Несуча здатність за деформаційною моделлю, кНм	
						прямий згин	косий згин
1	2	3	4	5	6	7	8
БК-1	0°	Одноразове статичне	8,64	GL 32h	28,8	27,72	–
БК-2	0°	Одноразове статичне	8,64	GL 32h	27,0	27,72	–
БК-3	0°	Одноразове статичне	8,64	GL 32h	27,9	27,72	–
БК-4	0°	Одноразове статичне	6,48	GL 24h	23,85	24,61	–
БК-5	0°	Одноразове статичне	6,48	GL 24h	26,55	24,61	–
БДК-1	10°	Одноразове статичне	7,35	GL 32h	17,1	–	18,72
БДК-2	10°	Одноразове статичне	7,35	GL 32h	17,28	–	18,72
БДК-3	25°	Одноразове статичне	7,94	GL 32h	17,55	–	17,1
БДК-4	25°	Одноразове статичне	7,94	GL 32h	17,82	–	17,1

Розрахункове число циклів малоциклових навантажень

1	2	3	4	5
Марк а балки	Режим навантажень	Вид згину	Розрахун- кове число циклів за 7.80	Втрата несучої здатності
БК-4п	Повторні, режим $\eta = (0,2-0,4)M_{\max}$	Прямий	>10000	Не втратила несучої здатності при прикладенні п'ятдесяти циклів повторних навантажень. Так як балка почала працювати практично пружно, зруйнована статичним навантаженням на 51 циклі .
БК-5п	Повторні, режим $\eta = (0,2-0,4) M_{\max}$	Прямий	>10000	Не втратила несучої здатності при прикладенні розрахункового числа повторних навантажень. Так як балка почала працювати практично пружно, зруйнована статичним навантаженням на 51 циклі .
БК-6п	Повторні, режим $\eta = (0,2-0,6) M_{\max}$	Прямий	1381	Руйнування на 241 циклі завантаження від дотичних напружень у вигляді розколювання в над опорою.

Продовження табл. Ж.2

1	2	3	4	5
БК-7п	Повторні, режим $\eta = (0,2-0,6) M_{\max}$	Прямий	1381	Не втратила несучої здатності при прикладенні п'ятсот циклів повторних навантажень. Так як приріст відносних деформацій деревини практично згас то зруйнована статичним навантаженням на 501 циклі .
БК-8п	Повторні, режим $\eta = (0,2-0,8) M_{\max}$	Прямий	8	Зруйнувалася на 10 циклі завантаження.
БК-9п	Повторні, режим $\eta = (0,2-0,8) M_{\max}$	Прямий	8	Зруйнувалася на 11 циклі завантаження.
БДК-5п	Повторні навантаження, режим $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\max}$ + $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$	Косий, 10°	1381	Протягом прикладання повторних навантажень не втратила несучої здатності. Так як приріст відносних деформацій деревини практично згас то балка зруйнована статичним навантаженням на 531 циклі за моменту 20,4 кНм

1	2	3	4	5
БДК-6п	Повторні навантаження, режим $\eta = (0,2 - 0,8)M_{\max}$	Косий, 10°	8	Протягом прикладання повторних навантажень не втратила несучої здатності. Зруйнована статичним навантаженням на 251 циклі за моменту 19,8 кНм.
БДК-7п	Повторні навантаження, режим $(0,2-0,9)M_p$	Косий, 10°	2	Зруйнувалась на 103 циклі завантаження
БДК-8п	Повторні навантаження, режим $\eta = (0,2 - 0,4)M_{\max}$	Косий, 25°	>10000	Не втратила несучої здатності при прикладенні п'ятсот циклів повторних навантажень. Так як приріст відносних деформацій деревини практично зтух то зруйнована статичним навантаженням на 501 циклі за моменту 17,7 кНм. .
БДК-9п	Повторні навантаження, режим $\eta = (0,2 - 0,6)M_{\max}$	Косий 25°	1381	Протягом прикладання повторних навантажень не втратила несучої здатності. Так як приріст відносних деформацій деревини практично зтух то зруйнована статичним навантаженням. на 201 циклі за моменту 20,4 кНм