

Харківський національний університет міського господарства  
імені О.М. Бекетова

Міністерство освіти і науки України

Український державний університет залізничного транспорту

Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова  
праця на правах рукопису

**КОРЕНЄВ РОМАН ВАЛЕРІЙОВИЧ**

УДК: 624.074.43

ДИСЕРТАЦІЯ

**АНАЛІЗ МОЖЛИВОСТІ ВИНИКНЕННЯ ПРОГРЕСУЮЧОГО  
ОБВАЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ ОБОЛОНОК СПЕЦІАЛЬНОГО ВИДУ**

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди

19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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



Коренєв Р.В.

Науковий керівник:  
Резнік Петро Аркадійович,  
кандидат технічних наук

Харків – 2020

## АНОТАЦІЯ

Коренєв Р.В. Аналіз можливості виникнення прогресуючого обвалення металевих оболонки спеціального виду. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди (19 – Архітектура та будівництво). – Український державний університет залізничного транспорту МОН України, Харків, 2020.

Дисертація присвячена розробці принципів якісної і кількісної оцінки можливості настання прогресуючого обвалення металевих оболонки спеціального виду.

**Зміст дисертації.** У вступі обґрунтовано актуальність теми дисертації, сформульовано мету і завдання дослідження, представлено новизну і практичне значення отриманих результатів. Наведено відомості про апробацію основних результатів дисертації, кількість публікацій, структуру та обсяг роботи.

У першому розділі подано аналіз ретроспективи та поточний стан розвитку металевих оболонки спеціального виду. Розглянуто принципові технологічні особливості виробництва та монтажу та проведено аналіз конструктивних рішень досліджуваних конструкцій. Проаналізовано роботи авторів, що займаються теоретичними і експериментальними дослідженнями металевих оболонки спеціального виду. Зазначено, що суттєвий науковий інтерес викликають аномалії та колапси, що відбуваються при експлуатації оболонки, які досліджуються.

Проведено аналіз аварійних ситуацій і обвалень безкаркасних аркових споруд, та відзначено, що відбувається втрата стійкості оболонки, виходячи з характеру та швидкості обвалення, відбувається так зване «прогресуюче», або «лавиноподібне» обвалення.

В ході аналізу ряду існуючих будівель і об'єктів, що зводяться, в основі яких лежать розглянуті аркові системи, було встановлено, що на етапі

виробництва і монтажу можливі різні недосконалості, накопичення яких може сприяти зазначеному колапсу. Найбільш істотним з цих віртуальних недосконалостей є розкриття шва між конструктивними елементами системи, яке носить дискретний характер.

Розглянуто проблеми та особливості прогресуючого обвалення. Виконаний аналіз демонструє недостатність вивчення напружено-деформованого стану досліджуваних систем, які є, по суті, складеними металевими оболонками, дозволив визначити коло невирішених проблем як теоретичного, так і експериментального характеру. В цілому, існуючі дослідження розглядають або окремо взяті конструктивні елементи – аркові профілі (або їх частини), або фрагменти, що складаються з незначної кількості профілів, що, в цілому, не відображає просторову роботу зазначених конструкцій. Питання стійкості і прогресуючого (лавиноподібного) обвалення розглянутих конструкцій, виходячи з аналізу аварійних ситуацій, що виникають при експлуатації означених систем, є маловивченими. У зв'язку з чим, сформульовані основні завдання цього дослідження.

У **другому розділі** аргументовано доцільність дослідження аркових покриттів спеціального виду, основою яких є профіль «U»-типу. Зважаючи на складність поперечного перерізу (технологічне гофрування) зазначеного аркового профілю, та виходячи з необхідності верифікації підходу встановлення його геометричних характеристик, було проведено лабораторне дослідження (на натурному зразку) з визначення згинальної жорсткості (щодо горизонтальної осі) фрагмента аркового профілю, задля подальшої верифікації геометричних характеристик, отриманих за допомогою розрахункових комплексів. Були досліджені три типи розрахункових моделей досліджуваних конструкцій: модель у вигляді плоскої арки (відповідно до рекомендацій нормативної документації), модель гладкої оболонки (що відображала конструктивну ортотропію), модель у вигляді ребристої оболонки (що відображала геометричну нелінійність). Алгоритм (рекомендований нормативно-технічною документацією) дослідження напружено-

деформованого стану (НДС) конструкцій спеціального виду доповнений аналізом стійкості, при цьому, враховано не тільки стійкість плоскої форми вигину, а й згинально-крутильну форму втрати стійкості. За результатами аналізу НДС, на базі просторових оболонкових моделей, доведено позитивний вплив наявності торцевих і проміжних діафрагм на НДС і стійкість оболонок спеціального виду, і як наслідок, зроблено висновок про їх конструкційну необхідність. Наявність діафрагм жорсткості призводить до падіння головних стискаючих і розтягуючих напружень, в середньому на 50-70%, в залежності від довжини оболонки, а також до зменшення вертикальних переміщень, в середньому на 63%, підвищення коефіцієнта запасу стійкості.

Відсутність можливості врахування прогресуючого обвалення розглянутих систем, спонукала необхідність подальшого удосконалення розрахункових моделей.

У зв'язку з чим, у **третьому розділі** було розглянуто модель підвищеної коректності оболонки спеціального виду. Скінченно-елементна (СЕ) модель відображала віртуальну недосконалість у вигляді розкриття шва між суміжними арковими елементами, при припущенні максимального відхилення кута полиць конструктивного елемента від вертикалі на  $\sim 3^\circ$ , згідно технології виробництва.

Обумовлена СЕ модель, враховувала аналіз деформованої схеми та відображали фактичну роботу вальцевого з'єднання. Вищезазначені особливості вдалося реалізувати за допомогою застосування спеціальних скінченних елементів, а саме геометрично нелінійного скінченного елемента оболонки та двовузлового скінченного елемента пружної в'язі з урахуванням граничного зусилля. Для оцінки жорсткості вальцевого з'єднання, була побудована аналітична модель двох аркових конструктивних елементів, які об'єднані між собою вальцевий з'єднанням. Проведено ідентифікацію контактної пари, тобто, позначені зони, в яких під час деформування має відбуватися контакт. Призначено коефіцієнт взаємодії, в даному випадку, коефіцієнт тертя «сталь по сталі» рівний 0.8. Проведено аналіз НДС

зазначеного фрагмента, при якому визначено нормальні напруження, що виникають у вальцевому з'єднанні, і отримано данні погонної жорсткості, яка призначається скінченим елементам однобічної в'язі у зазначеній просторовій SE моделі оболонки.

Для оцінки можливості виникнення прогресуючого обвалення оболонок спеціального виду імплементовано енергетичний підхід. Цей підхід передбачає ітераційний процес, на кожному кроці якого визначаються компоненти НДС, потенційної енергії деформації (ПЕД) та, як результат, будується енергетичний портрет конструкції (просторова діаграма поля щільності потенційної енергії деформації (ЩПЕД) системи, відповідно до якої в подальшому відбувається виявлення концентраторів ЩПЕД — місць майбутнього колапсу). При цьому, на кожному етапі розрахунку послідовно збільшується навантаження і враховується зміна жорсткості системи (вальцевого з'єднання), в припущенні про існування значення ПЕД:  $U = \sup U$ , після визначення якого, на наступній ітерації відбувається віртуальний колапс.

Імплементуючи вказаний алгоритм, в ході ітераційного розрахунку в ПК «Ліра», були визначені і проаналізовані компоненти НДС, а також енергетичний портрет оболонки спеціального виду. Відзначено місця концентрації щільності потенційної енергії деформації (ЩПЕД) і зростання її значень на кожному кроці розрахунку.

З проведеного аналізу зазначається, що на останньому кроці розрахунку відзначено наростання значення ПЕД. Це підтверджується наростанням вертикальних переміщень (прогинів) даної системи, і досягненням все в більшій кількості двовузлових скінчених елементах однобічної в'язі граничного зусилля, в наслідок чого відбувається виключення їх з роботи. Тобто, відбувається так зване лавиноподібне усунення в'язів, аж до граничного стану, віртуального колапсу, ПЕД зростає і досягає верхньої межі  $U = \sup U$ , коли на наступному кроці система перетворюється в механізм, що підтверджує принципи, покладені раніше.

Також, в поточному розділі, запропоновано заходи конструктивної модернізації вузлів з'єднання досліджуваних конструкцій, що дозволяють уникнути прогресуючого обвалення. Для цього, в рамках зазначених принципів, потрібно досягти більш рівномірного (природного) розподілу полів ЩПЕД, і мінімізувати ПЕД системи в цілому. Сказане спонукає необхідність забезпечення адекватної спільності роботи аркових конструктивних елементів. Запропонована конструктивна модернізація передбачає встановлення болтових з'єднань з заданим кроком (самонарізних шурупів з шайбою Гройвера або заклепок з шайбою). Ця модернізація дозволяє забезпечити спільність деформацій і трансформувати НДС оболонки спеціального виду в НДС конструкції близької до суцільної ребристої оболонки, отримавши тим самим дискретно-континуальну систему.

**Четвертий розділ** роботи присвячено верифікації (в ході проведення повнорозмірного натурного експерименту) розрахункових моделей оболонок спеціального виду, з урахуванням послідовності зведення (при роботі конструкції до і після проведення конструктивної модернізації).

Проведено зіставлення даних переміщень досліджуваних точок конструкції від дії зосередженого навантаження до і після проведення конструктивної модернізації. Проведено зіставлення отриманих експериментальних даних з теоретичними.

З отриманих результатів порівняння переміщень конструкції до і після модернізації, відзначається значне зниження переміщень в середньому на 71,21%, що наочно свідчить про поліпшення характеристик жорсткості досліджуваної системи.

Різниця між теоретичними і експериментальними значеннями переміщень склала, в середньому, 10,74%, що дає право вважати верифікацію успішною.

**П'ятий розділ** представляє результати впровадження наукового дослідження в ТОВ «СТРОЙ ІНЖИНІРИНГ ДЕВЕЛОПМЕНТ», при проектуванні і будівництві стандартних фізкультурно-оздоровчих комплексів.

**Ключові слова:** оболонка спеціального виду, стійкість, прогресуюче обвалення, напружено-деформований стан.

### ABSTRACT

Roman V. Koreniev. Analysis of the possibility of progressive collapse of metal shells of a special kind. – Qualification scientific paper, manuscript.

Dissertation for the degree of a candidate of technical sciences (doctor of philosophy) in the specialty 05.23.01 "Building constructions, buildings and structures" (19 - Architecture and construction). - Ukrainian State University of Railway Transport, Kharkiv, 2020

The dissertation is devoted to the development of principles of a qualitative and quantitative assessment of the possibility of the onset of progressive collapse of metal shells of a special kind.

**The content of the dissertation.** The **introduction** substantiates the relevance of the topic of the dissertation, formulates the goals and objectives of the study, presents the novelty and practical significance of the results. The information on the testing of the main results of the dissertation, the number of publications, the structure and volume of work is given.

The **first section** presents an analysis of retrospectives and the current state of development of metal shells of a special kind. The fundamental technological features of production and installation are considered and the analysis of design solutions is carried out. The works of authors involved in theoretical and experimental studies of metal shells of a special kind are considered. It is noted that anomalies and collapses of the shells occurring during the operation are of significant scientific interest, are being investigated.

The analysis of emergencies and collapse of frameless arch structures, and noted that there is a loss of stability of the shell, based on the nature and speed of collapse, there is a so-called "progressive", or "avalanche" collapse.

In the course of the analysis of several existing buildings and objects, built based on which arch systems are considered, it was found that at the production and

installation stage various imperfections arise, the accumulation of which may, as a result, contribute to this collapse. The most significant of these virtual imperfections is the opening of the seam between the structural elements of the system, which is discrete.

The problems and features of progressive caving are considered. The performed analysis shows the inadequacy of studying the stress-strain state of the systems under study, which is, in fact, folded metal shells, also made it possible to determine the range of unresolved problems of both theoretical and experimental nature. In general, existing studies consider either individual structural elements - arch profiles (or parts thereof), or fragments consisting of a small number of profiles, which, in general, reflects the spatial work of these structures. The issue of stability and progressive (avalanche-like) collapse of the considered structures, based on the analysis of emergencies arising from the operation of these systems, are poorly understood. In this connection, and formulated the main objectives of this study.

The **second section** argues the feasibility of studying arched coatings of a special type, the basis of which is the profile of the “U” type. Due to the complexity of the cross-section (technological corrugation) of the specified arch profile, and based on the need to verify the approach to establish its geometric characteristics, a laboratory study (on a full-scale sample) was carried out to determine the bending stiffness (relative to the horizontal axis) of the fragment of the arch profile, for further verification of geometric characteristics obtained using settlement systems. Three types of design models of the structures under study were investigated: a model in the form of a flat arch (according to the recommendations of normative documentation), a model of a smooth shell (reflecting structural orthotropy), a model in the form of a ribbed shell (reflecting geometric nonlinearity). The algorithm (recommended by the normative and technical documentation) for studying the stress-strain state (SSS) of special-type structures is supplemented by a stability analysis while taking into account not only the stability of a flat bending shape but also the bending-torsional form of buckling. According to the results of the SSS analysis, based on spatial shell models, the positive effect of the presence of end and



intermediate diaphragms on the SSS and the stability of the shells of a special type is proved, and as a result, a conclusion is made about their structural necessity. The presence of stiffness diaphragms leads to a decrease in the main compressive and tensile stresses, on average, by 50-70%, depending on the length of the shell, as well as to a decrease in vertical displacements, on average, by 63% and an increase in the safety factor.

The inability to take into account the progressive collapse of the considered systems has prompted the need for further improvement of the calculation models.

In this connection, in the **third section**, a model of increased correctness of a shell of a special type was considered. The finite element (FE) model reflected virtual imperfection in the form of opening a seam between adjacent arched elements, assuming the maximum deviation of the angle of the shelves of the structural element from the vertical, by  $\sim 3^\circ$ , according to the production technology. When constructing the indicated FE model, it was assumed that a geometrically nonlinear finite element of the shell was used to take into account the deformed scheme, and to display the stiffness of the roller connection, using two-node finite elements of elastic ties taking into account the ultimate force intended for modeling the bond that perceives tension or compression. To assign stiffness to the finite elements of the elastic ligature, in the "Ansys Student", an analytical model of two arched structural elements was built that are connected by a roll joint. The identification of the contact pair was carried out, that is, the zones in which contact occurred during deformation were identified. The interaction coefficient is assigned, in this case, the coefficient of friction "steel on steel" equal to 0.8. An analysis of the SSS of the indicated fragment was carried out, at which the normal stresses arising in the rolling joint were established, and they switched from them to linear stiffness, which is assigned to the finite elements of the one-sided model connection in the "Lira" PC.

An energy approach is proposed to assess the possibility of progressive caving of shells of a special type. The proposed approach provides for, at each step of the iterative process, the determination of the components of the SSS, potential strain

energy (PSE) and, as a result, the construction of an energy portrait of the structure (spatial diagram of the field of the density of potential strain energy (DPSE) of the system, following which DPSE concentrators are subsequently identified — places of future collapse). At the same time, at each stage of the calculation, the load increases sequentially and the change in the system stiffness (roll connection) is taken into account, assuming the existence of a PSE value:  $U = \sup U$ , after which, at the next iteration, a virtual collapse occurs.

Implementing the indicated algorithm, during the iterative calculation in the "Lira" PC, the components of the SSS were determined and analyzed, as well as the energy portrait of the shell of a special kind. The places of concentration of the DPSE and the growth of its values at each step of the calculation are noted.

From the analysis, it is noted that at the last step of the calculation, an increase in the PSE value is noted. This is confirmed by the increase in vertical displacements (deflections) of this system and the achievement of an increasing number of two-node finite elements of the one-sided ligament of ultimate force and their exclusion from the "work". That is, the so-called avalanche-like elimination of elms takes place, up to the limit state, virtual collapse, the PSE increases and reaches the upper limit  $U_u = \sup U$ , when the system turns into a mechanism in the next step, the principles laid down earlier are confirmed.

Also, in the current section, the proposed measures for constructive modernization of the connection nodes of the studied structures, which allow avoiding progressive collapse. To do this, within the framework of these principles, it is necessary to achieve a more uniform (natural) distribution of the fields of the DPSE and minimize the PSE of the system as a whole. To do this, it is necessary to ensure adequate commonality of the work of arched structural elements. The proposed constructive modernization provides for the installation of bolted joints (self-tapping screws with a Grover washer or rivets with a washer) with a given step. This modernization makes it possible to ensure a common deformation, and to transform the stress-strain state of a special-type shell into a stress-strain state close to a continuous ribbed shell, thereby obtaining a discrete-continuous ribbed shell.

The **fourth section** of the work is devoted to verification (during a full-size full-scale experiment) of design models of shells of a special type, taking into account the sequence of construction (during construction work before and after constructive modernization).

A comparison of the data of the displacements of the studied structural points from the action of the concentrated load, before and after the structural modernization was carried out. Also, in turn, the obtained experimental data were compared with theoretical ones.

From the results of comparing the displacements of the structure before and after modernization, a significant decrease in displacements by an average of 71.21% is noted, which indicates an improvement in the stiffness characteristics of the system under study.

The difference between the theoretical and experimental values of the displacements averaged 10.74%, which gives the right to consider verification successful.

The **fifth section** presents the results of the implementation of scientific research in LLC “STROY ENGINEERING DEVELOPMENT”, during the design and construction of standard sports and fitness complexes.

**Key words:** a shell of a special type, stability, progressive collapse, stress-strain state.

## **ПЕРЕЛІК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ**

### ***Статті у наукових фахових виданнях України***

1. Коренєв Р. В., Резнік П. А. Особливості використання ефективних оболонкових систем у промисловому та цивільному будівництві. *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин. Збірник наукових праць*. 2018. №35. С. 123–128.

*(Особистий внесок: виконано аналіз використання металевих оболонок спеціального виду у промисловому будівництві)*

2. Коренєв Р. В., Резнік П. А. Розрахунок та аналіз безкаркасних аркових систем, виконаних із тонкостінних холоднодеформованих профілів. *Наука та будівництво*. 2018. №1. С. 100–110.

*(Особистий внесок: виконано дослідження геометричних характеристик конструктивних елементів металевої оболонки, виконано оцінку стійкості рівноваги систем, що досліджували)*

3. Коренєв Р. В., Резнік П. А. Вплив конструктивних особливостей на напружено-деформований стан спеціальних оболонкових систем. *Науковий вісник будівництва*. 2018. Том 91, №1. С. 317–325.

*(Особистий внесок: виконано скінчено-елементне моделювання просторових моделей оболонок спеціального виду, проведено експериментальну верифікацію)*

4. Коренєв Р. В. Вплив віртуальних недосконалостей на напружено-деформований стан і стійкість спеціальних оболонкових систем. *Комунальне господарство міст*. 2018. Вип. 140. С. 109–119.

5. Коренєв Р. В. Вплив діафрагм на напружено-деформований стан та стійкість аркових систем спеціального типу. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка»*. Серія : Теорія і практика будівництва. 2019. Вип. 912. С. 75–83.

6. Коренєв Р. В., Гапонова Л. В., Гребінчук С. С. До визначення характеристик жорсткості вальцьового з'єднання металевих оболонок спеціального виду. *Вісник національного університету водного господарства та природокористування. Технічні науки*. 2019. Вип. 1(85). С. 196–177.

*(Особистий внесок – виконано розробку просторових 3D-моделей конструктивних елементів оболонки спеціального виду).*

***Статті у міжнародних виданнях та збірниках наукових праць, що включені до міжнародних наукометричних баз***

7. Коренєв Р. В., Резнік П. А. Особливості деформування споруди оболонкового типу в умовах динамічного навантаження. *Збірник наукових праць*

*Українського державного університету залізничного транспорту. 2018. Вип. 178. С.78–88.*

*(Особистий внесок – виконано натурне дослідження амплітудно-частотних характеристик споруди оболонкового типу в умовах динамічного навантаження).*

8. Koreniev R., Reznik P., Grebenchuk S., Bondarenko V. Research of the specific steel shells progressive collapse prevention. *Academic journal Series: Industrial machine building, civil engineering*. 2019. Issue 1(52). P. 58–64.

*(Особистий внесок – виконано розробку конструктивної модернізації задля попередження прогресуючого обвалення)*

9. Резнік П.А., Гапонова Л. В., Гребінчук С. С., Коренєв Р.В. Експериментально-теоретичні випробування ефективності конструктивних заходів щодо запобігання прогресуючого обвалення металевих оболонок спеціального виду. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 2019. Вип. 185. С. 71–81.*

*(Особистий внесок – виконано розробку алгоритму обчислення НДС металевих оболонок спеціального виду з можливістю відображення прогресуючого обвалення, розробку скінченно-елементних моделей оболонок за зазначеним алгоритмом)*

#### **Публікації апробаційного характеру:**

1. Резнік П. А., Коренєв Р. В. Особливості використання ефективних оболонкових систем у промисловому та цивільному будівництві. *Ефективні технології в будівництві: зб. Матеріалів доп. учасн. Міжнар. наук.-практ. конф., 28–29 березня 2018 р. Київ : КНУБА, 2019. С. 109–110. (Особистий внесок: виконано аналіз використання металевих оболонок спеціального виду у промисловому будівництві)*

## ЗМІСТ

ВСТУП .....	16
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ І ТЕХНОЛОГІЧНИХ ОСОБЛИВОСТЕЙ, МЕТОДІВ І РЕЗУЛЬТАТІВ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ МЕТАЛЕВИХ ОБОЛОНОК СПЕЦІАЛЬНОГО ВИДУ .....	20
1.1. Технологічні особливості виробництва і монтажу, аналіз конструктивних рішень .....	20
1.2. Огляд теоретичних і експериментальних досліджень конструкцій з тонкостінних холоднодеформованих профілів.....	24
1.3. Аналіз аварійних ситуацій і обвалень металевих оболонок спеціального виду .....	33
1.4. Прогресуюче обвалення: огляд досліджень і історія напрямку .....	39
1.5. Висновки по розділу 1 і завдання подальшого дослідження .....	44
РОЗДІЛ 2. ПРИНЦИПИ ПОБУДОВИ РОЗРАХУНКОВИХ МОДЕЛЕЙ МЕТАЛЕВИХ ОБОЛОНОК СПЕЦІАЛЬНОГО ВИДУ .....	46
2.1. Експериментальне уточнення геометричних характеристик основного конструктивного елемента металевої оболонки .....	46
2.1.1. Визначення фізико-механічних характеристик сталі конструктивного елементу. ....	49
2.2. Дослідження розрахункової моделі стержньової плоскої арки .....	51
2.3. Принципи побудови континуальних оболонкових розрахункових моделей.....	61
2.3.1. Гладка конструктивно-ортотропна оболонка. ....	62
2.3.2. Ребриста континуальна оболонка.....	70
2.4. Висновки по розділу 2 .....	76
РОЗДІЛ 3. ЕНЕРГЕТИЧНИЙ ПІДХІД ДО ОЦІНКИ ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ ОБОЛОНОК СПЕЦІАЛЬНОГО ВИДУ .....	78
3.1. Загальні передумови та положення.....	79
3.2. Принципи побудови моделі підвищеної коректності, з урахуванням геометричної та конструкційної нелінійностей, з імплементацією енергетичного підходу в аналізі настання прогресуючого обвалення. ....	82
3.2.1. Експериментальне визначення характеристик жорсткості вальцьованого з'єднання.....	85
3.2.2. Обчислювальні аспекти дослідження дискретно-континуальної моделі оболонки, з урахуванням геометричної та конструкційної нелінійностей. ....	89

	15
3.3. Спосіб запобігання прогресуючого обвалення .....	92
3.4. Висновки по розділу 3 .....	101
РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ВЕРИФІКАЦІЯ РОЗРОБЛЕНОЇ ЧИСЕЛЬНОЇ МОДЕЛІ ПІДВИЩЕНОЇ КОРЕКТНОСТІ .....	102
4.1. Мета, об'єкт і предмет дослідження .....	102
4.2. Дослідження деформованого стану металеві оболонки спеціального виду від дії зосередженого навантаження. ....	102
4.2.1. Система навантаження .....	104
4.2.2. Система вимірювання .....	106
4.2.3. Послідовність проведення експериментальних досліджень .....	107
4.3. Аналіз та верифікація отриманих результатів .....	108
4. 3. Висновки по розділу 4 .....	123
РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ .....	124
5.1. Особливості архітектурно-конструкторських рішень та аналіз напружено-деформованого стану стандартного ФОКа .....	125
5.2. Аналіз техніко-економічних показників впровадження конструктивної модернізації.....	131
5.3. Висновки по розділу 5 .....	132
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ .....	133
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ .....	134
ДОДАТКИ.....	148
ДОДАТОК «А». ІЗОПОЛЯ КОМПОНЕНТІВ НДС ГЛАДКИХ КОНСТРУКТИВНО-ОРТОТРОПНИХ ОБОЛОНКОВИХ МОДЕЛЕЙ .....	149
ДОДАТОК «Б» . ІЗОПОЛЯ КОМПОНЕНТІВ НДС РЕБРИСТИХ КОНТИНУАЛЬНИХ ОБОЛОНКОВИХ МОДЕЛЕЙ .....	168
ДОДАТОК «В». ІЗОПОЛЯ ПЕРЕМІЩЕНЬ ДЛЯ ПЕРШИХ ТРЬОХ ФОРМ ВЛАСНИХ КОЛИВАНЬ ДОСЛІДЖУЄМИХ МОДЕЛЕЙ.....	184
ДОДАТОК «Г». РЕСУРСНА ВІДОМІСТЬ ДЛЯ ВЛАШТУВАННЯ СТАНДАРТНОГО ФОКА (ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ).....	189
ДОДАТОК «Д». АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ ДИСЕРТАЦІЙНОГО ДОСЛІДЖЕННЯ .....	195
ДОДАТОК «Є». СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ .....	196

## ВСТУП

Наразі в Україні досить часто використовуються металеві оболонки спеціального виду, в основі яких є металевий арковий тонкостінний холодногнутий профіль. Зазначені конструкції можуть застосовуватися як в якості остову, так і в якості покриття будівель і споруд.

**Актуальність роботи.** Суттєвий інтерес до металевих оболонок спеціального виду обумовлений їх низькою вартістю, можливістю швидкого зведення і виготовлення основних аркових конструктивних елементів в умовах будівельного майданчика, а також можливістю їх застосування у різних архітектурно-планувальних рішеннях промислового і цивільного будівництва.

Незважаючи на велику кількість вже зведених об'єктів та таких, що знаходяться в процесі будівництва, в діючих нормативних документах України чіткі рекомендації щодо розрахунку подібного виду металевих оболонок відсутні. Нормативна база з проектування розглянутих безкаркасних покриттів відсутня також і за кордоном, в нормах країн Європи та Північної Америки є методики розрахунку традиційних конструкцій з тонкостінних холодногнутих профілів, але на безкаркасні аркові конструкції вони не поширюються. Враховуючи зазначене вище, в повній мірі застосовувати зарубіжні стандарти для розрахунку безкаркасних аркових покриттів із сталевих тонкостінних холодногнутих профілів з поперечно-гофрованими гранями не виявляється можливим. Науковий інтерес викликає НДС зазначених конструкцій та формування нормативних рекомендацій щодо їх розрахунку.

Зважаючи на використання зазначених конструкцій в сфері цивільного будівництва, варто відзначити характерну високу ступінь соціальної значущості і відповідальності при їх експлуатації, що пов'язана з можливим масовим скупченням людей при проведенні тих чи інших суспільних заходів. Тож актуальним є й питання прогресуючого обвалення і, відповідно, заходів та методів його запобігання. Перераховане, в сукупності з даними про аномалії та аварійні ситуації протягом експлуатації зазначених конструкцій, підтверджує актуальність і свідчить про доцільність досліджень в означеному напрямку.



**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.**

Дисертаційна робота виконана в рамках тематики кафедри будівельних конструкцій ХНУГХ імені О.М. Бекетова за 2014–2019 рр.: «Нові ефективні конструктивні системи з раціональними параметрами» - № ДР 0114U002999; «Сталобетонні конструкції з раціональними параметрами» - № ДР 0117U000662; та є частиною досліджень наукової школи ХНУМГ імені О.М. Бекетова «Конструкції і матеріали для житлових і громадських будівель».

**Мета роботи** полягає в розробці принципів якісної і кількісної оцінки можливості настання прогресуючого обвалення металевих оболонок спеціального виду.

**Наукова гіпотеза** – удосконалення конструкцій сучасних металевих оболонкових покриттів спеціального виду, шляхом надання необхідного ресурсу при прийнятті нормальних і аномальних впливів.

**Завдання дослідження:**

- провести послідовний аналіз напружено-деформованого стану та стійкості металевих оболонок спеціального виду, з імплементацією різних підходів моделювання;
- розробити алгоритм моделювання оболонок спеціального виду, з відображенням конструкційної нелінійності та впровадженням нового енергетичного підходу до оцінки можливості настання прогресуючого обвалення;
- побудувати й верифікувати скінченно-елементні моделі оболонок спеціального виду, з можливістю відображення настання прогресуючого обвалення, імплементуючи розроблений алгоритм;
- розробити конструктивні заходи, що попереджують настання прогресуючого обвалення, й верифікувати запропоновану конструктивну модернізацію повнорозмірним натурним експериментом;

**Об'єкт дослідження** – особливості деформування металевих оболонок спеціального виду.

**Предмет дослідження** – флуктуації деформування конструкцій що досліджуються, які можуть привести до прогресуючого обвалення.

**Методи дослідження.** В роботі використані аналітичні та чисельні методи механіки деформованого твердого тіла, зокрема, метод скінченних елементів. Побудову конструктивних рішень реалізовано на основі експлуатації алгоритмів, що реалізують управління якісними і кількісними характеристиками НДС, що виникає в конструкції. Експериментальне дослідження існуючих і запропонованого конструктивних рішень металевих оболонок спеціального виду проводилося на лабораторних і натурних зразках з використанням елементів автоматизованої системи наукових досліджень, що базується на сучасному технічному і інформаційному забезпеченні.

#### **Наукова новизна отриманих результатів.**

##### ***Вперше :***

- розроблено підхід формування розрахункової моделі оболонок спеціального виду з урахуванням конструкційної нелінійності і з можливістю відображення настання прогресуючого обвалення;
- реалізована імплементація нового енергетичного підходу для якісної і кількісної оцінки можливості настання прогресуючого обвалення зазначених конструктивних систем;
- отримано нові результати експериментальних натурних досліджень деформативності металевих оболонок спеціального виду.

##### ***Набуло подальшого розвитку:***

- скінченно-елементне моделювання напружено-деформованого стану оболонок спеціального виду й встановлення особливостей їх деформування;

#### **Практичне значення отриманих результатів полягає у:**

- запропонованні способу конструктивної модернізації покриття спеціального виду, що забезпечує стійкість до прогресуючого обвалення.
- розробці алгоритму оцінки можливості настання прогресуючого обвалення металевих оболонок спеціального виду;

- впровадженні їх (результатів) в проектний і виробничий цикл підприємства ТОВ «СТРОЙ ІНЖИНІРИНГ ДЕВЕЛОПМЕНТ» при розробці стандартних фізкультурно-оздоровчих комплексів у Харківській області.

**Особистий внесок здобувача.** Всі основні наукові результати дисертаційної роботи отримані автором особисто. Окремі складові теоретичних та експериментальних досліджень виконані в співавторстві, що відзначено в наведеному переліку наукових публікацій.

**Апробація роботи.** Результати роботи доповідалися на III Міжнародній науково-технічній конференції «Ефективні технології в будівництві» в Київському національному університеті будівництва і архітектури (м.Київ, 28.03 – 29.03.2018р.), Міжнародній науково-практичній конференції «Стратегія розвитку міст: молодь і майбутнє (інноваційний ліфт)» в Харківському національному університеті міського господарства імені О.М. Бекетова (м. Харків, 12.04 - 13.04.2018 р), на 83-й науково-технічній та науково-методичній конференції у Харківському національному автомобільно-дорожньому університеті (м. Харків 13.05-17.05.2019 р), на міжнародній науково-практичній конференції «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат» (м. Дубляни 15.05-17.05.2019р); на XX міжнародному науково-практичному форумі «Теорія і практика розвитку агропромислового комплексу та сільських територій» (м. Львів 17.09.-19.09. 2019р).

**Публікації.** Основні положення дисертації і результати досліджень опубліковані в 10 друкованих роботах, 9 з яких увійшли в видання, рекомендовані МОН України, в тому числі 3 в наукометричних збірниках, 1 стаття за матеріалами конференції.

**Структура та обсяг роботи.** Дисертація складається зі вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел та додатків. Дисертація викладена на 198 сторінках і містить 118 - сторінок основного тексту, 25 - таблиць, 80 - рисунків, 153 - найменувань літератури, 6 додатків на 50 сторінках.

## **РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ І ТЕХНОЛОГІЧНИХ ОСОБЛИВОСТЕЙ, МЕТОДІВ І РЕЗУЛЬТАТІВ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ МЕТАЛЕВИХ ОБОЛОНОК СПЕЦІАЛЬНОГО ВИДУ**

### **1.1. Технологічні особливості виробництва і монтажу, аналіз конструктивних рішень**

Технології виробництва і монтажу будівельних металевих конструкцій, що використовують в сьогоденні, дозволяють якісно і в найкоротші терміни зводити будівлі різного призначення. Багато в чому це стало можливо завдяки появі легких сталевих тонкостінних конструкцій з холодногнутих профілів. Практика проектування і будівництва будівель та споруд із застосуванням сталевих конструкцій демонструє ефективність і доцільність зазначеної технології для несучих і огорожувальних конструкцій виробничих, торгових, сільськогосподарських, а також спортивних будівель прольотом до 36 м внаслідок їх легкості, транспортабельності та високого ступеня індустріальності [7].

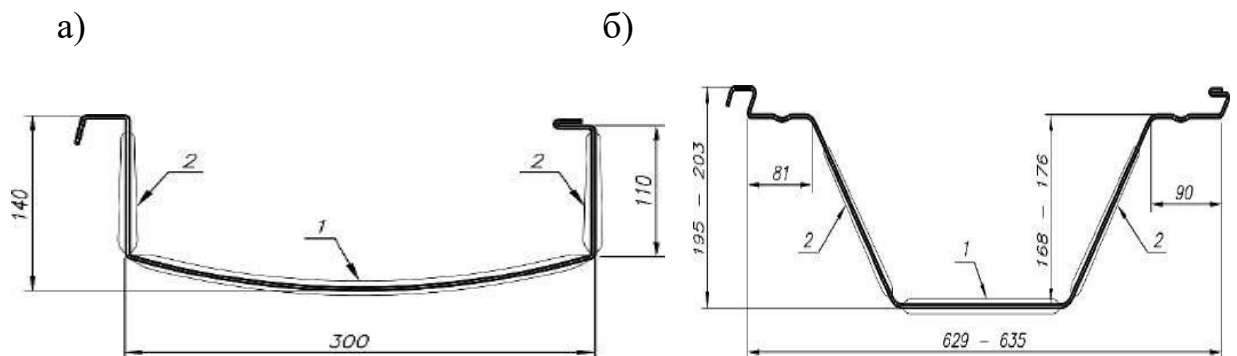
Одним з напрямків в будівництві легких металоконструкцій з тонкостінних холодногнутих профілів є безкаркасні конструкції, які можуть бути вироблені як на заводі, так і безпосередньо на будівельному майданчику. За рахунок уніфікації основних конструктивних елементів технологія безкаркасного будівництва дозволяє значно скоротити терміни монтажу і підвищити продуктивність праці. Крім того, мобільність обладнання, що використовується (пересувні стани), і транспортна компактність вихідного матеріалу конструкції (рулонної сталі) дозволяють споруджувати об'єкти різного призначення (рис. 1.1) у різних, й навіть важкодоступних регіонах країни, в найкоротші терміни.



Рис. 1.1. Приклади застосування конструкцій що досліджуються

Конструкції, що розглядаються в роботі, виробляються безпосередньо на будівельному майданчику за допомогою мобільного профілезгинального обладнання. Матеріалом для виробництва профілів є сталевий прокат або сплави алюмінію, що поставляються в рулонах. Сталевий прокат використовується найчастіше. Вихідний сталевий рулон для виробництва профілів має захисні антикорозійні покриття: цинкове, алюмо-цинкове, цинкове з додатковими лакофарбовим покриттям та інші комбінації.

Виходячи з технологічних особливостей згинального обладнання та конструкції вальцевого з'єднання, використовують два типи перерізів профілів: лоткоподібний та трапецієподібний (рис. 1.2). Зважаючи на економічну ефективність, в нашій країні профілі формуються зі сталі товщиною 0.7 - 1.5 мм.



де: 1 - поперечне гофрування полки; 2 - поперечне гофрування стінок

Рис. 1.2. Поперечний переріз профілів:

а) арковий-лоткоподібний; б) арковий-трапецієподібний;

Наразі існує велика кількість виробників, що реалізують зазначену технологію, тож розміри профілів, зображені на рис. 1.2 можуть мати відмінності. Зазвичай, відмінність профілів різних виробників полягає в використанні різної ширини заготовки, при цьому змінюються габаритні розміри профілю. Внутрішні пропорції розмірів виробники намагаються зберігати. Основні технологічні етапи виробництва безкаркасних споруд, зображені на рисунку 1.3 і полягають в наступному:

1 - Улаштування фундаменту. Конструкції бортового елемента;

- 2 – Розміщення металевого рулону у профілезгинальній машині;
- 3-6 – Виготовлення профілів необхідних форми і розміру;
- 7 – Збирання профілів в секції при використанні вальцювальної машини;
- 8 - Встановлення секції на тимчасову раму;
- 9 - З'єднання секцій за допомогою вальцювальних машин;
- 10 - Кріплення бортового елемента до будівлі;
- 11 - Облаштування торцевих стін;
- 12 - Обетонування і гідроізоляція опорних вузлів.

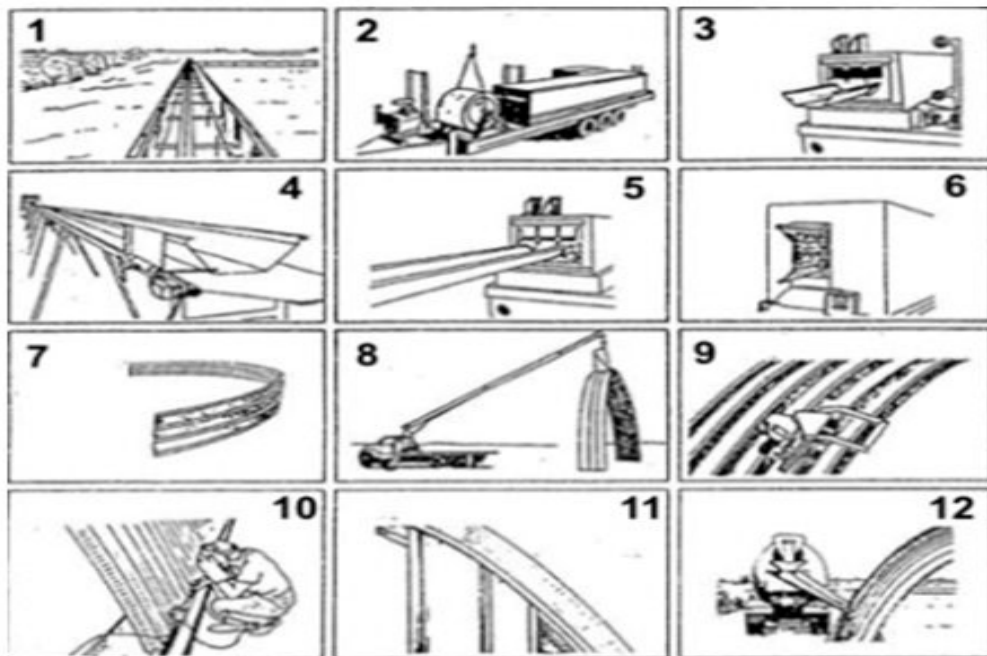


Рис. 1.3. Схема виробництва і монтажу безкаркасних аркових конструкцій

Профілі з'єднуються між собою по поздовжніх краях за допомогою одиночного вальцевого з'єднання. За допомогою цієї технології можна виробляти споруди з різними за обрисами формами. Типові конфігурації будівель зображені на рис. 1.4. Найбільш поширеною є округла форма. Прольоти споруд, в залежності від проектного навантажень і конструктивного рішення, варіюються в діапазоні від 6 до 30 м [6, 10].



Рис. 1.4. Форми безкаркасних споруд.

а) округла форма; б) форма з двома закругленнями; в) двоскатна форма.

Технологія виготовлення аркових профілів складається з двох етапів холодного згинання. На першому етапі зі смуги рулону формується прямолінійний профіль, далі на другому етапі, вальцюється арковий профіль. Технологія виготовлення аркових профілів передбачає поперечне гофрування відповідних граней прямолінійних профілів (рис. 1.2), що позначається на роботі всієї споруди, при дії експлуатаційних навантажень [62, 63].

Беручи до уваги зазначене вище, конструкції що розглядаються є, по суті, складеними металевими оболонками, саме тому в роботі вони позначаються як металеві оболонки спеціального виду.

## **1.2. Огляд теоретичних і експериментальних досліджень конструкцій з тонкостінних холоднодеформованих профілів**

Особливості роботи сталевих тонкостінних профілів розглядаються в дослідженнях Айрумяна Е.Л. [3], Астахова І.В. [12], Білого Г.І. [18], Власова В.З. [26], Енджієвського Л.В. [37], Куніна Ю.С. [57], Романюка В.В. [92-94], Тусніна А.Р. [108], Тамплона Ф.Ф. [100], Шмуклера В.С. [113,115] та ін.

Докладне дослідження і аналіз даються в роботі Wei-Wen Yu і RA LaBoube [147], а також в роботі D. Dubina, V. Ungureanu, R. Landolfo [128], які розглядають основні передумови та гіпотези, покладені в основу розробки Американських та Європейських нормативних документів [120, 133].

Докладне дослідження напружено-деформованого стану тришарових панелей, зокрема облицовок, виконаних з профільованих тонкостінних



сталевих пластин та раціоналізація їх параметрів виконані на базі кафедри будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства ім. О.М. Бекетова під керівництвом проф. Шмуклера В.С. [115] і детально розглянута в дисертаційному дослідженні Петрової О.О. [76]

Значною особливістю в роботі тонкостінних конструкцій є велика гнучкість граней профілів, яка може досягати 500 одиниць (відношення ширини грані до товщини  $b/t$ ). В наслідок цього може статися місцева втрати стійкості, притому в пружній стадії. Дослідження цього питання наводяться в роботах: Тимошенко С.П. [103, 104], Вольмір А.С. [27, 28], Броуде Б.М. [21], Соколова П.А. [96], Белкіна В.П. [17], Брудкі Я. [23], Борисова О.В. [20], Блейх Ф. [19], Новикова Р.М. [69], Кашириной О.В. [50], Тамплона Ф.Ф. [100], Моїсеєва В.І. [66], Karman T. [137], Winter G. [150] та інших. Як правило, в існуючих теоретичних (аналітичних) методах розрахунку тонкостінних профілів, при розрахунку на місцеву стійкість, межі профілю розглядають як «окремі» пластинки з різними граничними умовами по краях. У більшості випадків з метою спрощення приймають шарнірне обпирання [21, 27, 103], що істотно спрощує рішення. Цей підхід реалізовано в нормативних документах країн Європейського союзу та Північної Америки [120, 133]. Проте, в дослідженнях Броуде Б.М. [22], Моїсеєва В.І. [22], Тугаєва А.С. [106] грані профілів розглядаються як пружно-затиснені.

Після місцевої втрати стійкості грані, яка виражається в появі хвиль (випучин), несуча здатність тонкостінного профілю може зберігатися. Це пов'язано з тим, що в закритичній стадії роботи пластинки відбувається перерозподіл нормальних напружень. В результаті чого ділянки пластинки, прилеглі до суміжних граней, внаслідок більшої жорсткості сприймають навантаження більше критичного, а середня її частина виключається з роботи. Відповідно до цієї теорії приймається спрощений розподіл нормальних напружень за шириною грані, що залишилися в роботі ділянки, який полягає у визначенні редукованої ширини пластинки. Методика редукування, що наразі застосовується в нормативних документах [98,

120, 133], була розроблена Д. Вінтером [150] й уточнена у роботах [128, 147].

Питання розрахунку елементів конструкцій, грані яких мають періодично повторювані гофри, розглядаються в роботах Степаненко О.М. [97], Олькова Я.І. [71], Огневого В.Г. [70], Острікова Г.М., Максимова Ю.С. і Долінського В.В. [72], Лукіна А.О. [64] та ін. Також слід зазначити роботи Зверєва В.В. [46], Жидкова К.Є. [44], де досліджено аркові конструкції з об'ємно-формованого прокату. В роботах Андрєєвої Л.Є. [8, 9], гофровані грані замінено анізотропними пластинками аналогічної товщини, жорсткісні характеристики яких, знаходять з умови рівності лінійних переміщень, також визначені пружні постійні для цих форм гофр: наведені модулі пружності, коефіцієнти Пуассона і модулі зсуву.

Стійкість анізотропних пластинок розглядається в фундаментальних працях Лехніцького С.Г. [61] і Ростовцева Г.Г. [95], а також в дослідженнях суцільнометалевих галерей з профільованих листів Кудрявцева В.А. [55].

Особливості чисельного моделювання роботи безкаркасних покриттів розглядаються в дослідженнях Жабінського А.Н., Старовойтова А.Ф. [42], Арменського М.Ю. [11], Кузнєцова І.Л., Ісаєва О.В., Гимранова Л.Р. [56].

Питання розрахунку безкаркасних аркових покриттів із сталевих тонкостінних холодногнутих профілів з поперечно-гофрованими гранями розглядалися в роботах Марцинкевича Д.В. [65] і Популовой Г.Ю. [79]. Досліджувалися безкаркасні конструкції, виконані з профілю U - образного поперечного перерізу (рис. 1.2, б).

Марцинкевичем Д.В., на основі робіт Лехніцького С.Г., Тимошенко С.П., Вольміра А.С., Броуде Б.М., Блейх Ф. та інших, була розглянута задача стійкості в упругопластичній стадії поперечно-гофрованої циліндричної пластинки стосовно нижньої стінки тонкостінного холодногнутого лоткоподібного («U» - образного) профілю, яка під час вальцювання профілю в арку отримує викривлення по радіусу (перпендикулярному радіусу покриття). В роботі розглядалися поперечні гофри пільчатого і синусоїдального обрису - аналогічні розглянутим Андрєєвої Л.Є. [8, 9]. При

розрахунку критичних напружень для стінки висота гофр приймалася постійною по ширині. Для розрахунку геометричних характеристик холодногнутого профілю в закритичній стадії роботи його граней, застосовувався метод редукування, заснований на роботі Т. Кармана [137].

В роботі Популової Г.Ю. [79] розглядалася загальна стійкість безкаркасного покриття з U - подібних профілів. На основі робіт Марцинкевича Д.В. [65] і Пінаджяна В.В. [76] були отримані коефіцієнти впливу форми перерізу для розрахунку аркового покриття на загальну стійкість за методикою СНиП [98].

Одними з перших робіт з вивчення безкаркасних споруд в СРСР були роботи з дослідження алюмінієвих складчастих покриттів з ромбовидних елементів, проведених в МІСД ім. Куйбишева Жидковим В.Д. [43] під керівництвом Лессига Е.Н.

Аналогічні конструкції зі сплаву алюмінію АмГ-АП вивчалися в ЦНДІБК ім. Кучеренко. Дослідження проводили Трофимов В.І., Капустіна М.І., Капусткіна С.Г., Кіхтенко Ю.М., Кузин В.Н. [105]. Досліджувалися дві моделі: перша модель являла собою напівциркульний звід прольотом 0.91 м і шириною 1.2 м, друга модель була у вигляді пологого зводу, що складається з одного правильного ромба і чотирьох «неправильних» ромбів, мала проліт 3.44 м і висоту 0.4 м. Аналіз результатів експериментів показав різку нерівномірність в розподілі напружень по ширині ромбовидного тонкостінного елемента. Було зафіксовано перевищення напружень в кутових зонах ромба в порівнянні з середніми ділянками в 1.5 - 2 рази. Також відзначалася велика деформативність конструкції. Розрахунковий прогин виявився менше експериментального в 5 - 6.5 разів.

Безкаркасними складчастими конструкціями займалася також в ДП «Укрпроектстальконструкція», де були проведені великі дослідження з вивчення таких споруд в натурних умовах роботи [110]. Переважно розглядалися конструкції з алюмінієвих сплавів. Результати досліджень узагальнені в роботі Пріцкера А.Я., Аденського В.А. і Фрідмана М.С. [81].

У ЦНДІПСК ім. Мельникова під керівництвом Айрум'яна Е.Л. [4- 6, 68, 82] випробовували натурні фрагменти, виконані з профілю U - образного перерізу (рис. 1.2, а, б). Випробовували два натурних зразках: одношарова і двошарова оболонки, прольотами 18 і 21 м, відповідно. Використовували сталеві профілі завтовшки 0.8 мм для одношарового варіанти і 1.0 мм для двошарового. Двошаровий зразок складався з внутрішньої сталеві оболонки, з нанесеним на неї, з зовнішнього боку, шару пінополіуретану, і зовнішньої аналогічної оболонки більшого радіусу. Одношаровий зразок випробовувався при симетричній схемі навантаження, до руйнування. Двошаровий зразок спочатку випробовувався при симетричному навантаженні, а потім при несиметричному (на половині прольоту), до руйнування. Навантаження здійснювалося через систему розподільних балок, підвішених до зразка на тяжах, і гідравлічного домкрата. В ході випробувань вимірювалися переміщення замаркованих точок зразка. Для вимірювання переміщень застосовувався метод фотограмметрії, за спеціальною методикою, розробленою у відділі ВІТ під керівництвом Барскова Д.П. [16, 109].

Зразок одношарового аркового покриття випробовувався на симетричне рівномірно розподілене навантаження. Деформації арки прольотом 18 м при симетричному навантаженні зростали нелінійно, але симетрично щодо центру арки до навантаження 0.4 кПа. При подальшому збільшенні навантаження обрис арки набув несиметричної форми, характерної для одностороннього навантаження. Втрата несучої здатності сталася при навантаженні 0.75 кПа в результаті місцевої втрати стійкості широкої поперечно-гофрованої полки і стінок на відстані 0.15 L від опори.

Зразок двошарового аркового покриття випробовувався на симетрично розподілену і несиметрично розподілене (на половині прольоту) навантаження. При симетричному навантаженні деформувалася в основному зовнішня арка до вичерпання зазору між пінополіуретаном і верхньою оболонкою. Переміщення точок зовнішньої арки збільшувалися

нелінійно зі збільшенням навантаження, їх максимальні значення зафіксовані близько середини прольоту  $L$  і на відстані  $0.15 - 0.16 L$  від опор. При несиметричному навантаженні переміщення зовнішньої арки швидко зростали і, при навантаженні  $0.67$  кПа, (що становило приблизно 40%, від руйнуючої) досягли величини зазору між верхньою аркою і пінополіуретаном. Далі арки працювали спільно. При навантаженні  $1.7$  кПа тришарова арка втратила несучу здатність після втрати місцевої стійкості широких поперечно-гофрованих полиць одночасно у верхній і нижній обшивці на відстані  $0.2 - 0.22 L$  від опори.

Наступні натурні випробування проводилися на двох фрагментах безкаркасного покриття у м. Липецьк. Експерименти проводилися з метою визначення характеристик жорсткості профілів оболонки і можливості застосування підвісного вантажопідйомного обладнання. Випробовувалися одношарові зразки прольотом  $15.2$  м. Профілі виконувалися зі сталі товщиною  $0.8$  мм.

Перший зразок випробовували на зосереджене навантаження, прикладене до середнього профілю в чверті прольоту. Навантаження здійснювалося штучними тарованими вантажами (цеглою), які уклалися на підвішені до профілю платформи. В ході експерименту вимірювалися вертикальні переміщення прогиноміра Максимова в перерізі прикладання навантаження. Вертикальний прогин до навантаження  $0,69$  кН зростав лінійно. При збільшенні навантаження залежність прогин-навантаження набула нелінійного характеру. Прогин середнього профілю перевищував прогини сусідніх профілів, що свідчило про нерівномірний розподіл навантаження між профілями в навантаженому перерізі. При цьому спостерігалось викривлення стінок профілю в результаті місцевої втрати стійкості.

Другий зразок випробовувався при лінійно розподіленому навантаженні в середині прольоту. Навантаження здійснювалося через розподільну балку, закріплену на зразку, до якої кріпився піддон для

штучних вантажів. Зразок не доводився до руйнування. При навантаженні 4,513 кН подальше навантаження було зупинено, при цьому прогин дорівнював 6.9 см. Після зняття навантаження залишковий прогин склав 5 мм.

За результатами цих експериментів були зроблені висновки про досить низьку несучою здатністю при зосереджених навантаженнях і уточнені жорсткісні характеристики  $U$  - подібних профілів.

У 1989 р. на Раменській експериментальній базі ЦНППСК ім. Мельникова, спільно з ЦНДІЗ, були проведені натурні випробування безкаркасного аркового покриття нового типу «Хвиля - 360» [4, 5, 48]. Конструкція оболонки збиралася з хвилястих гофрованих сталевих листів товщиною від 2 до 2.5 мм вигнутих по радіусу. Досліджувалися декілька варіантів конструктивного рішення: без затягувань і з затяжками за принципом В.Г. Шухова в двох варіантах. Шкаралупи з'єднувалися між собою по поздовжніх і поперечних гранях болтами. Аналіз результатів випробувань показав, що застосування конструкцій типу «Хвиля - 360» без затягувань неефективне, зважаючи на велику деформативність і малу несучу здатність. Застосування затяжок дозволяє підвищити жорсткість покриття в 1.5 рази і забезпечити несучу здатність при навантаженнях,

На початку 90-х років в Уральському державному технічному університеті (м. Єкатеринбург) під керівництвом Тамплон Ф.Ф. були проведені експериментальні дослідження дійсної роботи натурних фрагментів безкаркасного аркового покриття і окремих профілів при статичних навантаженнях. Результати узагальнені в роботах Популової Г.Ю. [79] і Марцинкевича Д.В. [65]. Досліджувалися оболонки з профілів  $U$  - образного перерізу (Рис. 1.2, б). В роботі [79] було випробувано два натурних зразка: одношарова оболонка і двошаровий. Проліт випробовуваних зразків був 12 м. Матеріал профілів: сталь марки 08кп, товщиною 1.0 мм з межею плинності 220 МПа. Зразки випробовувалися за симетричною і несиметричною схемах прикладання навантаження до руйнування. Крива тиску при несиметричній схемі приймалася відповідно

до вимог [95] у вигляді двох трикутників. Навантаження на зразки створювалася тарованими вантажами, які уклалися на підвішені платформи. Трикутна схема імітувалася різним завантаженням платформ. Місця підвіски і величини навантажень визначалися статичним розрахунком арки з умови рівності зусиль від випробувальної навантаження зусиллям від експлуатаційного навантаження. В процесі навантаження реєструвалися прикладене навантаження, переміщення окремих точок і місцеві деформації. Переміщення визначалися за допомогою теодоліта. Одношаровий зразок втратив несучу здатність при навантаженні  $2.38 \text{ кН/м}^2$  в результаті місцевої втрати стійкості нижніх широких поперечно гофрованих полиць в пластичній стадії. Руйнування супроводжувалося втратою загальної стійкості всієї конструкції. З аналізу роботи всієї системи граничне навантаження склало  $1.92 \text{ кН/м}^2$ . Двошаровий зразок втратив несучу здатність при навантаженні  $4.29 \text{ кН/м}^2$  в результаті місцевої втрати стійкості верхніх вузьких полиць в місці прикладання навантаження і місцевої втрати стійкості нижніх широких поперечно-гофрованих полиць в зоні, протилежної додатком навантаження. Граничне навантаження склало  $3.84 \text{ кН/м}^2$ . Починаючи з цього навантаження в широких полицях профілю починалося падіння напружень.

Вивченням безкаркасних покриттів займалися також і за кордоном. У США були проведені великомасштабні дослідження з вивчення дійсної роботи аркових конструкцій з профілю U - образного перерізу [143]. Дослідження проводили Steven Sweeney, Demetred Briassoulis і Anthony Као. Випробовувалися як окремі секції профілів на консольний і поперечний вигин, так і натурні фрагменти покриттів. За результатами випробувань були визначені жорсткісні характеристики профілів, а також граничні навантаження втрати загальної та місцевої стійкості. Результати використовувалися при створенні настанови з проектування безкаркасних конструкцій, яке розробила компанія M.1.C. Industries, Inc [142].

Випробування U - подібних профілів (рис. 1.2, а) на поперечний вигин

і центральний стиск проводили в Польщі дослідники R. Walentynski, R. Cybulski і K. Koziel [146], а також на позацентровий стиск трапецієподібних профілів (рис. 1.2, б) дослідники A. Piekarczyk, K. Malowany, P. Wiech, M. Kujawska, P. Sulik [139].

Безкаркасні покриття з трапецієподібних профілів (рис. 1.2, б) досліджувалися в Пітсбурзькому університеті США. Випробовувалися поодинокі профілі, арковий і прямолінійний, на вигин за балочною схемою. Результати робіт наведені в магістерській дисертації Matthew John Yagodich [153].

У Китаї було проведено ряд досліджень розглянутих конструкцій. L. Xiliang, Z. Yong і Z. Fuhai вивчали дійсну роботу одношарових покриттів і покриттів, посилених затяжками [152]. Всього було випробувано дев'ять натурних фрагментів покриття, п'ять з яких мали проліт 33 м і чотири 22 м. Порівняння результатів експериментальних значень граничних навантажень випробуваних зразків з розрахунковими, що отримані в ході чисельного моделювання, виявили великі розбіжності.

Також в Китаї Li-Li Wu, Xuan-Neng Gao, Yong-Jiu Shi і Yuan-Qing Wang провели випробування одиночних трапецієподібних профілів (рис. 1.2, б) на стиск [151]. За результатами випробувань був зроблений висновок про те, що поперечно-гофровані грані мали значно більші деформації порівнянно з плоскими і не дивлячись на те, що поперечне гофрування підвищує критичні напруження, перешкоджає появі хвиль втрати стійкості, несуча здатність такого профілю виявляється нижче ніж у прямолінійного.

У ЦНДІСК ім. Кучеренко Єремеевим П.Г., Кисельовим Д.Б., Арменським М.Ю. і Бурлай С.І. провели серію експериментів з вивчення роботи безкаркасного покриття, які включали: випробування на консольний вигин і натурні випробування фрагмента покриття [38, 39]. Консольні зразки представляли собою панель - фрагмент покриття, що складається з трьох профілів (рис. 1.2, б). Натурний зразок представляв собою двошарове



покриття прольотом 30.4 м з проміжними вставками (прямолінійними профілями). Ширина зразка становила три профілі. Характеристики стали профілів: межа плинності 464 МПа для консольних зразків і 400 МПа для натурального фрагмента. Товщина сталі холодногнутих профілів становила 1.5 мм. В обох експериментах навантаження здійснювалося гідравлічним домкратом. Навантаження на фрагмент передавалося через систему розподільних балок, підвішених за допомогою тяжів до зразка. Натурні випробування проводили за двома схемами програми навантаження відповідно до [99]: рівномірно розподілена на центральній частині зразка і нерівномірна - одностороння. Випробування консольних зразків дозволили визначити геометричні характеристики профілів [39], які згодом були використані при розрахунках натурального фрагмента і зіставленні теоретичних і експериментальних переміщень [38]. Несучу здатність фрагмента покриття прольотом 30.4 м, при нерівномірному односторонньому навантаженні 116.2 кН, було вичерпано в результаті місцевої втрати стійкості широкої гофрованої полки в чверті прольоту арки з боку, протилежного навантаженню.

Також експериментальні дослідження безкаркасних споруд можна знайти в роботах Атапіна В.Г., Зверєва В.В. [45, 47], Скиба В.Ю. [13], Копаниця Д.Г., Мельохіна Є.А. [51], Веселева Ю.А., Карабутова М.С. [25], Голенко Г. Г. [30], Красотіной Л.В. [54], P. Makelainen, J. Nuvarinen [138].

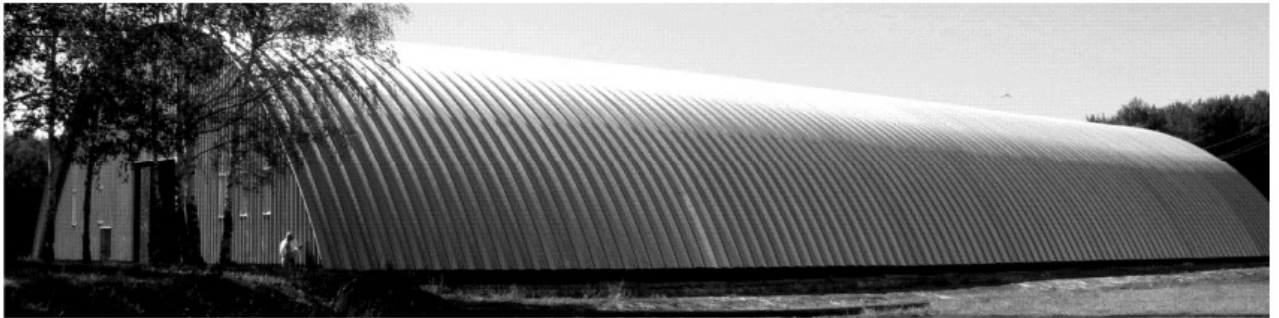
### **1.3. Аналіз аварійних ситуацій і обвалень металевих оболонок спеціального виду**

Разом з описаними раніше позитивними якостями, а також, попри численні дослідження конструкцій що розглядаються, має місце інформація про певну кількість аномалій й колапсів в ході експлуатації означених металевих оболонок.

В публікації [56] розглядаються причини обвалення конструкцій металевої оболонки спеціального виду, розміром 30х60м (довжина) (рис.

1.5) у м. Казань (РФ), виготовленої з рулонної оцинкованої сталі на місці будівництва. Як зазначається, обвалення відбулося на початку січня 2010 року. Без виявлення причин руйнування, споруду було розібрано, і на існуючому фундаменті було змонтовано споруду, аналогічну за конструктивним виконанням раніше обвалених. Однак на початку січня 2011 року відбувається обвалення й іншої, новозбудованої споруди. Характер обвалення споруди наведено на рис. 1.5, б. Зазначено, що прогін оболонки складає 30м при висоті в коньку 10 м. Аркові конструктивні елементи, з яких було складено оболонку, виконані по радіусу 16,483 метри зі сталі товщиною 1,5 мм, марки 08псОН за ГОСТ 14918-80.

а)



б)



Рис. 1.5. Оболонка спеціального виду

а) до руйнування; б) після обвалення

Аркові елементи встановлені на стрічковий фундамент неглибокого закладення глибиною 0.6 м і розташовані в масиві насипного

грунту потужністю 1.8 м. Для визначення несучої здатності розглядався окремо взятий арковий елемент прольотом 30 м., з радіусом 16.483 м, поперечний переріз якого, аналогічний до наведеного на рис. 1.2, б. Також, в дослідженні [56] наголошується, що причиною обвалення безкаркасної аркової будівлі є недостатня несуча здатність тонкостінних аркових конструктивних елементів, в наслідок того, що при розрахунках не враховується зниження їх несучої здатності за рахунок наявності поперечних гофр, діючих навантажень і способів закріплення їх на фундаментах.

Відомо й про інші випадки обвалення, зокрема, згідно з матеріалами [91] 29.01.2013 відбулося руйнування конструкцій ангара у с. Пушкарне (Білгородська обл., РФ). Під час огляду конструкцій споруди, що обвалилася, експертами, було встановлено, що повністю зруйновано близько 35 погонних метрів, а решта конструкцій зазнала суттєві ушкодження, що у сукупності унеможливають подальшу експлуатацію (рис. 1.6)



Рис. 1.6. Металева оболонка спеціального виду після обвалення.

У пунктах 3 і 4 висновків висновки ТОВ «Регіонстройінвест» вказано, що обвалення будівлі стало результатом здійснення підрядною організацією - ТОВ «Меттрейд» - помилкового конструктивного рішення, яке не відповідає чинним навантаженням. Товщина металу 1,0 мм в одношаровій будівлі аркового типу прольотом 21м, що розташована в III-му сніговому районі (Білгородська область), недостатня. За відомими матеріалами звіту РАН і ЦНДПСК ім. Мельникова (1992) мінімальна товщина металу для розглянутих умов будівництва становить 1,2 мм; за ТУ 5283-147-02494680-2004 (утримувач - ЗАТ «Водоканалстрой») при прольоті 21м і III-му сніговому районі обов'язково передбачається додаткове посилення будівлі ще на стадії будівництва. За відсутності теоретичного обґрунтування конструктивного рішення слід було провести натурні експериментальні дослідження фрагмента покриття із залученням компетентної в цьому питанні наукової організації. Згідно судової експертизи, зроблено висновок, що причиною обвалення зазначеної оболонки спеціального виду стали недоліки виконаних робіт, що виконувала підрядна організація, а саме: будівництво споруди без проекту стосовно ТУ 5283-147-02494680-2004 «Конструкції покриття безкаркасних аркових будівель з сталевих гнутих профілів», розроблених ЦНДПСК ім. Мельникова для ЗАТ «Водоканалстрой», без облаштування температурного шва, без виконання розрахунків задля визначення товщини сталі, без додаткового посилення конструкцій для III-го снігового району та ін. Також, встановлено порушення ПОТ РО-14000-004-98 «Положення, Технічна експлуатація промислових будівель і споруд», що містить основні вимоги щодо безпечної експлуатації промислових будівель і споруд і діє на всій території РФ; не організовано нагляд і контроль за станом будівельних конструкцій, з метою захисту будівельних конструкцій будівель і споруд від механічних пошкоджень і перевантажень шляхом організації систематичного прибирання промислового пилу і снігу з покриттів будівель і споруд, оглядів, ревізій

і невідкладних ремонтів конструкцій і елементів в разі необхідності, не вживано заходів для захисту від впливу кліматичних факторів (дощу та снігу, змінного режиму зволоження і відтавання та ін.), що не видалявся сніг з покриття ангара, не допускаючи накопичення його в морозну погоду вище 20 см та 5 -10 см – у відлигу.

На ряду з описаними, є дані про інші аварії, що трапилися в ході експлуатації безкаркасних аркових споруд (рис.1.7-1.12).



Рис. 1.7. Обвалення конструкцій льодової арени



Рис. 1.8. Обвалення конструкцій зерносховища кукурудзи



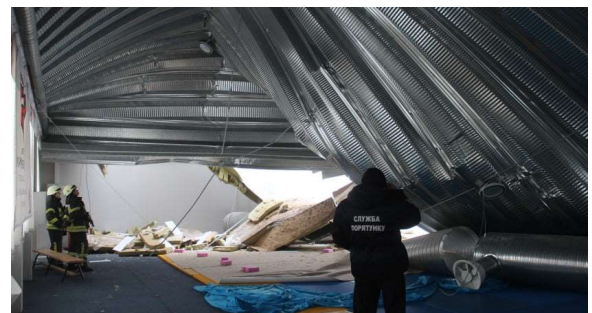
Рис. 1.9. Обвалення оболонки складського приміщення



Рис. 1.10. Обвалення покриття автопаркінгу м. Іркутськ



Рис. 1.11. Обвалення покриття спорт-комплексу, м. Вишневе, Україна.



З проведеного аналізу аварійних ситуацій і обвалень зазначених споруд відзначено, що основним критерієм вичерпання несучої здатності для оболонки спеціального виду є втрата стійкості оболонки.

Також, зважаючи на данні, отримані з [91], виходячи з характеру та швидкості обвалення, відбувається так зване «лавиноподібне», або «прогресуюче» обвалення (рис. 1.12).



Рис. 1.12. Покадрова фіксація обвалення споруди довжиною 60 метрів менш ніж за 10 секунд

В ході аналізу ряду існуючих будівель і об'єктів, що зводяться, в основі яких лежать розглянуті аркові системи, було встановлено, що на етапі виробництва і монтажу виникають різні недосконалості [86, 88], накопичення яких може як наслідок сприяти зазначеному колапсу.

Так, найбільш істотним з цих віртуальних недосконалостей є розкриття шва [52] між конструктивними елементами системи, яке носить дискретний характер. Дана особливість проілюстрована на рис. 1.13.

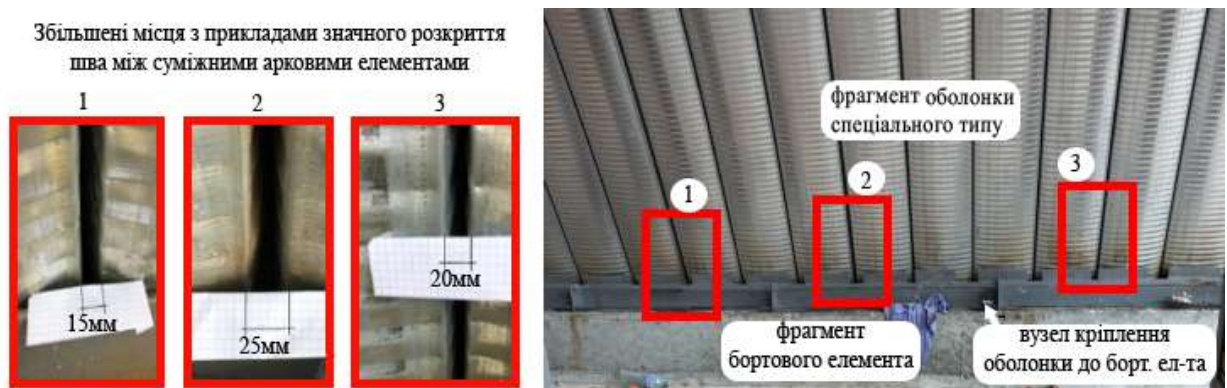


Рис. 1.13. Приклади розкриття шва між конструктивними елементами

#### 1.4. Прогресуюче обвалення: огляд досліджень і історія напрямку

Виникнення терміну «прогресуюче обвалення» [126, 127] (англ. Progressive collapse) пов'язане з низкою трагічних подій, загальним для яких був фактор диспропорціональності між причиною (аварійною подією) та результуючим розміром пошкодження. Так у [75] «Прогресуюче обвалення» – прямолінійний, не дуже вдалий переклад з англійської мови. Багато фахівців пропонують поміняти його на лавиноподібне, ланцюгове або наростаюче обвалення. А іноземні дослідники пропонують замінити термін "Progressive collapse" на "Disproportional collapse", або застосовувати терміни: "robustness", "viability", або "life-safety concept". Проте всі вищеперелічені пропозиції ідеалізовані, бо будь-яке руйнування є таким, що прогресує, оскільки представляє послідовність часткових руйнувань на мікро або макрорівні.

Проблеми та особливості прогресуючого обвалення і надійності розглядаються в дослідженнях: Єремєєва П.Г. [40, 41], Кашеварова Г.Г. [49], Пепеляєва А.В. [49], Кущенко В.Н. [58], Тамразяна А.Г. [101], Мкртичева О.В. [102], Расторгуєва Б.С. [101], Городецького О.С. [31], Барабаш М.С. [15], Лантух-Лященко А.І. [60], Пічугіна С.Ф. [78], Перельмутера А.В. [73, 74], Першакова В. М. [75], Шимановського О.В. [116-118], Шкінеєва А.Н. [111], Шмуклера В.С. [14, 112, 123], Canisius T.D. [124], Crawford J.E. [125], Crowder B. [126, 127], Dusenberry D. [128], Ellingwood B. [129-132], Gross J. [134], Stewart M.G. [141], Taylor D.A. [145] та інших.

Першим форс-мажорним випадком, що ототожнюють з появою зазначеного терміну, стало обвалення бічного фасаду будівлі «Ronan Point» у Великобританії в 1968 р. Це було викликане вибухом побутового газу на 18 поверсі, який призвів до руйнування зовнішньої панелі, що служила опорою для верхніх панелей (рис. 1.14). В результаті падіння уламків верхніх конструкцій, а також, оскільки конструктивна схема будівлі не мала властивості багатозв'язності і не передбачала можливості перерозподілу

навантаження, сталася низка відмов у конструктивній схемі, що спричинило за собою значні пошкодження. Комісія, що розслідувала причини обвалення, використовувала в доповіді термін «Прогресуюче» обвалення і сформулювала підходи до захисту від нього для панельних будинків.

Після зазначеного вище випадку, в нормативній базі Великобританії з'явилися зміни – в листопаді 1968 були видані «Стандарти щодо недопущення прогресуючого обвалення в великопанельних конструкціях». Деякі фахівці вважають, що внесена в англійські будівельні норми зміна була ненауковою та надто жорсткою вимогою, тому що вона не враховує нових конструктивних рішень, запропонованих англійським суспільством інженерів-будівельників» [41]. У цих стандартах вперше були зафіксовані такі терміни, як альтернативний шлях навантаження, суцільність і випадкове навантаження. У 1970 році ці стандарти стали частиною обов'язкових норм для проектування в Англії.

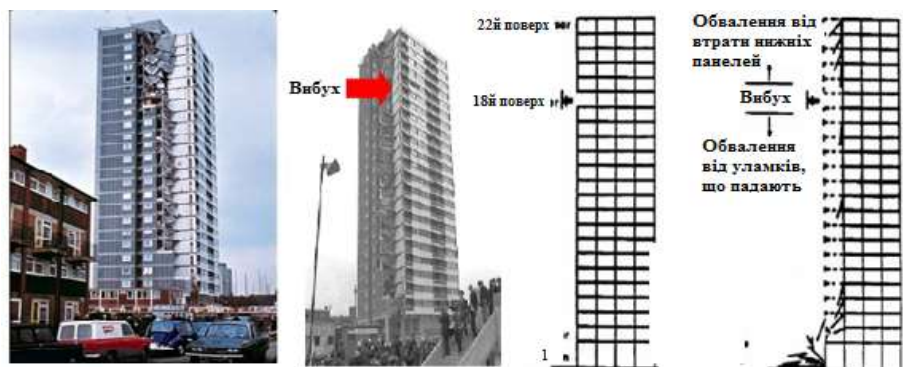


Рис. 1.14. Обвалення частини фасаду великопанельного будинку.

Великобританія Ронан Пойнт (Ronan Point), 1968 р

Зміни відбулися в нормах і інших держав. У 1972 р термін «прогресуюче обвалення» був вперше відображено в нормах США (ANSI A58.1-1972, згодом в ANSI A58.1-1982, ACI 318, ACSE 7-2002, UFC 4-023-03). У 1975 р. - в національних будівельних нормах Канади. Європейська комісія по стандартизації також внесла необхідні зміни до Eurocode.

Серед нормативних документів СРСР термін «прогресуюче» обвалення вперше зафіксований в «Посібнику з проектування житлових будинків до СНиП 2.08.01-85. Вип. 3» [80] від 1986 р., а необхідність



розрахунку конструкцій на відмову будь-якого елемента (див п. 1.10 ГОСТ 27751-885). До певного часу пункт 1.10 ГОСТ 27751-88 не використовувався. Даний пункт вимагає розгляд при розрахунку будь-яких конструкцій розрахункової аварійної ситуації, що має малу ймовірність появи і невелику тривалість, але є вельми важливою з точки зору наслідків досягнення граничних станів, можливих при ній (наприклад, ситуації, що виникає в зв'язку з вибухом, зіткненням, аварією обладнання, пожежею, а також безпосередньо після відмови будь-якого елемента конструкції).

Протягом 70-х і на початку 80-х років активність досліджень в цій області сповільнилася, аж доки не сталися нові серйозні обвалення, що остаточно відновили і затвердили інтерес до проблеми.

Серед таких були обвалення:

- випадки масштабних обвалів в результаті терактів на об'єктах військових казарм США в Лівані (1983 р);

- об'єкт федеральної будівлі в м. Оклахома ( «Murrach Office Building», 1995 р);

- терористичні події, що відбулися 11 вересня 2001 року в США: вежі Всесвітнього Торгового Цента (ВТЦ). При проектуванні конструкції веж були розраховані на удар літака і можливість пожежі, але не у випадку їх одночасної дії, яка відбулася;

- обвалення 14.02.2004 оболонки покриття спортивно-розважального комплексу «Трансавааль-парк» площею 5000 м<sup>2</sup>, у м. Москва, в якому в зоні обвалення знаходилося 360 відвідувачів, з них, крім дорослих, постраждали 30 дітей.

Проте американські дослідники в [127] відзначають, що не всі відомі великі обвалення, що вплинули на виникнення теми, можна віднести до області терміна «прогресуюче» обвалення.

Варто відзначити поліморфізм підходів для врахування «прогресуючого» обвалення, так у [40, 41] відзначається необхідність уточнення критеріїв виключення елементів з розрахункової схеми. Введена

в норми проектування в 1988 році. В період часу з 1999 р по 2006 р методики розрахунку на «прогресуюче» обвалення для різних типів будівель були викладені в серії рекомендацій (великопанельні - 1999 г., каркасні - 2002 року, з несучими цегляними стінами - 2002 року, житлові монолітні - 2005 року, висотні - 2006 г.). З 2001 р МГСН 3.01-01 «Житлові будинки» і МГСН 4.19-05 «Багатофункціональні висотні будинки та комплекси» вимагають забезпечення стійкості будівель до прогресуючого обвалення.

Систематизуючи положення нормативних документів різних країн, можна виділити два сформованих підходи захисту від прогресуючого обвалення. Відповідно до першого підходу (англ. Indirect method) необхідно використовувати непрямі заходи захисту, з другим (англ. Direct method) - здатність ключових елементів (англ. Specific local resistance method або key element design) сприймання впливу ушкодження (вибухи газів, бомб; ударні навантаження від транспортних засобів, літаків і т. д.), і (або) здатність конструкції перерозподіляти навантаження при відмові елемента (англ. alternate load path method, bridging method).

Непрямі заходи передбачають:

- запобігання або зниження до прийняттого рівня ймовірності появи і / або інтенсивності особливого впливу за рахунок застосування превентивних або організаційних заходів (заборона зберігання вибухових матеріалів, улаштування захисних екранів, оболонки, бар'єрів безпеки, збільшення зон, недоступних для терористичної загрози і т. п.);
- конструктивні заходи, що забезпечують інтегральну цілісність, нерозрізність, багатозв'язність системи, пластичну деформативність (tie method) і т. п.

Для останніх років характерна тенденція спроб введення в будівельні норми управління ризиками (величина ризику визначається добутком імовірності виникнення події на величину збитку) реалізації прогресуючого обвалення. У [116, 137, 151, 176] пропонується унормувати рівень стійкості конструкції до прогресуючого обвалення допустимими значеннями ризику,

а ймовірність невиникнення обвалення певної величини визначати за допомогою багатокomпонентної формули Байеса.

Серед різних вчених немає єдиної думки, що слід розуміти під прогресуючим обваленням та які слід вибирати стратегії захисту [116, 124, 140, 144, 145]. Найбільш вдалим, на думку автора, є визначення подане у роботі професора Шимановського О.В. [116]: «наростаюче (прогресуюче, лавиноподібне) обвалення – процес перерозподілу початкового локального руйнування від елемента до елемента, що в кінцевому підсумку призводить до руйнування всієї споруди або непропорційно великої її частини».

Варто також зазначити, що іноземні та вітчизняні експерти, схиляються також до використання терміну «живучість» при запроектних впливах, проте практичної різниці між двома термінами не передбачається [58, 67, 84, 101, 107, 124, 135, 148, 149].

Сьогодні в світі не існує єдиної методики розрахунку на «прогресуюче обвалення» [75] при проектуванні як звичайних будівель, так і унікальних споруд, наприклад великопрольотні (великопрогонові) конструкції. У нормативній базі України існує ряд документів, одна частина яких вказує на необхідність розрахунку на живучість, наприклад ДБН В 1.2-14-2009, а інша частина, наприклад, ДБН В 2.2-24:2009 використовується для виконання більшості розрахунків на «прогресуюче обвалення» при проектуванні. Тож відсутність чітких рекомендацій з аналізу можливості настання прогресуючого обвалення, зумовлюють пошук альтернативних методів і розробки процедур, що базуються не на дослідженні трансформацій компонентів тензорів напружень і деформацій, а на енергетичних принципах, як таким є енергетичний метод якісної і кількісної оцінки прогресуючого обвалення розроблений науковою школою ХНУМГ імені О.М. Бекетова «Конструкції і матеріали для житлових і громадських будівель» під керівництвом професора Шмуклера В.С. [14, 123].

Зважаючи на конструктивні особливості конструкцій, що розглядаються в дисертаційній роботі, а саме те, що оболонка складається з

ідентичних конструктивних елементів, варто відзначити схильність такого виду конструкції саме до «прогресуючого обвалення», бо обвалення зазначених оболонок характеризується лавиноподібністю (миттєвістю) й суттєвою диспропорційністю.

### 1.5. Висновки по розділу 1 і завдання подальшого дослідження

В наслідок значної кількості позитивних якостей, конструкції, що досліджуються, все частіше застосовуються в цивільному будівництві. Це зумовлює необхідність їх утеплення задля подальшої експлуатації. Найбільш зручним для ефективного утеплення, є арковий «лоткоподібний», або як його ще іменують «U»- профіль (рис. 1.15). Це пояснюється конструктивними особливостями даного профілю (рис 1.15 - в), більш якісним вальцевим з'єднанням в порівнянні з профілем «трапецієподібного» перерізу.

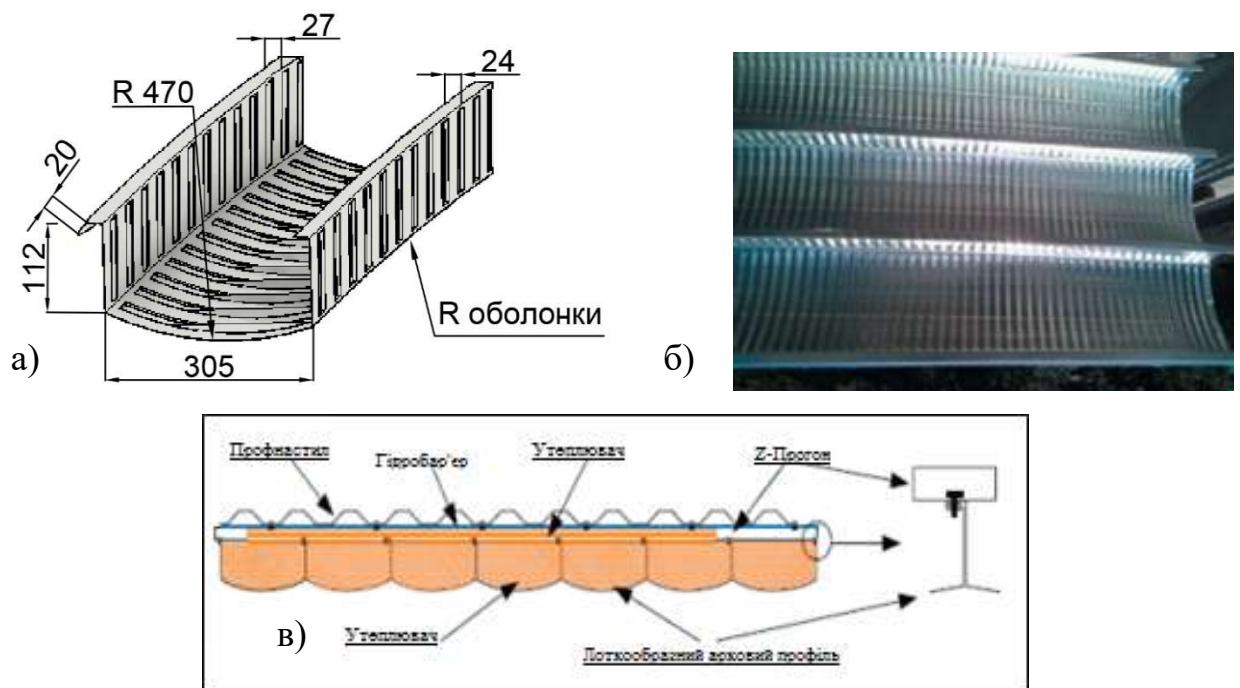


Рис. 1.15. а) візуалізація фрагменту «U»-типу аркового профілю;

б) фрагменти профілів поєднаних вальцевим з'єднанням;

а) конструктивні особливості зовнішнього утеплення «U» - профілю;

Виходячи з вищенаведеного, актуальним є дослідження оболонок, основним конструктивним елементом яких є саме «лоткоподібний» профіль.

Також, не зважаючи на велику кількість побудованих об'єктів, в

діючих нормативних документах України відсутні чіткі рекомендації для розрахунку металевих оболонки спеціального виду. У свою чергу, аналіз існуючих теоретичних і експериментальних досліджень, присвяченим металевим оболонкам спеціального виду, з холоднодеформованих тонкостінних профілів, підтверджує факт того, що зазначені конструкції представляють великий інтерес для сучасної будівельної галузі.

Разом з тим, відзначається недостатність вивчення НДС досліджуваних систем, які, як зазначалося є, по суті, складеними оболонками, тому що, в основному, існуючі дослідження розглядають або окремо взяті конструктивні елементи - аркового профілю (або їх частини) або фрагменти, що складаються з незначної кількості профілів, що, в цілому, не відображає просторову роботу зазначених конструкцій.

Питання стійкості і прогресуючого (лавиноподібного) обвалення, розглянутих конструкцій, виходячи з аналізу аварійних ситуацій, що виникають під час експлуатації означених оболонки, є маловивченими. У зв'язку з цим, з'являється можливість сформулювати завдання цього дослідження наступним чином:

- провести послідовний аналіз напружено-деформованого стану та стійкості металевих оболонки спеціального виду, з імплементацією різних підходів моделювання;
- розробити алгоритм моделювання оболонки спеціального виду, з відображенням конструкційної нелінійності та впровадженням нового енергетичного підходу до оцінки можливості настання прогресуючого обвалення;
- побудувати й верифікувати скінченно-елементні моделі оболонки спеціального виду, з можливістю відображення настання прогресуючого обвалення, імплементуючи розроблений алгоритм;
- розробити конструктивні заходи, що попереджують настання прогресуючого обвалення й верифікувати запропоновану конструктивну модернізацію повнорозмірним натурним експериментом.

## **РОЗДІЛ 2. ПРИНЦИПИ ПОБУДОВИ РОЗРАХУНКОВИХ МОДЕЛЕЙ МЕТАЛЕВИХ ОБОЛОНОК СПЕЦІАЛЬНОГО ВИДУ**

Проблема створення коректних розрахункових моделей є одним з найважливіших завдань сучасної будівельної галузі. Найчастіше в якості основного інструментарію для визначення компонентів напружено-деформованого стану (НДС) й амплітудно-частотних характеристик будівельної конструкції, що знаходиться під впливами різних видів й типів навантаження, використовують метод скінченних елементів, яким ґрунтовано сучасні розрахункові комплекси.

Недостатня міра дискретизації розрахункової моделі може призвести до неврахування особливостей НДС що, як наслідок, може призвести до аварійної ситуації, як зазначається у дослідженні [75], де спрощені розрахункові моделі при проектуванні були головною причиною обвалення покриття.

Зважаючи на це, поточний розділ присвячено аналізу підходів до моделювання нетривіальних оболонок, що досліджуються.

### **2.1. Експериментальне уточнення геометричних характеристик основного конструктивного елемента металевої оболонки**

В діючих нормативних документах України, як зазначалося раніше, відсутні чіткі рекомендації для розрахунку подібного роду споруд. Основні інструкції і рекомендації стосовно аналізу НДС, переважно, викладені в технічних умовах (ТУ), які складають, виробники обладнання та проектні організації для виробництва та стикування конструктивних елементів оболонок. Однак, попри те, що в зазначених нормативних документах розглядаються ідентичні, згідно сортаменту, профілі, їх геометричні характеристики мають суттєві відмінності.

Беручи до уваги зазначене вище, виникла необхідність уточнення геометричних характеристик поперечного перерізу аркового профілю з товщиною від 0.8 мм до 1.5 мм. Враховуючи, що розглянутий арковий профіль

має складний переріз (наявні технологічні гофри), були проведені лабораторні випробування, на натурному фрагменті поодинокого профілю, для подальшої верифікації геометричних характеристик, одержуваних за допомогою розрахункових комплексів.

Для уточнення характеристик профілю, а саме моменту інерції, були проведені випробування в лабораторії кафедри будівельних конструкцій ХНУГХ ім. А.Н. Бекетова.

**Мета дослідження** - визначення експериментальним шляхом моменту інерції відносно горизонтальної осі об'єкта дослідження.

**Об'єкт дослідження** - сталевий арковий профіль за ТУ 527200-028-87168171-2012 - 305а, з товщиною сталі  $t = 1.2$  мм.

**Предмет дослідження** – геометричні характеристики об'єкта дослідження.

**Методи дослідження** – лабораторні неруйнівні методи дослідження.

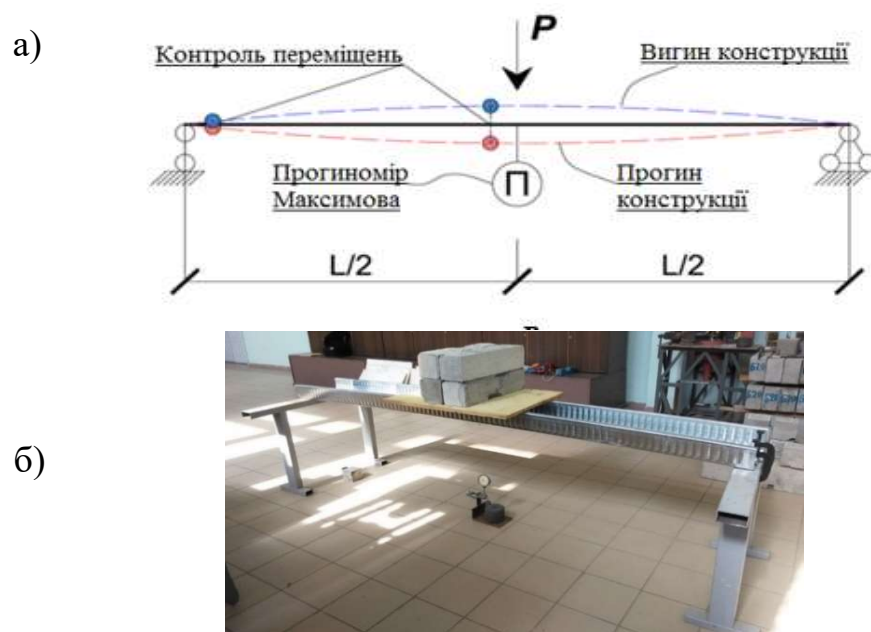


Рис. 2.1. а) схема експерименту; б) фотофіксація експерименту

Об'єкт дослідження був закріплений таким чином, щоб його розрахункова схема прийняла вид статично визначної, шарнірно закріпленої однопрольотної балки (рис. 2.1). Робочий прогін склав 295 см. Навантаження прикладалося квазі-зосередженою силою, в середині прогону, за допомогою

штучних тарованих вантажів (бетонних блоків і кубів). Попередньо всі грузи пройшли контрольне зваження. Схема навантаження та вимірювання зображена на рис. 2.1а.

Після прикладання навантаження, на кожному кроці після припинення зростання деформацій, навантаження знімали і контролювалося повернення конструкції в початковий стан. Переміщення в середині прольоту вимірювалися за допомогою прогиноміра Максимова. З причини того, що об'єкт дослідження мав вигин, додатково контролювалися переміщення на опорі і в середині прольоту з метою оцінки обтиску на опорі і переходу вигину в прогин.

Момент інерції перерізу був визначений за формулою (2.1):

$$I_x = \frac{PL^3}{48Ef}, \quad (2.1)$$

де  $P$  - навантаження, кН;

$L$  - проліт, см;

$E$  - модуль пружності 1-го роду, МПа;

$f$  - переміщення, см.

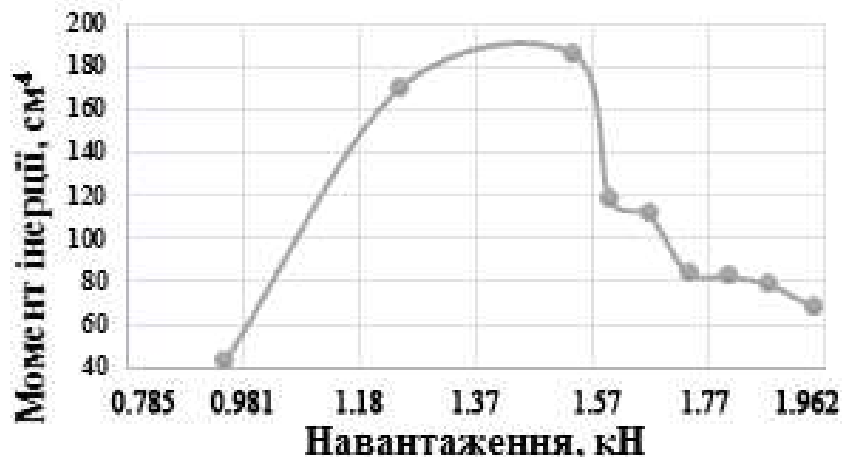


Рис. 2.2. Зміна моменту інерції в залежності від навантаження

Результати (рис. 2.2) показали, що в зв'язку з частковим наростанням залишкових деформацій при збільшенні навантаження, значення моменту інерції падало. Проте, середнє значення моменту інерції було  $I_x = 118.7 \text{ см}^4$ , а значення моменту інерції, отримане для даного профілю з використанням



програмного комплексу (ПК) «Ліра-Сапр»  $I_x = 113 \text{ см}^4$ . Різниця склала  $\sim 4.8\%$ , що є задовільним. Інші геометричні характеристики визначалися за допомогою ПК «Ліра-Сапр».

Таблиця 2.1.

## Результати випробування

№	Навантаження, кН	Переміщення, мм	Вигин/Прогин, мм	$I_x, \text{ см}^4$
1	0.00	0.00	-17.00	0.00
2	0.05	0.42	-16.58	0.72
3	0.35	3.6	-11.40	7.79
4	0.64	3.95	-9.05	18.16
5	0.95	7.34	-5.66	43.07
6	1.24	9.13	-1.87	170.82
7	1.54	12.11	2.11	187.68
8	1.60	12.45	3.45	119.20
9	1.67	12.83	3.825	111.98
10	1.73	13.24	5.24	84.92
11	1.80	13.60	5.60	82.65
12	1.87	14.07	6.07	79.14
13	1.94	15.28	7.28	68.614

### 2.1.1. Визначення фізико-механічних характеристик сталі конструктивного елементу.

Випробування зразків сталевих конструктивних елементів проведені відповідно до ГОСТ 11701-84 [34], на базі лабораторії залізобетонних і кам'яних конструкцій Харківського національного університету будівництва та архітектури.

Для випробування сталі з рулона, з якого виготовляються конструктивні елементи, були вирізані дві смуги шириною 30 і 40 мм, довжиною 500 мм. Товщина металу становила 1,2 мм. Навантаження зразків проводилося до

повного руйнування у розривній машині Р-5 (рис. 2.3-а.). Загальний вигляд зразка під навантаженням наведено на рис. 2.3-б.

Апаратура, яка використовується при випробуваннях:

- розривні і універсальні машини по ГОСТ 7855-84;
- штангенциркулі, мікрометри по ГОСТ 1497-84, ГОСТ 10388-81;
- тензometri - по ГОСТ1497-84.

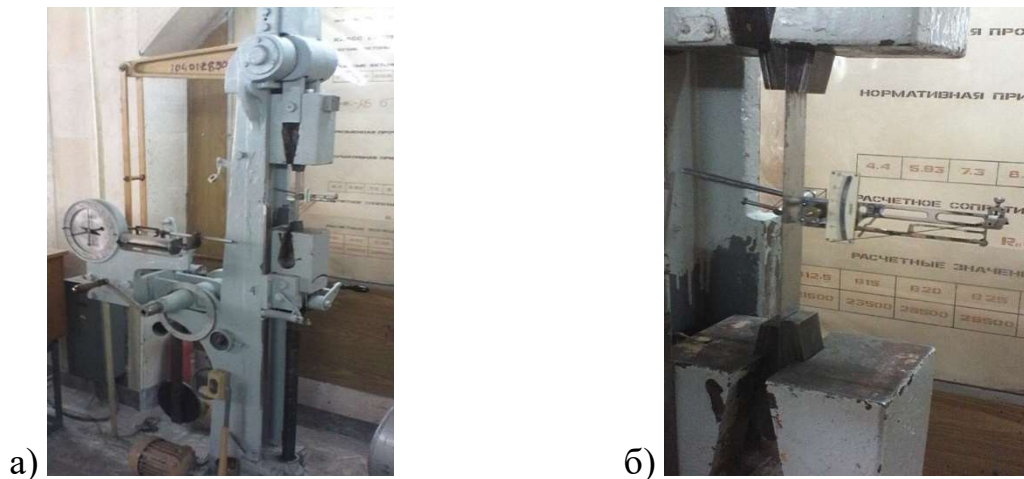


Рис. 2.3. а) випробувальна машина; б) зразок під навантаженням.

Дані випробувань, а також результати обчислення напружень та деформацій наведені в табл. 2.2. Також, результати випробувань продемонстровані діаграмами розтягу сталі (рис. 2.4), для двох зразків.

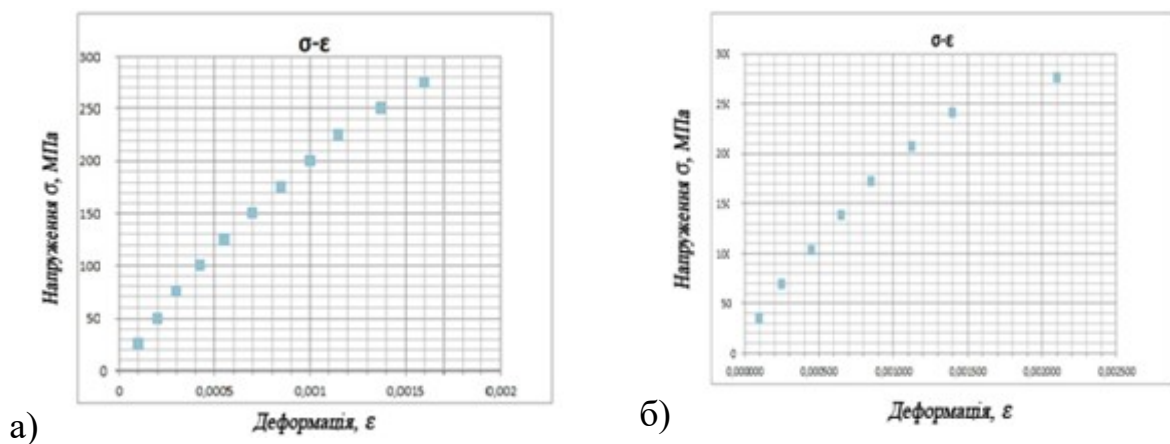


Рис. 2.4. Діаграма « $\sigma$ - $\epsilon$ » сталі: а) зразок №1; б) зразок №2.

Таблиця 2.2.

## Результати випробування сталі конструктивного елемента

№ зразка	Навантаження, кН	$\Delta l$ , мм	Напруження $\sigma$ , МПа	Деформація, $\epsilon$
Зразок №1 (40мм)	0.49	2.00	25.00	0.00100
	0.98	4.00	50.00	0.00020
	1.47	6.00	75.00	0.00030
	1.96	8.50	100.00	0.00425
	2.45	11.00	125.00	0.00055
	2.94	14.00	150.00	0.00070
	3.43	17.00	175.00	0.00085
	3.92	20.00	200.00	0.00100
	4.41	23.00	225.00	0.00115
	4.91	27.50	250.00	0.00138
	5.40	32.00	250.00	0.00160
Зразок №2 (30мм)	0.49	2.00	27.50	0.00010
	0.98	5.00	34.48	0.00025
	1.47	9.00	68.97	0.00045
	1.96	13.00	103.45	0.00065
	2.45	17.00	137.93	0.00085
	2.94	22.50	172.41	0.00113
	3.43	28.00	206.89	0.00140
	3.92	48.00	241.37	0.00210

**2.2. Дослідження розрахункової моделі стержньової плоскої арки**

Згідно рекомендацій, відображених в нормативно-технічній документації, в якості розрахункової схеми використовується стержньова модель плоскої арки. Моделювання і розрахунок зроблені в середовищі програмного комплексу ПК «Ліра – 10.6» (Ліц. № 1/1096).

Аналіз несучої здатності основного конструктивного елемента металевої оболонки проводиться, враховуючи отримані фактичні геометричні характеристики профілів, виходячи з таких умов і припущень:

- припущення про відсутності сумісної роботи аркових конструктивних елементів;
- закріплення арки прийнято у вигляді нерухомого шарніра (в зоні оголовка фундаменту);
- переміщення фундаментів у горизонтальній площині неприпустимі;
- нерівномірні осідання фундаментів та їх крен не повинні перевищувати відповідно значень 30 мм і 0.002;
- накопичення снігу в місцях обпирання оболонок через його скочування і відсутність прибирання неприпустимий, так як при будь-якому поєднанні призводить до аварії;
- дослідження виконується з умови монтажу конструкції оболонкової споруди на бетонний цоколь висотою не менше 1.0 м, що є бортовим елементом;
- допустимий вертикальний прогин становить  $L/245 = 90$  мм, горизонтальні граничні переміщення  $L / 200$ .

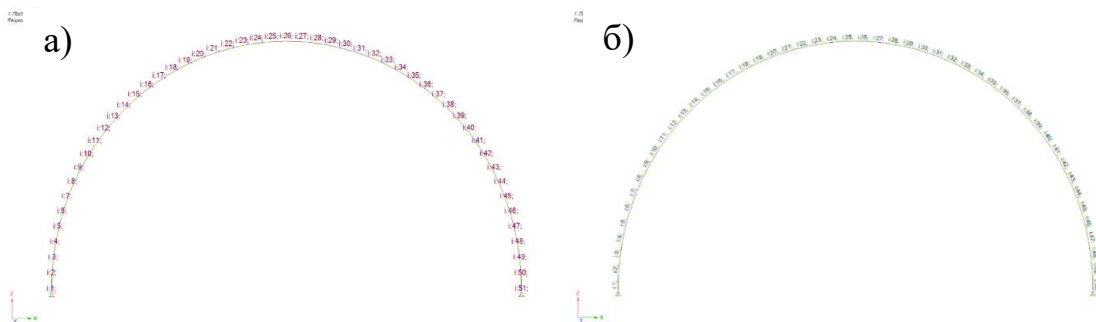


Рис. 2.5. СЕ модель плоскої арки  $L = 22$  м,  $R = 11$  м,  $H = 11.27$  м

а) нумерація вузлів; б) нумерація СЕ.

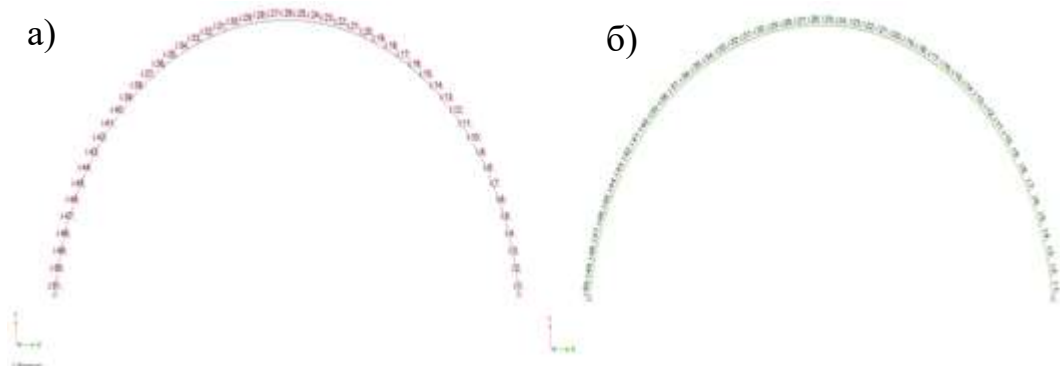


Рис. 2.6. СЕ модель плоскої арки  $L = 22\text{ м}$ ,  $R = 11.135\text{ м}$ ,  $H = 9.82\text{ м}$

а) нумерація вузлів; б) нумерація СЕ.

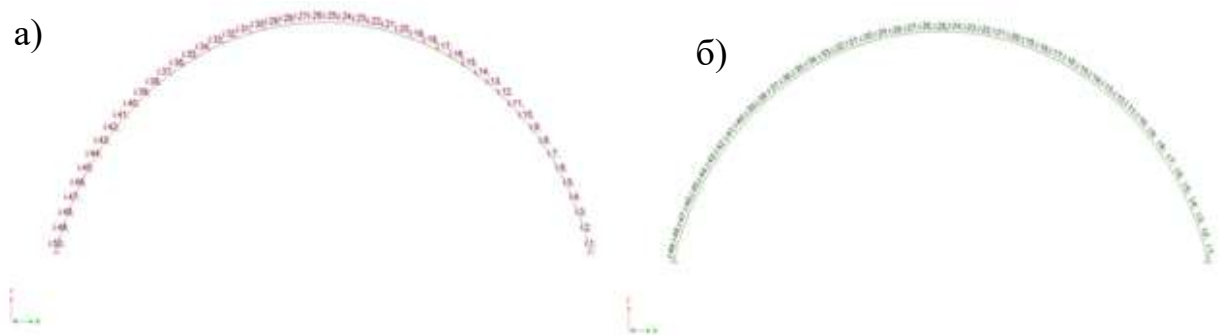


Рис. 2.7. СЕ модель плоскої арки  $L = 22\text{ м}$ ,  $R = 11.585\text{ м}$ ,  $H = 8.37\text{ м}$

а) нумерація вузлів; б) нумерація СЕ.

Розрахункова модель являє собою плоску арку прогоном  $22\text{ м}$ , виконану з стержнів СЕ 10 (універсальний просторовий стержньовий СЕ).

Було проведено дослідження 27-х моделей:

- арка  $R = 11\text{ м}$ ,  $H = 11.27\text{ м}$  (50 СЕ, 51 вузол) (рис. 2.5)
- арка  $R = 11.135\text{ м}$ ,  $H = 9.82\text{ м}$  (50 СЕ, 51 вузол) (рис. 2.6)
- арка  $R = 11.585\text{ м}$ ,  $H = 8.37\text{ м}$  (49 СЕ, 50 вузол) (рис. 2.7)

При цьому, для товщини профілю  $0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4$  і  $1.5\text{ мм}$ , для кожної з моделей.

Збір навантажень на конструкцію було проведено відповідно до [36], сніговий район №5, вітрової район №2. Досліджуємий тип покриттів розраховується на постійні: власна вага, вага конструкції утеплювача і т. п., та змінні: в даному випадку, сніг і вітер. Розрахунок проводився за двома граничними станами. Перша група - розрахунок зусиль і напружень, друга

група - розрахунок деформацій. Відповідно, визначалися розрахункові та експлуатаційні значення навантажень ( $j_{fm}$  та  $j_{fe}$ ).

Відповідно до викладеного вище, навантаження на арковий профіль становитимуть:

- снігове навантаження  $Sr = 1,6 \text{ кН/м}^2$ ;
- вітрове навантаження  $Wr = 0,43 \text{ кН/м}^2$ .
- власну вагу металевого профілю, об'ємною вагою  $7800 \text{ кг/м}^3$ .

На підставу цього змодельоване 4 завантаження:

- власна вага;
- рівномірно розподілена снігове навантаження;
- нерівномірно розподілена снігове навантаження;
- вітрове навантаження.

Навантаження на конструкцію, що досліджували моделювали відповідно до процедур чинної нормативної документації [36]. Аналіз міцності та визначення переміщень моделей, що дослідуються, зроблено відповідно до нормативних документів [33, 34].

Аналіз НДС елементів сталевих конструкцій на дію поздовжньої сили і згинального моменту проводиться за формулою:

$$\frac{Nj_n}{A_n R_y j_c} \pm \frac{M_x j_n}{I_{xn} R_y j_c} y \pm \frac{M_y j_n}{I_{yn} R_y j_c} x \leq 1 \quad (2.1)$$

Де:

$N, M_x, M_y$  - абсолютні значення зусиль;

$j_c = 1; j_n = 1; R_y = 245 \text{ МПа}$ ,  $y, x$  - відстані від головних осей до досліджуваної точки перерізу.

За формулою (2.1) проведена перевірка та аналіз критерію міцності перерізів за результатами сформованих розрахункових сполучень зусиль для кожної з трьох означених моделей арок ( $H = 11.27 \text{ м}; H = 9.82 \text{ м}; H = 8.37 \text{ м}$ ;) при цьому, з різною товщиною сталевого профілю.

Максимальні вертикальні і горизонтальні переміщення отримані з аналізу компонентів НДС від дії розрахункових сполучень навантажень на стержньові аркові елементи.

Результати дослідження наведені в таблицях 2.3-2.5.

Таблиця 2.3.

Критерії міцності перерізів, максимальні вертикальні і горизонтальні переміщення, для арки висотою  $H=8370$  мм.

Товщина профілю, мм	N (кН)	$M_y$ (кН·м)	$Q_z$ (кН)	Критерій міцності	X, мм	Z, мм
0.7	-7.24	-4.42	-0.09	0.449	17.90	14.80
0.8	-7.24	-4.42	-0.09	0.44	17.20	14.30
0.9	-7.24	-4.42	-0.09	0.433	16.60	13.60
1.0	-7.24	-4.42	-0.09	0.427	16.10	13.20
1.1	-7.24	-4.42	-0.09	0.421	15.70	12.82
1.2	-7.24	-4.42	-0.09	0.416	15.34	12.51
1.3	-7.24	-4.42	-0.09	0.411	15.03	12.23
1.4	-7.24	-4.42	-0.09	0.406	14.75	12.00
1.5	-7.24	-4.42	-0.09	0.402	14.50	11.77

Таблиця 2.4.

Критерії міцності перерізів, максимальні вертикальні і горизонтальні переміщення, для арки висотою  $H=9820$  мм.

Товщина профілю, мм	N (кН)	$M_y$ (кН·м)	$Q_z$ (кН)	Критерій міцності	X, мм	Z, мм
0.7	-6.96	-5.99	0.15	0.585	26.92	23.98
0.8	-6.96	-5.99	0.15	0.576	25.80	22.95
0.9	-6.96	-5.99	0.15	0.568	24.90	22.12
1.0	-6.96	-5.99	0.15	0.561	24.17	21.44
1.1	-6.96	-5.99	0.15	0.554	23.55	20.87
1.2	-6.96	-5.99	0.15	0.548	23.02	20.37
1.3	-6.96	-5.99	0.15	0.542	22.55	19.94
1.4	-6.96	-5.99	0.15	0.537	22.13	19.55
1.5	-6.96	-5.99	0.15	0.532	21.76	19.2

Таблиця 2.5.

Критерії міцності перерізів, максимальні вертикальні і горизонтальні переміщення, для арки висотою  $H=11270$  мм.

Товщина профілю, мм	N (кН)	$M_y$ (кН·м)	$Q_z$ (кН)	Критерій міцності	X, мм	Z, мм
0.7	-6.36	-7.15	-0.08	0.682	37.37	33.77
0.8	-6.36	-7.15	-0.08	0.673	35.80	32.32
0.9	-6.36	-7.15	-0.08	0.664	34.55	31.16
1.0	-6.36	-7.15	-0.08	0.657	33.51	30.20
1.1	-6.36	-7.15	-0.08	0.650	32.64	29.40
1.2	-6.36	-7.15	-0.08	0.643	31.90	28.70
1.3	-6.36	-7.15	-0.08	0.637	31.24	28.10
1.4	-6.36	-7.15	-0.08	0.632	30.66	27.56
1.5	-6.36	-7.15	-0.08	0.626	30.13	27.08

На рис. 2.8 - 2.9 наведені епюри зусиль для арки висотою 11.27 м з профілем товщиною 1.2 мм.

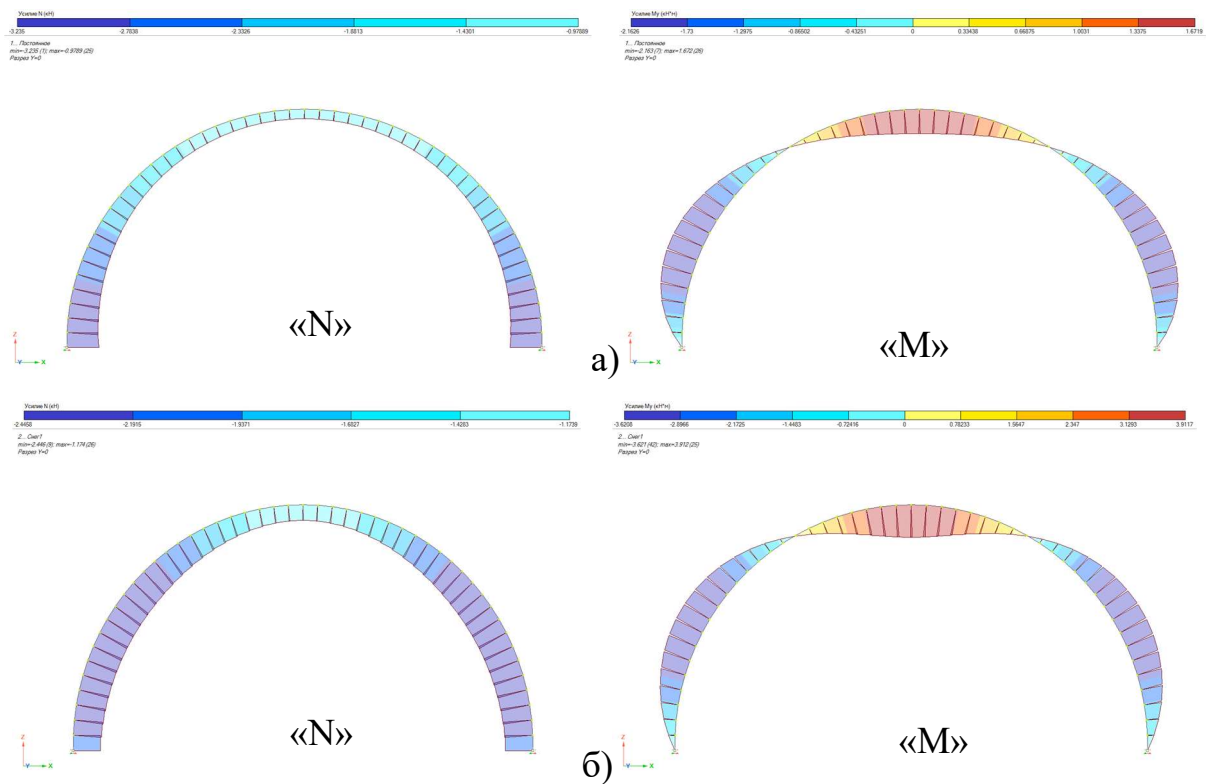


Рис. 2.8. Епюри N (кН) і M (кН·м) для:

а) постійного навантаження; б) снігу, що рівномірно розподілений.



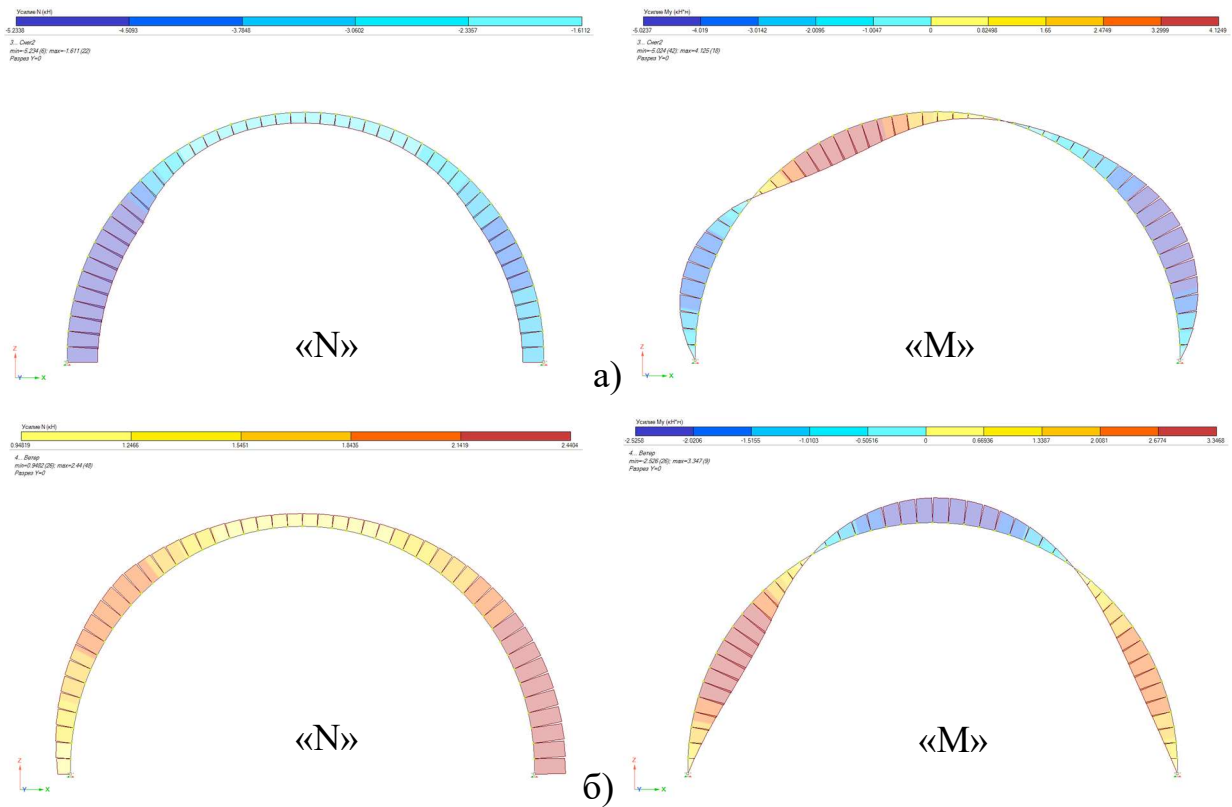


Рис. 2.9. Епюри N (кН) і M (кН·м) для:

а) снігу, що нерівномірно розподілений б) вітрового навантаження

Експлуатований алгоритм дослідження конструкцій, згідно діючих рекомендацій, зазначених в нормативно-технічній документації, надалі не передбачає подальших перевірок і розрахунків. Зважаючи на виконаний в параграфі 1.3 аналіз аварійних ситуацій і обвалень металевих оболонок спеціального виду, виникає необхідність доповнення існуючого алгоритму аналізом стійкості аркових конструктивних елементів.

Для цього пропонується аналізувати стійкість плоскої форми вигину і згинально-крутильну форму, тобто стійкість рівноваги плоскої форми вигину.

Зважаючи на те, що аркова модель, складається з конструктивного елемента, який є в загальному вигляді тонкостінним криволінійним стержнем, скористаємося формулою проф. Власова В. З. [26], для визначення стійкості плоскої форми вигину (2.2):

$$M = RP_x \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{r^2}{R^2} \frac{P_0}{P_x} + \frac{L^2}{\pi^2 R^2} - \frac{2\beta_x}{R} \right) \pm \sqrt{\frac{1}{4} \left( \frac{r^2}{R^2} \frac{P_0}{P_x} + \frac{L^2}{\pi^2 R^2} - \frac{2\beta_x}{R} \right)^2 + \frac{r^2}{R^2} \left( 1 - \frac{L^2}{\pi^2 R^2} \right) \frac{P_0}{P_x}} \right]; \quad (2.2)$$

$$r^2 = \frac{I_x + I_y}{A} + a_y^2; \quad (2.3)$$

$$P_x = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2}; \quad (2.4)$$

$$P_0 = \frac{1}{r^2} \left( \frac{\pi^2 EI_w}{L^2} + GI_d \right); \quad (2.5)$$

$$\beta_x = 0; \quad (2.6)$$

де:

$M$  – згинальний момент;  $R$  – радіус арки;  $L$  – прогін;  $E$  – модуль пружності першого роду;  $G$  – модуль пружності другого роду. Експериментально визначені:  $I_x$ ,  $I_y$  – моменти інерції;  $A$  – площа перерізу;  $I_w$  – секторальний момент інерції;  $I_d$  – момент інерції при вільному крученні;  $a_y$  – відстань до центру згину;  $\beta_x$  – геометрична характеристика, що має лінійну розмірність.

Результати аналізу для всіх типів перерізів і радіусів арок зведені в табл. 2.6.

Таблиця 2.6.

Результати розрахунку стійкості плоскої форми вигину

Товщина сталі конструктивного елемента, мм	Критичні згинальні моменти $M_1, M_2$ (т · м) для радіусів систем $R$ (м)					
	$R = 11,0$		$R = 11,135$		$R = 11,585$	
	$M_1$	$M_2$	$M_1$	$M_2$	$M_1$	$M_2$
0.7	22.2	-0.788	22.0	-0.809	21.2	-0.880
0.8	23.2	-0.791	22.9	-0.813	22.1	-0.884
0.9	24,0	-0.795	23.7	-0.816	22.9	-0.888
1.0	24.7	-0.797	24.4	-0.819	23.5	-0.891
1.1	25.3	-0.799	25.0	-0.821	24.1	-0.893
1.2	25.9	-0.801	25.6	-0.823	24.7	-0.895
1.3	26.4	-0.803	26.1	-0.825	25.2	-0.897
1.4	26.9	-0.804	26.6	-0.826	25.6	-0.899
1.5	27.3	-0.806	27.0	-0.828	26.1	-0.901

Критичні сили втрати стійкості рівноваги плоскої форми вигину визначена за формулою (2.7):

$$aq^3 + bq^2 - cq + d = 0; \quad (2.7)$$

де:

$$a = R^3 (a_y^2 - r^2); \quad (2.8)$$

$$b = 4EI_\omega + 3EI_y r^2 + 4EI_x r^2 + GI_d R^2 - 4EI_x a_y^2; \quad (2.9)$$

$$c = \frac{12EI_y EI_\omega}{R^3} + \frac{12EI_x EI_\omega}{R^3} + \frac{12EI_x EI_y r^2}{R^3} + \frac{3EI_y GI_d}{R} + \frac{3EI_x GI_d}{R}; \quad (2.10)$$

$$d = \frac{36EI_x EI_y EI_\omega}{R^6} + \frac{9EI_x EI_y GI_d}{R^4}; \quad (2.11)$$

Результати дослідження для всіх типів перерізів й радіусів арок, отримані в ході вирішення рівняння (2.7), при використанні вбудованих алгоритмів, для вирішення кубічних рівнянь, багатофункціонального програмного комплексу «Microsoft Excel» зведені в табл. 2.7-2.9.

Таблиця 2.7.

Стійкість рівноваги плоскої форми вигину для, для арки висотою Н=8370 мм.

Товщина профілю, мм	q <sub>cr1</sub> , кН/м	q <sub>cr2</sub> , кН/м	q <sub>cr3</sub> , кН/м	q <sub>min</sub> , кН/м
0.7	243.76	3.06	5.16	3.06
0.8	253.73	3.41	5.39	3.41
0.9	263.49	3.76	5.59	3.76
1.0	272.99	4.10	5.77	4.10
1.1	282.20	4.45	5.94	4.45
1.2	291.11	4.78	6.10	4.78
1.3	299.72	5.11	6.25	5.11
1.4	308.02	5.43	6.40	5.43
1.5	316.04	5.73	6.57	5.73

Таблиця 2.8.

Стійкість рівноваги плоскої форми вигину для, для арки висотою Н=9820 мм.

Товщина профілю, мм	q <sub>cr1</sub> , кН /м	q <sub>cr2</sub> , кН /м	q <sub>cr3</sub> , кН /м	q <sub>min</sub> , кН /м
0.7	240.67	2.95	4.97	2.95
0.8	250.50	3.29	5.19	3.29
0.9	260.13	3.62	5.39	3.62
1.0	269.51	3.96	5.57	3.96
1.1	278.60	4.29	5.73	4.29
1.2	287.39	4.61	5.88	4.61
1.3	295.88	4.93	6.02	4.93
1.4	304.07	5.24	6.17	5.24
1.5	311.98	5.53	6.33	5.53

Таблиця 2.9.

Стійкість рівноваги плоскої форми вигину для, для арки висотою  $H=11270$  мм.

Товщина профілю. мм	$q_{cr1}$ , кН /м	$q_{cr2}$ , кН /м	$q_{cr3}$ , кН /м	$q_{min}$ , кН /м
0.7	230.90	2.62	4.41	2.62
0.8	240.32	2.92	4.61	2.92
0.9	249.55	3.22	4.79	3.22
1.0	258.53	3.52	4.94	3.52
1.1	267.23	3.81	5.08	3.81
1.2	275.65	4.10	5.22	4.10
1.3	263.78	4.39	5.35	4.39
1.4	291.63	4.66	5.48	4.66
1.5	299.20	4.92	5.62	4.92

На підставі проведеного аналізу зазначається, що всі арки, які досліджували відповідають критеріям міцності для елементів, що зазнають деформації позацентрового стискання та обмеженням для максимальних вертикальних ( $L/245 = 90$  мм) і максимальних горизонтальних ( $L/200 \Rightarrow 42, 49, 56$  мм для арок заввишки 8.37, 9.82, 11.27м відповідно) переміщень, відповідно до чинних нормативних документів. Максимальні діючі навантаження і їх комбінації не перевищили навантаження втрати стійкості рівноваги (згинально-крутильна форма) і критичного навантаження втрати плоскої форми вигину.

Попри задовільну точність і теоретичну дієвість методики, рекомендованої нормативно-технічною документацією, що була доповнена аналізом стійкості аркових елементів, вона не здатна відобразити кілька суттєвих аспектів аналізу НДС конструкцій, що досліджуються. А саме:

- просторову роботу зазначених конструктивних систем, які фактично є складеними оболонковими системами;
- вплив торцевих і проміжних діафрагм (рис. 2.10), а також їх відсутність, на НДС і стійкість зазначених конструкцій;

- врахування можливості прогресуючого обвалення аркових систем спеціального виду.

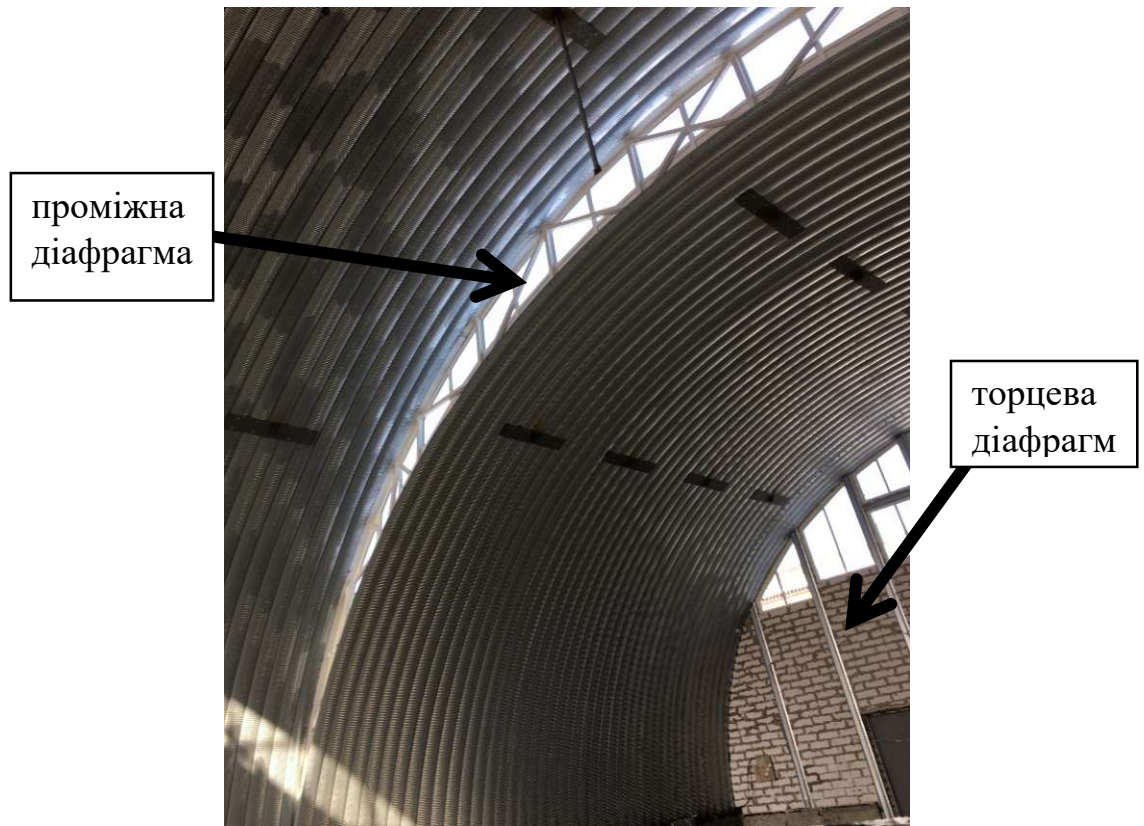


Рис. 2.10. Приклад конструкції торцевої та проміжної діафрагм.

### 2.3. Принципи побудови континуальних оболонкових розрахункових моделей.

Для урахування аспектів, що наведено вище, досліджували просторові розрахункові моделі конструкцій, що розглядаються. У припущенні сумісної роботи аркових конструктивних елементів з яких складаються досліджуємі оболонки, через свої конструктивні і геометричні особливості, їх можна вважати підкріпленими незамкнутими циліндричними оболонками. Як відомо, і позначено у [83] існує декілька підходів до оцінки НДС цих систем:

- перехід від підкріпленої оболонки до анізотропної шляхом «розмазування» жорсткості підкріплюючих ребер;
- підкріплюючі елементи (ребра) розглядаються як дискретні елементи з урахуванням взаємодії їх та оболонки.

Проведено дослідження обох означених підходів. Аналіз якісних та кількісних результатів було проведено в середовищі ПК «Ліра – 10.6».

Для кожної із зазначених топологій досліджувалися коротка, середня і довга моделі оболонок, що мають такі геометричні співвідношення:

- коротка:  $L = D = 2R$ ;
- середня:  $L = 2D = 4R$ ;
- довга:  $L = 3D = 6R$ ;

При  $R = 11.63$  метра, де  $H = R$ , де  $R$ -радіус,  $H$ -стріла підйому,  $D$ -довжина оболонки.

Моделювання проводили виходячи з таких граничних умов:

- в місцях сполучення оболонки з бортовим елементом - нерухомий шарнір, тобто заборонені лінійні переміщення по осях  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ , в глобальній системі координат;

- для зменшення розмірності моделі, конструкція самої діафрагми не моделюється, а в місцях сполучення оболонки з діафрагмою заборонені лінійні переміщення вузлів в площині діафрагми, тобто по осях  $X$ ,  $Z$ , в використовуваної глобальній системі координат. Прикладали рівномірно розподілене навантаження  $1.47 \text{ кН/м}^2$ .

### 2.3.1. Гладка конструктивно-ортотропна оболонка.

Для обліку просторової роботи конструкції досліджували SE модель гладкої оболонки, яка буде показувати конструктивну ортотропію спеціальної оболонки, еквівалентну оригінальній оболонці. Під словом «еквівалентну» розуміється рівність жорсткостей ребристої і гладкої оболонок. Для цього встановлено моменти інерції для 1м поперечного та поздовжнього перерізів конструкції (рис. 2.11).

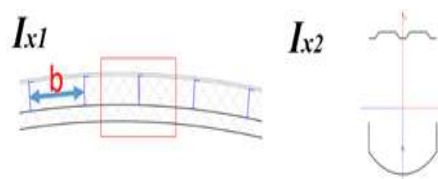


Рис. 2.11. Поперечні перерізи оболонкової системи.

Всі дані для розрахунку ортотропії були знайдені за формулами, з розрахунку лінійної роботи металу (2.11) - (2.18):

$$E_1 \vartheta_{21} = E_2 \vartheta_{12}; \quad (2.11)$$

$$\Rightarrow \vartheta_{21} = \frac{E_2}{E_1} \vartheta_{12}; \quad (2.12)$$

при цьому:  $E_2 = E_1 \alpha; \quad (2.13)$

де:  $\alpha = \frac{I_{x2} b}{100 I_{x1}}; \quad (2.14)$

$$G = \frac{E_1}{2(1 + \vartheta_{21}) + \alpha}; \quad (2.15)$$

У свою чергу, наведену товщину для моделювання спеціальної оболонки визначали виходячи з умов:

$$\min \left( \frac{I_{x1}}{100}; \frac{I_{x2}}{100} \right) = \frac{h^3}{12}; \quad (2.17)$$

$$\Rightarrow h_{red} = \sqrt[3]{12I}; \quad (2.18)$$

Де:

$E_1, E_2$  — модулі деформації з головних напрямків пружності;  $G$  — модуль зсуву;

$\vartheta_{12}, \vartheta_{21}$  — коефіцієнти поперечної деформації;  $I_{x1}, I_{x2}$  - моменти інерції в зазначених напрямках;  $h$  - висота профіля оболонки;  $h_{red}$  - приведена товщина оболонки.

Були розроблені просторові (3D) SE моделі оболонок: короткої, середньої та довгої довжин, при цьому, як при наявності так і при відсутності торцевих і/або проміжних діафрагм. Усього було розроблено та досліджено 8 оболонкових SE моделей. Моделі створювалися шляхом переміщення утворюючих вздовж центральної осі, з використанням SE-44 універсального скінченного елемента тонкої оболонки.

Зазначений скінченний елемент [32] призначений і використовується для моделювання і розрахунків на міцність тонких оболонок. На рис. 2.12 представлено схематичне зображення СЕ і послідовність нумерації його вузлів.

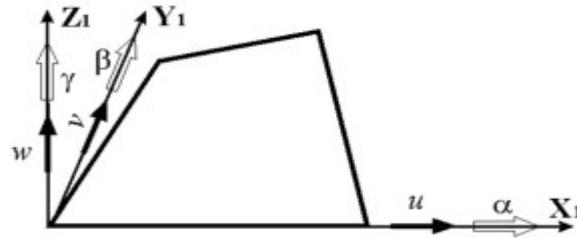


Рис. 2.12. Схематичне зображення СЕ-44.

У кожному з вузлів СЕ є по шість ступенів свободи ( $U, V, W, UX, UY, UZ$ ), ступені свободи  $U, V$  відповідають мембранним, а  $W, UX, UY$  - згинальна деформацій. Кут повороту  $UZ$  не входить в число вузлових параметрів, що визначають деформації елемента. Цей ступінь свободи необхідний для обліку просторової роботи конструкції при стикуванні елементів, які не лежать в одній площині.

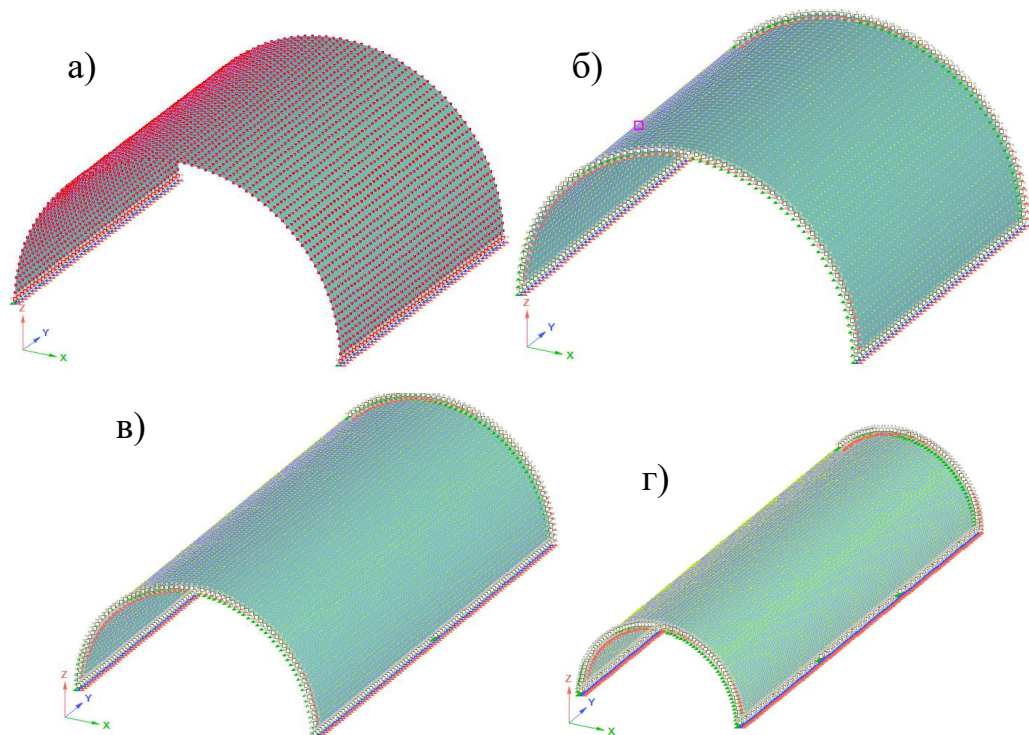


Рис. 2.13. а, б - СЕ модель короткої оболонки з торцевими діафрагмами (б) і без діафрагм (а); СЕ моделі середньої (в) і довгої (г) оболонок.



У процесі дослідження були визначені зусилля мембранної і моментної груп, а також головні і еквівалентні напруження, лінійні переміщення вузлів скінчених елементів. Форми втрати стійкості, а також коефіцієнти запасу стійкості також були встановлені. Отримані дані представлені в якості просторової діаграми, у вигляді мозаїки ізополів у Додатку «А», для усіх розглянутих моделей оболонок. Результати аналізу ілюструються мозаїками ізополів головних напружень  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  та ізополем вертикальних переміщень по осі «Z», а також формами втрати стійкості, для оболонки середньої довжини (рис. 2.14 – 2.15) з наявними торцевими діафрагмами.

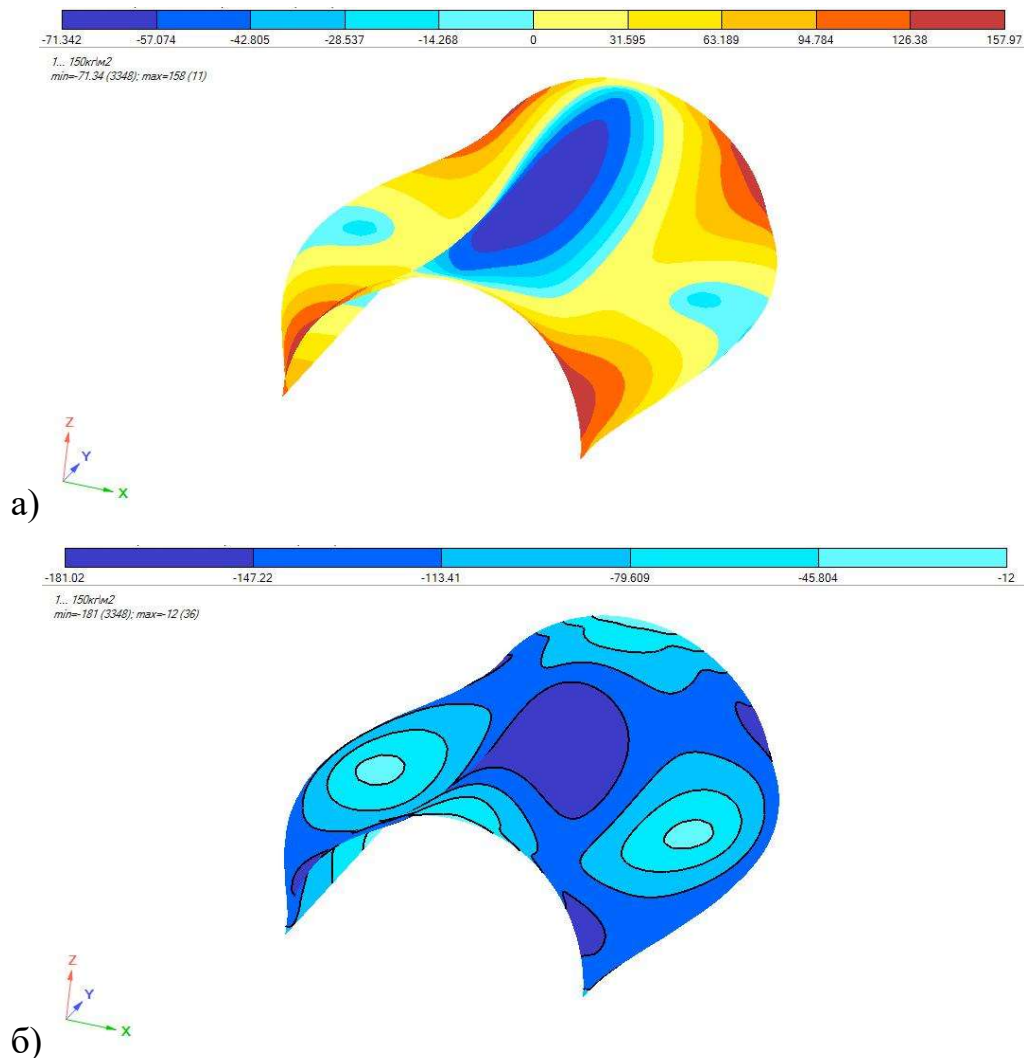


Рис. 2.14. Ізополя головних напружень: а)  $\sigma_1$  та б)  $\sigma_3$  для оболонки середньої довжини з торцевими діафрагмами ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

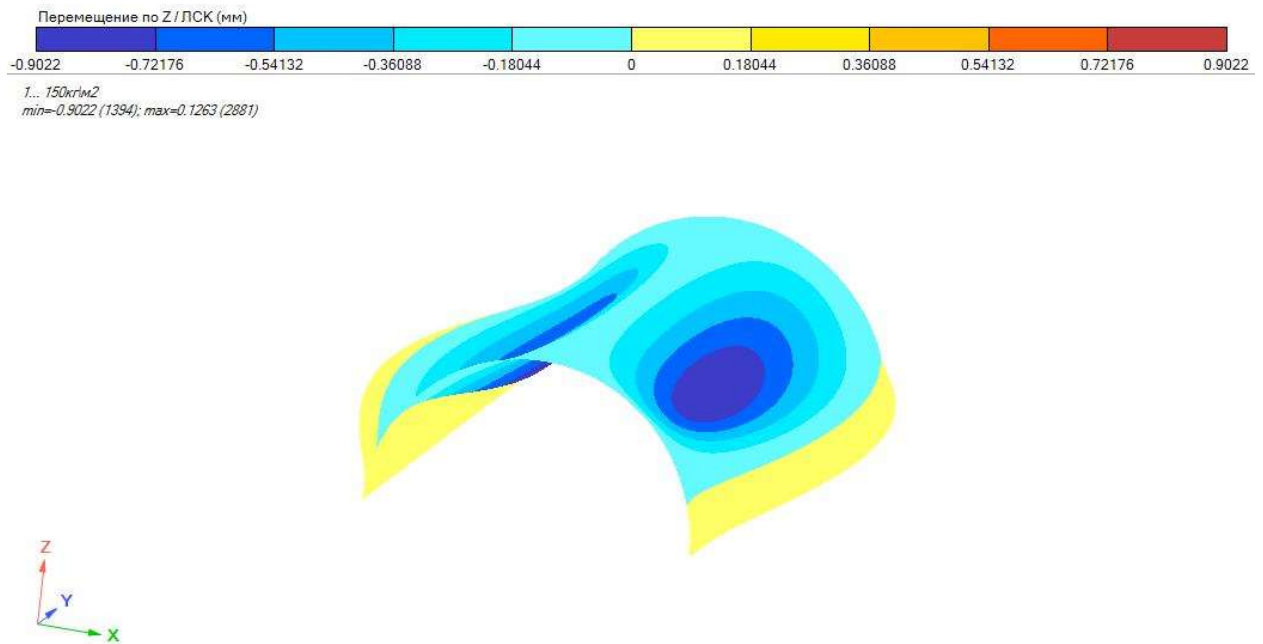


Рис. 2.15. Ізополя вертикальних переміщень по осі «Z» оболонки середньої довжини з торцевими діафрагмами

Для зазначених систем була вирішена задача стійкості та визначено перші 3 форми втрати стійкості й відповідні до них коефіцієнти запасу стійкості  $\lambda$ .

Основним завданням розрахунку на стійкість є визначення значення критичного параметра втрати стійкості конструкції -  $\lambda$ .

Фізичний сенс критичного параметра втрати стійкості [32] полягає в тому, що якщо збільшити навантаження, які діють на конструкцію, в  $\lambda$  раз - система втратить стійкість. Даний варіант оцінки стійкості конструкції передбачає, що розподіл зусиль/напружень відомо з рішення статичної задачі і всі докладені до системи зовнішні сили (і як наслідок внутрішні зусилля/напруження) зростають пропорційно одному параметру  $\lambda$ . Основне завдання зводиться до визначення значення чисельного параметра  $\lambda$ , щоб при зовнішніх силах ( $\lambda \times F_0$ ) сталася втрата стійкості.

Розрахунок реалізувався в пружній стадії, отже значення зусиль в елементах схеми вже були обчислені за допомогою процесора ПК «Ліра 10.6». При виконанні розрахунку передбачається, що ці значення виражені через критичний параметр навантаження (2.19):

$$P_{cr j} = \lambda_j \cdot P_j; \quad (2.19)$$

$$N_{cr ij} = \lambda_j \cdot N_{ij}; \quad (2.20)$$

де:

$i$  - номер завантаження;

$j$  - номер елемента в схемі;

$P_i$ - сумарне навантаження в  $i$ -тому завантаженні;

$P_{cr j}$ - критичне навантаження в  $i$ -тому завантаженні;

$N_{ij}$ - зусилля в  $j$ -тому елементі при  $i$ -тому завантаженні;

$N_{cr ij}$ - критичні зусилля в  $j$ -тому елементі при  $i$ -тому завантаженні;

$\lambda_i$ - параметр навантаження (коефіцієнт запасу стійкості).

У процесі розрахунку для зазначеного завантаження, в позначених системах, були визначені перші три форми втрати стійкості і відповідні їм коефіцієнти запасу стійкості. На рис. 2.16-2.17 проілюстровані перші три форми втрати стійкості.

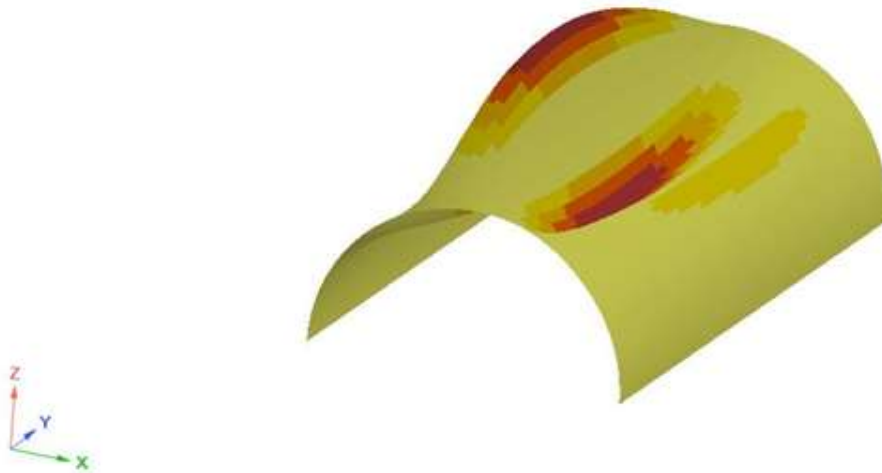
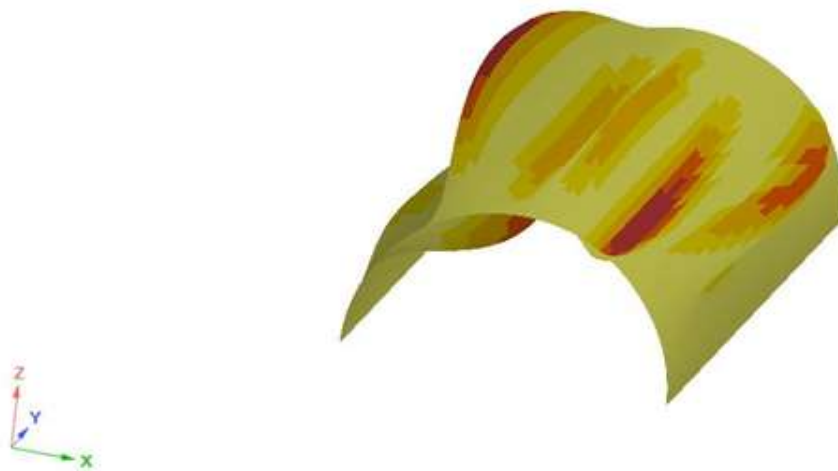


Рис. 2.16. Перша форма втрати стійкості оболонки середньої довжини з торцевими діафрагмами



а)



б)

Рис. 2.17. Формы потери стійкості оболонки середньої довжини з торцевими діафрагмами: а) друга; б) третя .

На підставі отриманих даних було проведено порівняльний аналіз визначених зусиль і коефіцієнтів для всіх типів досліджуваних оболонкових моделей, дані якого представлені у вигляді діаграм на рис.2.18 - 2.19

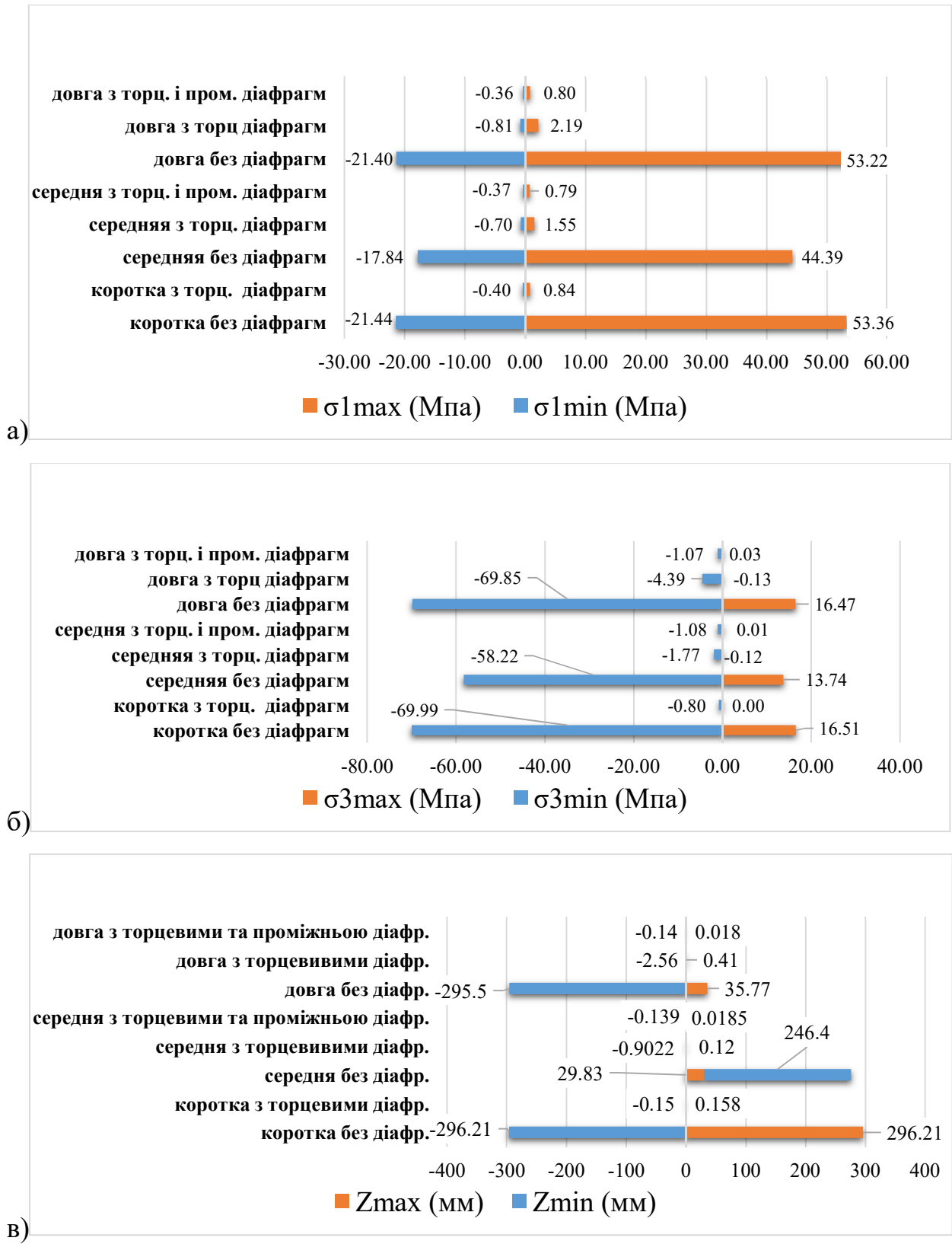


Рис. 2.18. Порівняльні діаграми:

- а) головних напружень  $\sigma_1$ ;
- б) головних напружень  $\sigma_3$ ;
- в) вертикальних переміщень по осі «Z» (мм).

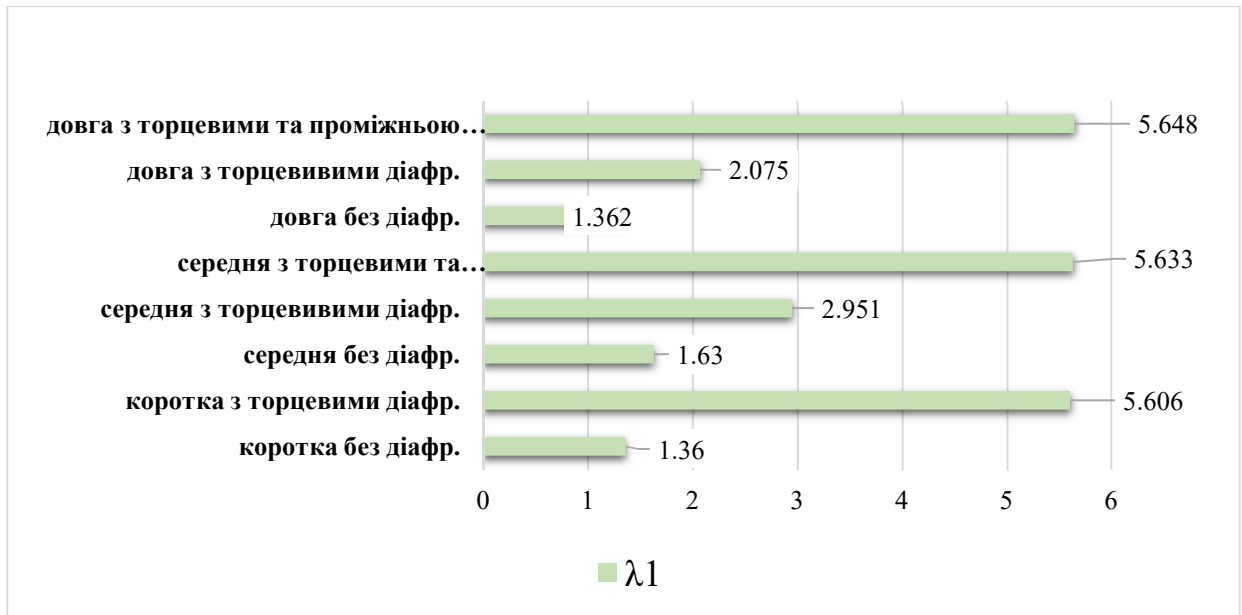


Рис. 2.19. Порівняльна діаграма коефіцієнтів запасу стійкості  $\lambda_1$ .

З аналізу компонентів НДС та стійкості оболонкових ортотропних моделей конструкцій що розглядаються, відзначається істотний позитивний вплив наявності торцевих та проміжних діафрагм на НДС. Суттєві вертикальні переміщення в моделях без діафрагм жорсткості підтверджують припущення про їх конструктивну необхідність. В моделях з діафрагмами, вертикальні переміщення зіставні з товщиною металу основних конструктивних елементів складених оболонок – аркових профілів.

Сказане, зумовлює необхідність проведення аналізу, що більш детально відображають вище описану конструктивну ортотропію та створення більш коректних розрахункових моделей.

### 2.3.2. Ребриста континуальна оболонка

З метою більш детального вивчення особливостей деформування, постала необхідність більш коректного врахування геометрії складених оболонок. В якості розвитку цієї ідеології було побудовано та досліджено моделі (рис. 2.20) ребристих оболонок з габаритами та в кількості по аналогії з гладкими ортотропними оболонковим моделям, що розглядалися. В зазначених моделях ребристих оболонок використовували геометрично-нелінійні скінченні елементи оболонок, при цьому, на кожному кроці

навантаження при побудові матриці жорсткості проводиться облік всіх зусиль і зміни геометрії. Матриця жорсткості формується в системі координат «нового положення», а потім переводиться в вихідну систему за допомогою направляючих косинусів. Зусилля обчислюються в системі координат «нового положення». Товщина ребра задавалася як подвоєна товщина металу оболонки, згідно з припущенням про сумісність роботи суміжних конструктивних елементів оболонки, згідно з прийнятими раніше припущеннями та положенням, викладеним на початку пункту 2. На рис. 2.20, в якості прикладу, ілюстрована СЕ модель короткої в плані ребристої оболонки, яка не має торцевих діафрагм.

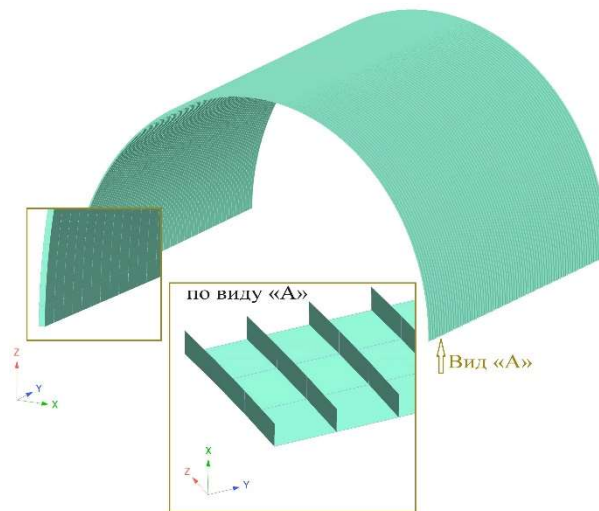
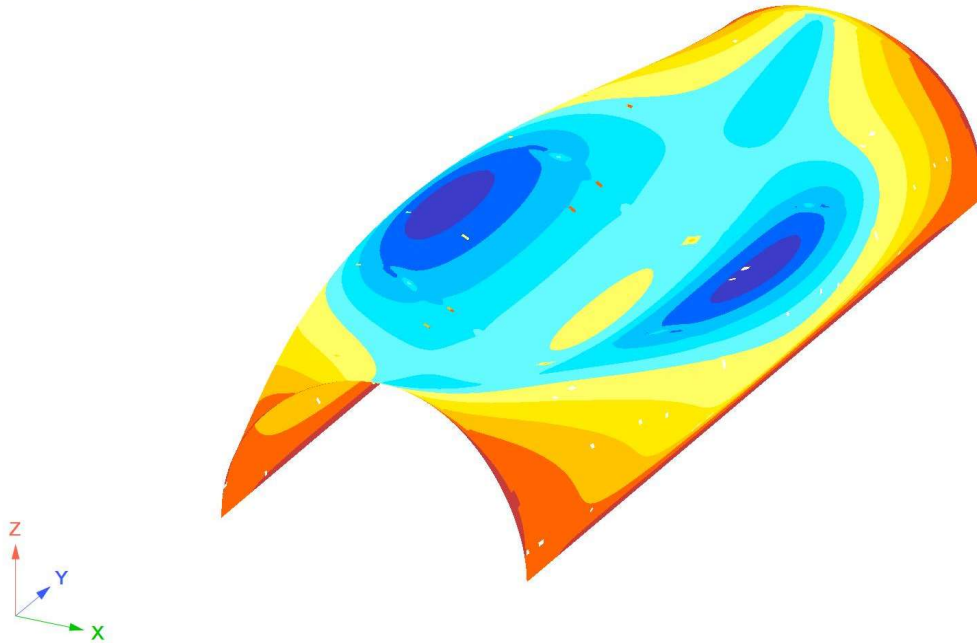
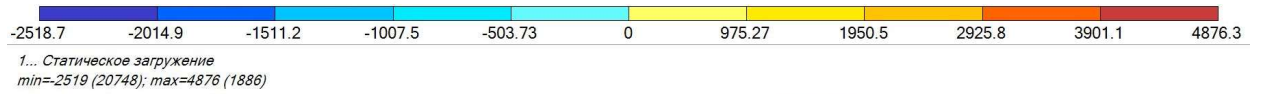


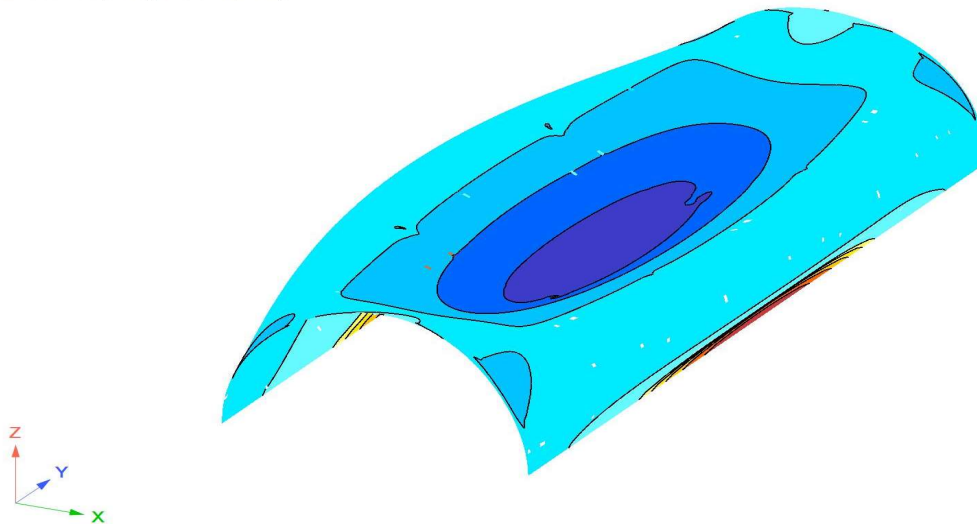
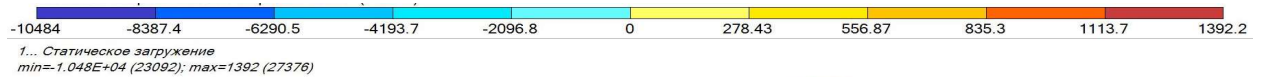
Рис. 2.20. Скінченно-елементна модель ребристої оболонки

В результаті цього дослідження було визначено зусилля мембранної і моментної груп, головні і еквівалентні напруження та лінійні переміщення вузлів скінчених елементів. Форми втрати стійкості, а також відповідні їм коефіцієнти запасу стійкості, також були встановлені. Отримані дані представлені у вигляді ізополей в Додатку «Б» для всіх типів розглянутих оболонок. Результати розрахунку ілюструються ізополями головних напружень  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  і ізополем вертикальних переміщень по осі «Z», а також формами втрати стійкості, для оболонки середньої довжини (рис. 2.21–2.24) з торцевими діафрагмами.

На підставі отриманих даних був проведений порівняльний аналіз розглянутих зусиль і коефіцієнтів для всіх типів досліджуваних оболонкових моделей, дані представлені у вигляді діаграм на рис.2.25–2.26.



а)



б)

Рис. 2.21. Ізополя головних напружень: а)  $\sigma_1$ ; та б)  $\sigma_3$   
оболонки середньої довжини з торцевими діафрагмами ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



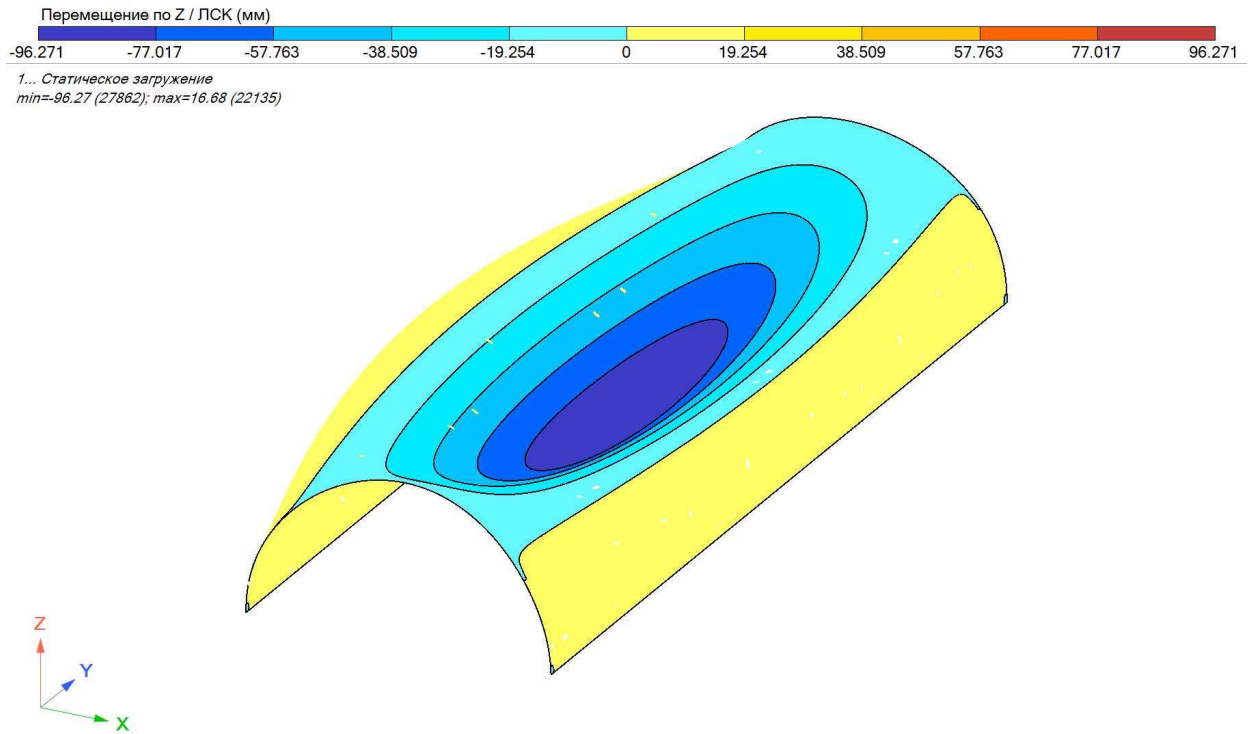


Рис. 2.22. Изополя вертикальных перемещений по оси «Z» оболочки средней длины с торцевыми диафрагмами

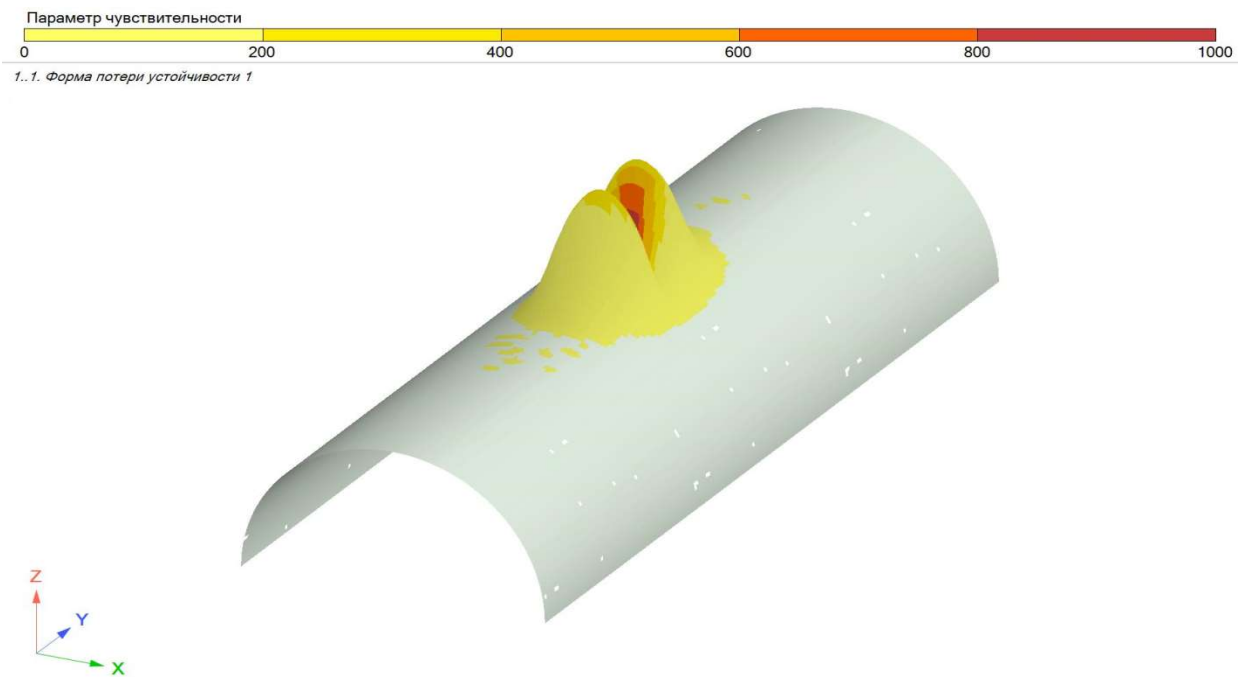
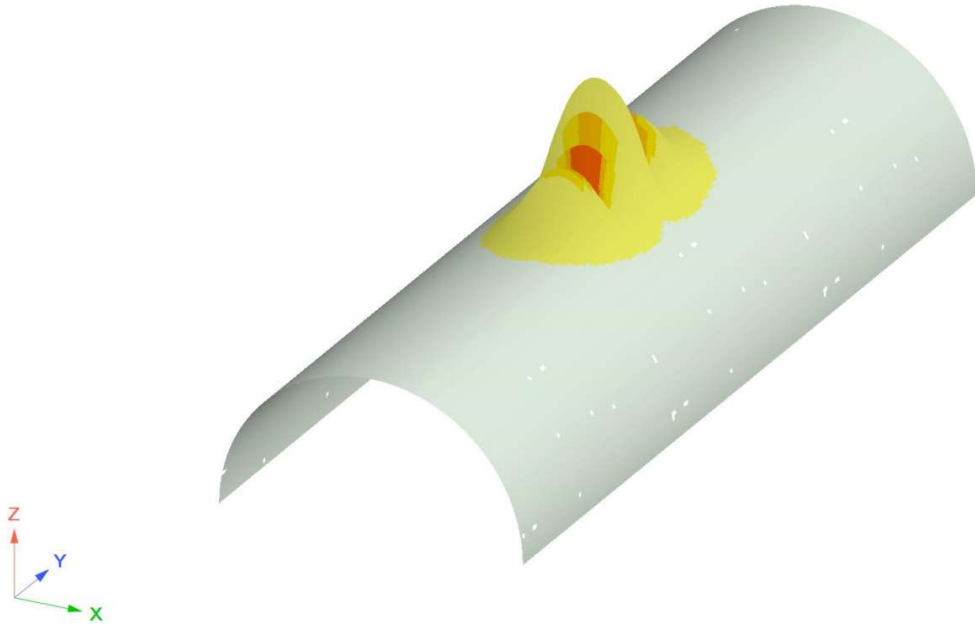
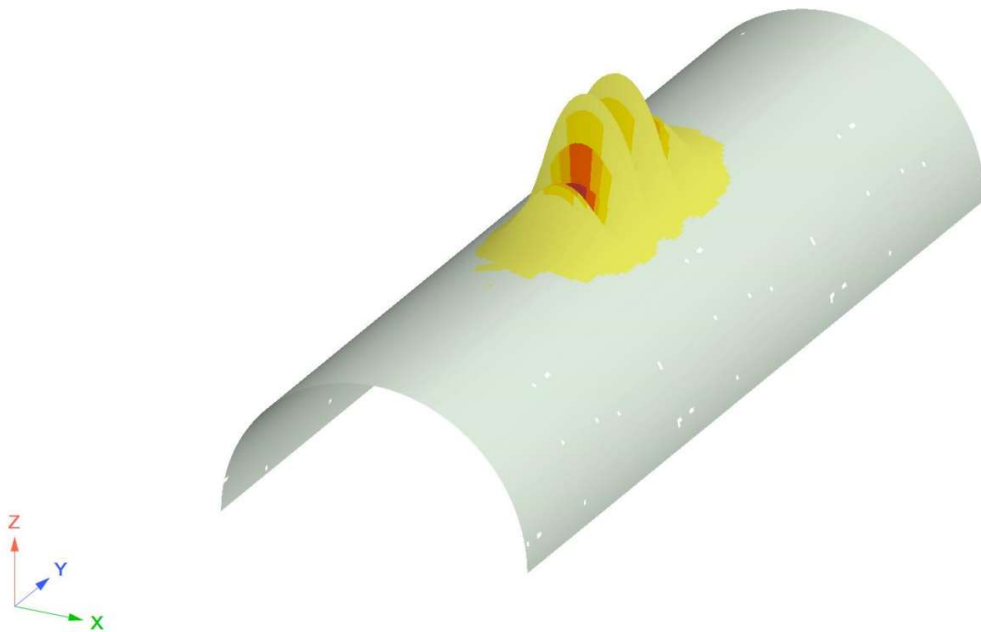


Рис. 2.23. Перша форма втрати стійкості оболонки середньої довжини з торцевими діафрагмами



а)



б)

Рис. 2.24. Форма втрати стійкості оболонки середньої довжини з торцевими діафрагмами: а) друга та б) третя;

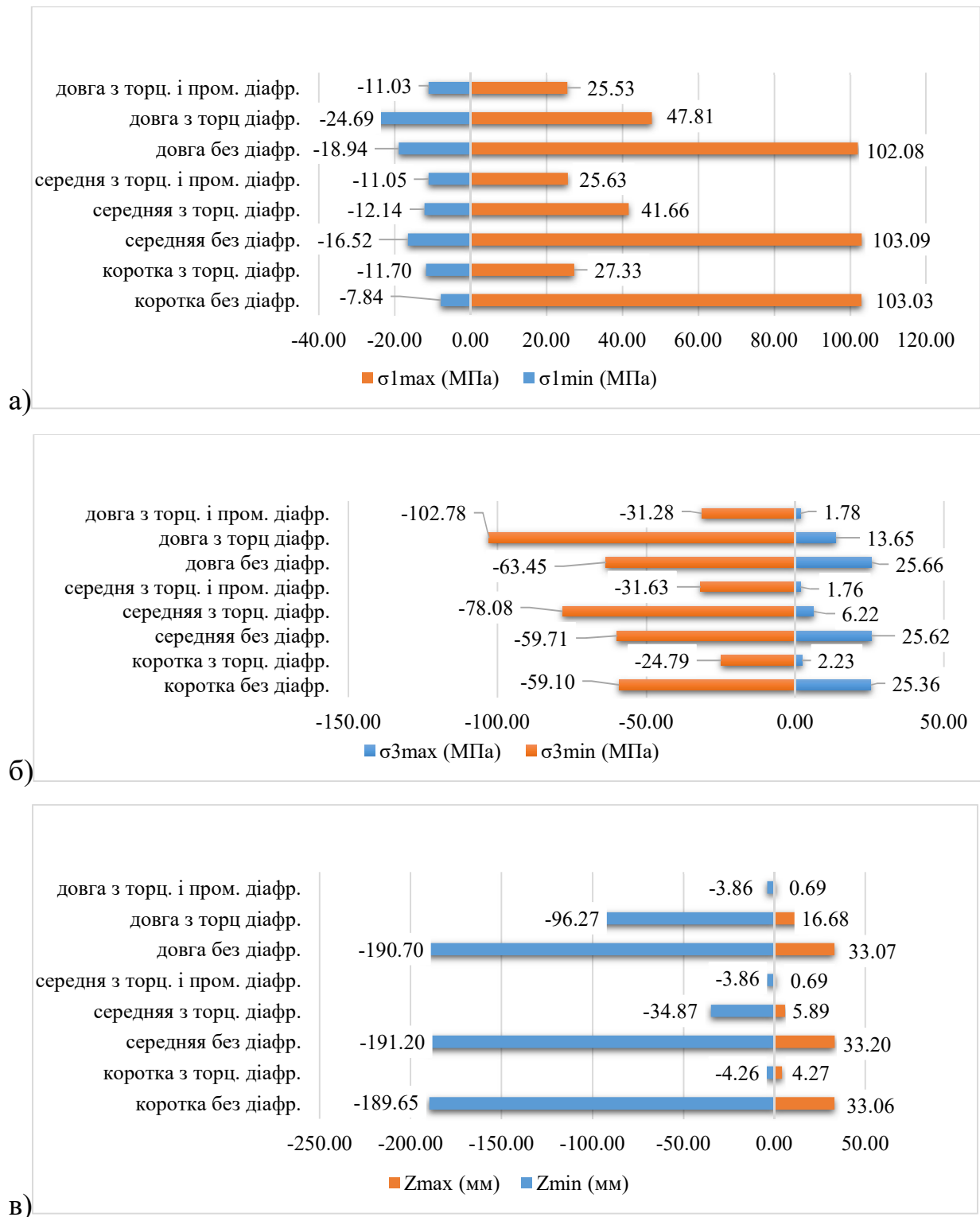


Рис. 2.25. Порівняльні діаграми:

- а) головних напружень  $\sigma_1$ ;
- б) головних напружень  $\sigma_3$ ;
- в) вертикальних переміщень по осі «Z» (мм).

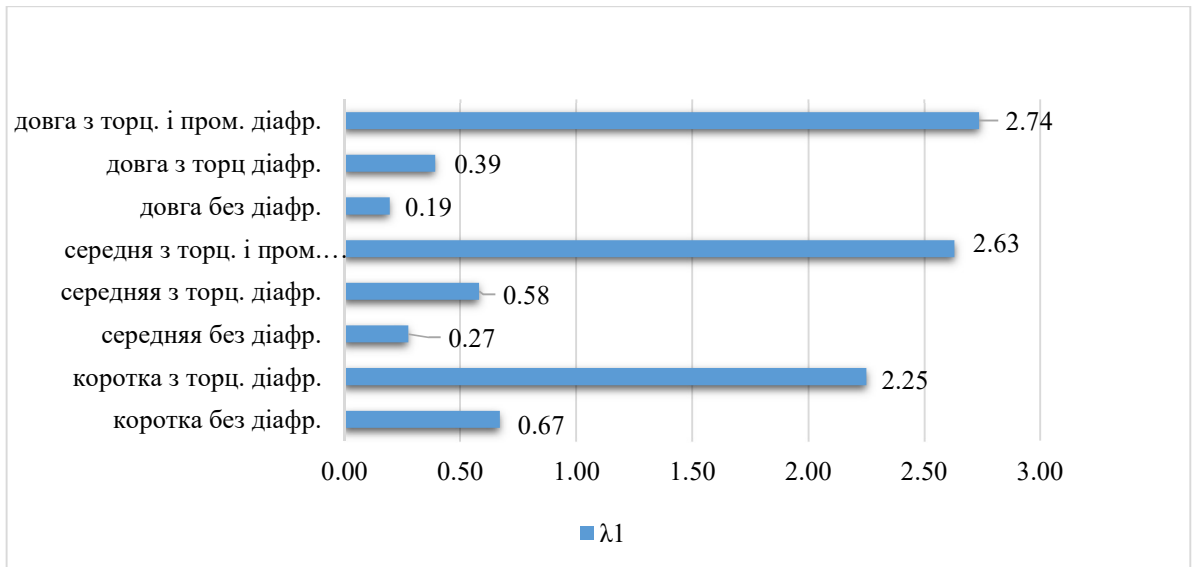


Рис. 2.26. Порівняльна діаграма коефіцієнтів запасу стійкості  $\lambda_1$ .

Отримані дані, у рамках цієї моделі, також доводять позитивний вплив на НДС і стійкість континуальних ребристих оболонок, завдяки організації торцевих і проміжних діафрагм. Наявність діафрагм призводить до падіння головних стискаючих і розтягуючих напружень в середньому на 50-70%, в залежності від довжини оболонки. Одночасно відзначається зменшення вертикальних переміщень, в середньому, на 63% і підвищення коефіцієнта запасу стійкості.

Однак, відсутність можливості адекватного врахування прогресуючого обвалення систем, що досліджується зумовлює необхідність подальшого удосконалення розрахункових моделей.

#### 2.4. Висновки по розділу 2

Проаналізовані в поточному розділі питання дозволяють зробити ряд узагальнюючих висновків:

1. Отримані експериментальним шляхом в лабораторних умовах дані про згинальну жорсткість відносно горизонтальної осі фрагменту аркового профілю, та фізико-механічні характеристики сталі конструктивного елемента, задля подальшого використання в дослідженні, що проводиться.

2. Розглянуто три підходи до побудови розрахункових моделей оболонок спеціального виду: аркова стержньова модель, згідно рекомендацій

нормативно-технічної документації; модель гладкої оболонки з урахуванням конструктивної ортотропії, модель ребристої оболонки з урахуванням геометричної нелінійності.

3. У рамках стержньової аркової моделі доповнено існуючий алгоритм дослідження оболонок спеціального виду, рекомендований нормативно-технічною документацією, аналізом стійкості, при цьому, не тільки на стійкість плоскої форми вигину, а й згинально-крутильну форму втрати стійкості. За цим алгоритмом, досліджено 27 моделей: для профілів різної товщини основного конструктивного аркового елемента (від 0,7 мм до 1,5 мм, включно) для висот 8.37 м, 9.82 м та 11.27 м.

4. У рамках просторових розрахункових моделей, доведено позитивний вплив наявності торцевих і проміжних діафрагм на НДС і стійкість оболонок спеціального виду. Наявність діафрагм призводить до падіння головних стискаючих і розтягуючих напружень, в середньому на 50-70%, в залежності від довжини оболонки, зменшення вертикальних переміщень (рис. 2.27) і підвищення коефіцієнта запасу стійкості.

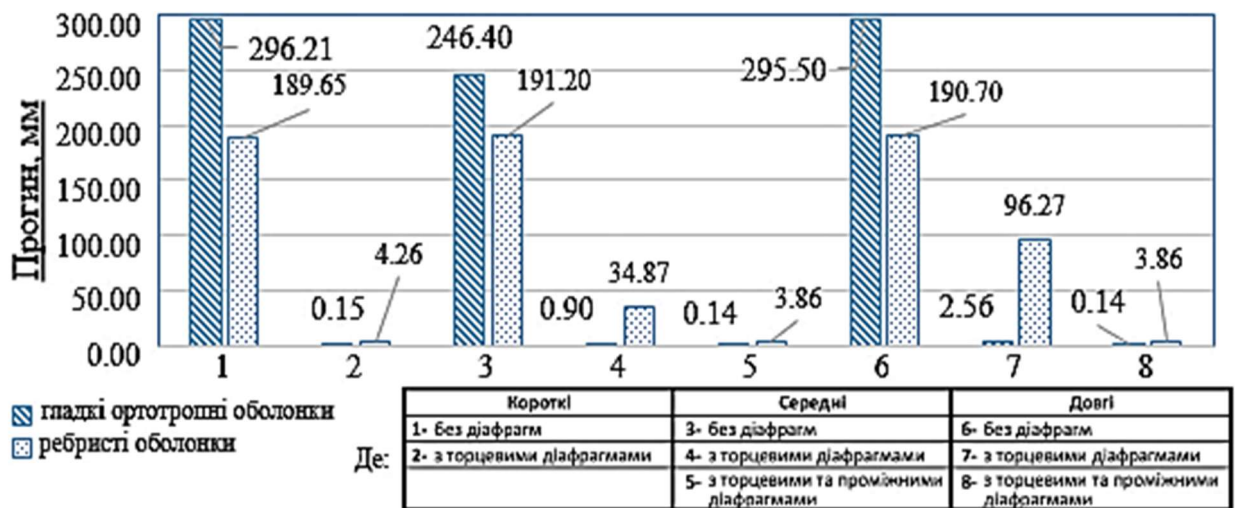


Рис. 2.27. Порівняльна діаграма прогинів ( в середині прогону) оболонкових моделей

Відсутність можливості адекватного врахування прогресуючого обвалення розглянутих систем, викликає необхідність подальшого удосконалення розрахункових моделей.

### **РОЗДІЛ 3. ЕНЕРГЕТИЧНИЙ ПІДХІД ДО ОЦІНКИ ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ ОБОЛОНОК СПЕЦІАЛЬНОГО ВИДУ**

Ідеологія розрахунків, представлених в будівельних нормах [33-36], закладає концептуальні засади проблемо-орієнтованих методів проектування будівель і споруд, що знаходяться в нестандартних умовах експлуатації.

Дані методи розрахунку забезпечують більш раціональну основу проектування захисту будівель і споруд від можливості прогресуючого обвалення, що надає інженерам, архітекторам і кінцевим користувачам свободу вибору при проектуванні нових і відновленні існуючих будівель і споруд. Свобода вибору досягається ціною збільшення обсягів проектних, в тому числі, розрахункових робіт. Встановлення та забезпечення захисту будівель і споруд від можливого прогресуючого обвалення охоплює широкий спектр підходів до обліку природи і впливів різних навантажень, а також засобів забезпечення відповідного опору конструкцій.

У той же час, загальні рекомендації полягають у використанні найпростіших методів розрахунку, які відповідають вимогам, що пред'являються в будівництві, проте нетривіальність розглянутих конструкцій, а саме: складність поперечного перерізу профілю конструктивного елемента, конструкційна нелінійність з'єднання елемента й, як наслідок, складна будова оболонки в цілому, спонукають до їх трансформації і удосконалення чисельних моделей, що використовуються для аналізу їх НДС. Зважаючи на зазначене вище, автору здається вдалим імплементація саме новітнього енергетичного підходу якісної та кількісної оцінки прогресуючого обвалення, розробленого науковою школою ХНУМГ імені О.М. Бекетова «Конструкції і матеріали для житлових і громадських будівель» під керівництвом професора Шмуклера В.С. [14,112, 123], у рамках досліджуємих розрахункових моделей означених металевих оболонок спеціального виду.

### 3.1. Загальні передумови та положення

У даній роботі пропонується імplementувати енергетичний підхід до якісної і кількісної оцінки можливості настання прогресуючого (лавиноподібного) обвалення. У вказаному підході було використано новітні енергетичні принципи, які набули значного розвитку в роботах професора В.С. Шмуклера [14,112-115], а саме положення про те, що:

*- при лавиноподібному відключенні в'язей, внаслідок появи пластичних шарнірів аж до граничного стану, коли система перетворюється в механізм, потенційна енергія деформації (ПЕД) зростає і досягає верхньої межі, тобто  $U_u = \sup U$  й наступає колапс;*

*- вимоги ізоенергетичності стану системи (конструкції), тобто такого стану системи, при якому в усіх її елементах щільність потенційної енергії зберігає постійне значення :  $e = \text{const}$ .*

Розглядаючи особливості деформування будь-якої конструктивної системи, на підставі вищенаведених положень, абсолютно очевидно, що при збільшенні рівня навантаження ПЕД системи зростатиме. Як відомо, ПЕД для консервативної системи, з точністю до постійного множника, дорівнює енергії навантаження, вона є функцією зовнішніх навантажень і впливів (температура та інш.). У свою чергу, і навантаження, і впливи є функціями часу. Виходячи з викладеного, можна констатувати, що кожному моменту часу буде відповідати своє значення потенційної енергії. А так як розглядаються випадки зростання зовнішніх збурень, то природно припустити, що в процесі деформування будуть з'являтися і накопичуватися деструкції, які, як наслідок, приведуть систему до граничного стану. Наслідком сказаного може бути гіпотеза про існування  $\sup U$  та  $e_u$  – гранична щільність енергії деформування, визначається роботою що витрачається на деформацію зразка аж до його руйнування, що припадає на одиницю об'єму і вимірюється площею індикаторної діаграми деформування матеріалу [112].

Імплементований підхід, передбачає на кожному кроці ітераційного процесу визначення компонентів НДС, потенційної енергії деформації (ПЕД) та, як результату, побудови енергетичного портрета конструкції (просторової діаграми поля щільності потенційної енергії деформації (ЩПЕД) системи, відповідно до якої в подальшому відбувається виявлення концентраторів ЩПЕД — місць майбутнього колапсу). При цьому, на кожному етапі розрахунку послідовно збільшується навантаження та враховується зміна жорсткості системи (вальцевого з'єднання). Як зазначалося, у припущенні про існування значення ПЕД:  $U = \sup U$ , після визначення якого, на наступній ітерації відбувається віртуальний колапс.

Для побудови обчислювального алгоритму, при даному підході слід послідовно визначати величину потенційної енергії деформації системи. Вираз для потенційної енергії деформації, у припущенні консервативності системи, у загальному виді для анізотропних оболонок [61] визначається за формулою :

$$U = \frac{1}{2} \iiint_{-h/2}^{h/2} (\sigma_\alpha e_\alpha + \sigma_\beta e_\beta + \tau_{\alpha\beta} e_{\alpha\beta}) H_1 H_2 d\alpha d\beta d\gamma \quad (3.1)$$

де:

$e_\alpha, e_\beta, e_{\alpha\beta}$  — деформації оболонки в криволінійних координатах  $\alpha$  та  $\beta$ ;  
 $\sigma_\alpha, \sigma_\beta, \tau_{\alpha\beta}$  — нормальні та дотичне напруження (при  $\tau_{\alpha\beta} = \tau_{\beta\alpha}$ ),  
 відповідно, в криволінійних координатах  $\alpha$  та  $\beta$ ;

$H_1, H_2$  — коефіцієнти Ламе.

$$H_i = \sqrt{\left(\frac{\partial \varphi_1}{\partial q_i}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi_2}{\partial q_i}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi_3}{\partial q_i}\right)^2}; i = 1, 2. \quad (3.2)$$

Для отримання формули щільності потенційної енергії деформації (ЩПЕД), необхідно звернутися спочатку до формули прирощення повної енергії для випадку тонких оболонок [24]:



$$\begin{aligned}
dU = & \frac{1}{2} N_x dy \varepsilon_x dx + \frac{1}{2} N_y dx \varepsilon_y dy + \frac{1}{2} N_{xy} dy \varepsilon_{xy} dx + \frac{1}{2} N_{yx} dx \varepsilon_{yx} dy + \\
& + \frac{1}{2} M_x dy \chi_x dx + \frac{1}{2} M_y dx \chi_y dy + \frac{1}{2} M_{xy} dy \chi_{xy} dx + \frac{1}{2} M_{yx} dx \chi_{yx} dy - \\
& - q_x dx dy u - q_y dx dy v - q_z dx dy w,
\end{aligned} \tag{3.3}$$

де:  $\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{yx}$ ;  $\chi_{xy} = \chi_{yx}$ ;  $N_{xy} = N_{yx}$ ;  $M_{xy} = M_{yx}$

Першими чотирма складовими представлена робота мембранних зусиль, рівномірно розподілених по товщині стінки оболонки. Друга група чотирьох доданків дає роботу згинальних і крутних моментів. Останні три доданки висловлюють роботу зовнішнього навантаження на відповідних переміщеннях.

На підставі прийнятого припущення про консервативність системи, робота всіх внутрішніх зусиль береться з коефіцієнтом  $\frac{1}{2}$ , так як при визначенні потенційної енергії внутрішні зусилля зростають від нуля до скінченного свого значення поступово по лінійному закону. Для подальшого зручно виразити деформації через внутрішні силові фактори:

$$\begin{cases} N_x = \frac{E\delta}{1-\mu^2} (\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y) \\ N_y = \frac{E\delta}{1-\mu^2} (\varepsilon_y + \mu\varepsilon_x) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_x = \frac{N_x - \mu N_y}{E\delta} \\ \varepsilon_y = \frac{N_y - \mu N_x}{E\delta} \end{cases} \tag{3.4}$$

$$N_{xy} = G\varepsilon_{xy} = \frac{E}{2(1+\mu)} \varepsilon_{xy} \Rightarrow \varepsilon_{xy} = \frac{2N_{xy}(1+\mu)}{E} \tag{3.5}$$

$$\begin{cases} M_x = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)} (\chi_x + \mu\chi_y) \\ M_y = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)} (\chi_y + \mu\chi_x) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \chi_x = \frac{12(M_x - \mu M_y)}{E\delta^3} \\ \chi_y = \frac{12(M_y - \mu M_x)}{E\delta^3} \end{cases} \tag{3.6}$$

$$M_{xy} = (1 - \mu) \frac{E\delta^3}{12(1 - \mu^2)} \chi_{xy} \Rightarrow \chi_{xy} = \frac{12M_{xy}(1 - \mu^2)}{(1 - \mu)E\delta^3} \quad (3.7)$$

Маючи на увазі формування СЕ моделі для оболонки, буде вірно покласти:

$$dz = \delta; dx dy dz \Rightarrow V; dx dy \Rightarrow A; \frac{A}{V} = \frac{1}{\delta};$$

де:  $\delta$  - товщина оболонки;  $A$ ,  $V$  - площа і об'єм оболонки відповідно.

Беручи до уваги, що останні три члена рівняння (3.3) є величинами другого порядку малості, а також рівняння (3.4) - (3.7), після підстановки в (3.3) отримаємо:

$$e = \frac{1}{\delta} \left( \frac{1}{2} N_x \varepsilon_x + \frac{1}{2} N_y \varepsilon_y + N_{xy} \varepsilon_{xy} + \frac{1}{2} M_x \chi_x + \frac{1}{2} M_y \chi_y + M_{xy} \chi_{xy} \right) \quad (3.10)$$

**3.2. Принципи побудови моделі підвищеної коректності, з урахуванням геометричної та конструкційної нелінійностей, з імплементацією енергетичного підходу в аналізі настання прогресуючого обвалення.**

Як було означено в розділі 1, аналізуючи вже побудовані об'єкти, та об'єкти, що тільки зводяться, в основі яких лежать розглянуті оболонки, було встановлено, що на етапі виробництва і монтажу виникають різні недосконалості. Найбільш істотним, з цих початкових недосконалостей, що здатне сприяти значному колапсу, є розкриття шва між конструктивними елементами арочної системи, яке носить дискретний характер. Дана особливість проілюстрована на рис. 3.1.

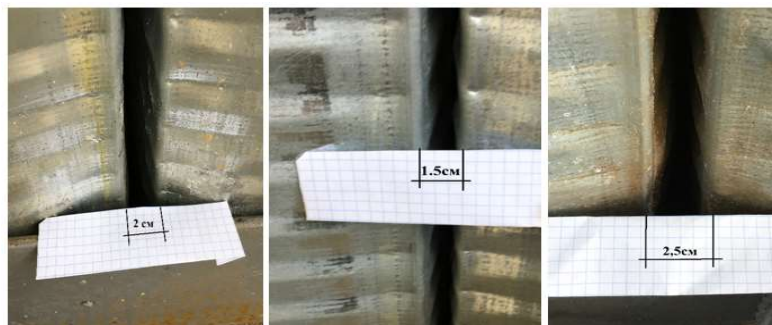


Рис. 3.1. Приклади розкриття шва між конструктивними елементами

З огляду на зазначене, СЕ модель відображає максимальні початкові віртуальні недосконалості, у вигляді відхилення кута полиць U-образного конструктивного елемента від вертикалі на  $\sim 3^\circ$ , згідно з допусками технології виробництва, що становить близько 12,5 мм, й враховуючи відхилення обох полиць спричиняє зазор, приблизно, у 23 мм.

Дане припущення, в свою чергу, зумовлює необхідність вдосконалення СЕ моделей і створення моделей підвищеної коректності, які б в повній мірі відображали жорсткість вальцьованого з'єднання розглянутих покриттів спеціального виду.

Для побудови СЕ моделі підвищеної коректності, з метою імплементації нею описаних, на початку поточного розділу, енергетичних принципів, і можливістю відображення прогресуючого обвалення, передбачається розробка спеціального алгоритму. У загальному вигляді дана процедура представлена на рис. 3.2.



Рис. 3.2. Блок-схема алгоритму обчислення НДС системи з можливістю відображення настання прогресуючого обвалення

При експлуатації зазначеного алгоритму пропонується використання нелінійних скінченних елементів. В першу чергу це використання геометрично нелінійного скінченного елемента оболонки СЕ-344, що дозволяє на кожному кроці навантаження, при побудові матриці жорсткості, здійснювати облік всіх зусиль і зміни геометрії. При цьому, матриця

жорсткості формується в системі координат «нового положення», а потім переводиться в вихідну систему за допомогою напрямних косинусів, зусилля ж обчислюються в системі координат «нового положення».

Для дослідження моделей що містять нелінійні скінченні елементи використовувався кроковий метод розрахунку. З огляду на це, на кожному кроці вирішується лінеаризоване завдання з формуванням векторів переміщень, зусиль і нових інтегральних жорсткостей по дотичному модулю для наступного кроку. Для геометрично нелінійних задач застосовується кроковий метод з автоматичним вибором кроку. Для прикладу, геометрична інтерпретація крокового методу, для випадку одновісного розтягу (стиску), представлена діаграма « $\sigma$ - $\epsilon$ » на рис. 3.3.

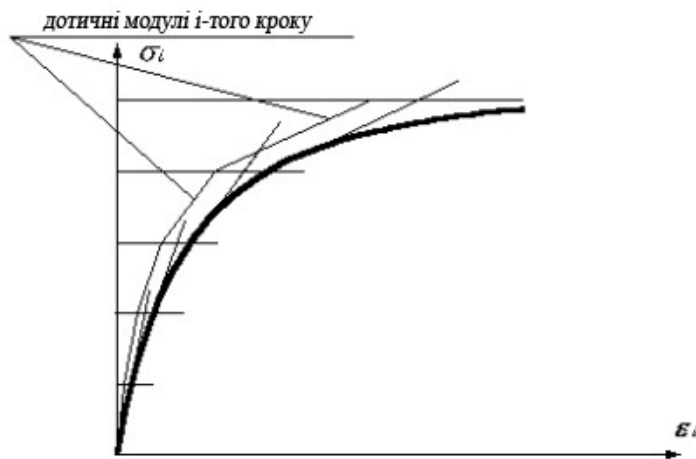


Рис. 3.3. Геометрична інтерпретація крокової методу для випадку одновісного розтягу (стиску).

Для відображення жорсткості вальцевого з'єднання виконується моделювання цієї конструктивної нелінійності шляхом використання двовузлового скінченного елемента пружної в'язі, призначеного для моделювання в'язі (рис. 3.4), яка сприймає або розтягування, або стискання вздовж місцевої осі  $X_1$ . Рішення задач з використанням СЕ пружної в'язі також проводиться ітераційним (кроковим) методом. Тобто якщо на якійсь із ітерацій (кроці) зусилля у в'язі стало більше (менше) заданого, то в'язь на наступній ітерації вимикається з роботи. На кожному кроці у кожному СЕ, моделі в цілому, визначається ЩПЕД та порівнюється з її граничним значення.

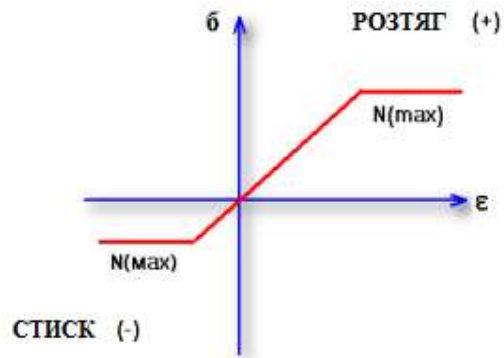


Рис. 3.4. Діаграма « $\sigma$ - $\epsilon$ » СЕ пружної в'язі (загальний випадок)

На рис. 3.5 представлена схема застосування описаних скінченних елементів в моделі оболонкової споруди спеціального виду.

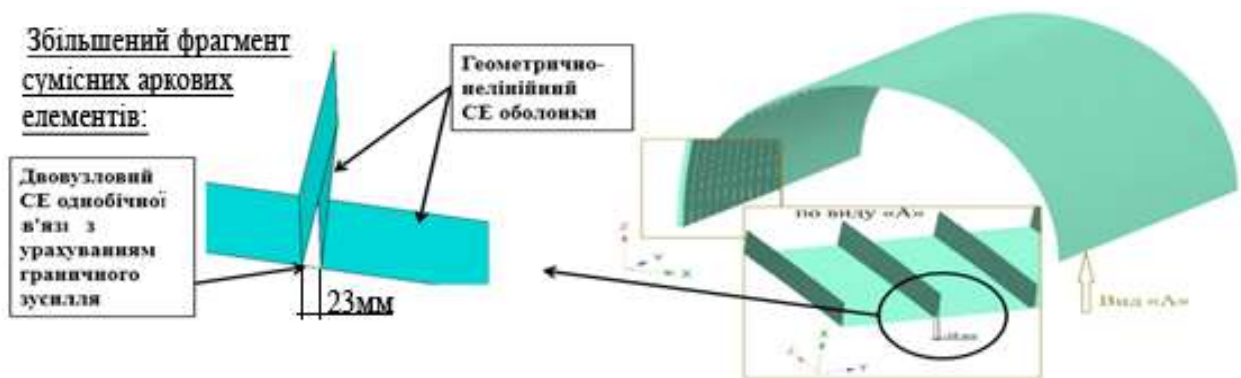


Рис. 3.5. Схема використання скінченних елементів

### 3.2.1. Експериментальне визначення характеристик жорсткості вальцьованого з'єднання

**Об'єкт дослідження** – вальцьовальні з'єднання фрагмента оболонки (складається з 2х аркових профілів розглянутого типу).

**Предмет дослідження** – характер деформування об'єкта дослідження при дії рівномірно розподіленого навантаження.

**Мета дослідження** – встановлення шляхом проведення чисельного експерименту погонної жорсткості вальцьованого з'єднання.

**Методи дослідження** – використано класичні методи механіки деформованого твердого тіла, чисельні методи будівельної механіки конструкцій, зокрема, метод скінченних елементів (МСЕ), імплементований в багатofункціональному розрахунковому програмному комплексі «ANSYS Student».

При 3D моделюванні вихідних конструктивних елементів фрагменту оболонки, використовувалися сучасні методи промислового моделювання, в ході експлуатації системи автоматизованого проектування (САПР) - «Autodesk Inventor Student», а саме параметричне моделювання. Це здійснювалося шляхом введення необхідних параметрів елементів моделі й співвідношень між ними, тобто, створили математичну модель з потрібними параметрами, змінюючи які можна створити різні комбінації моделі і тим самим уникнути помилок, роблячи необхідні корективи.

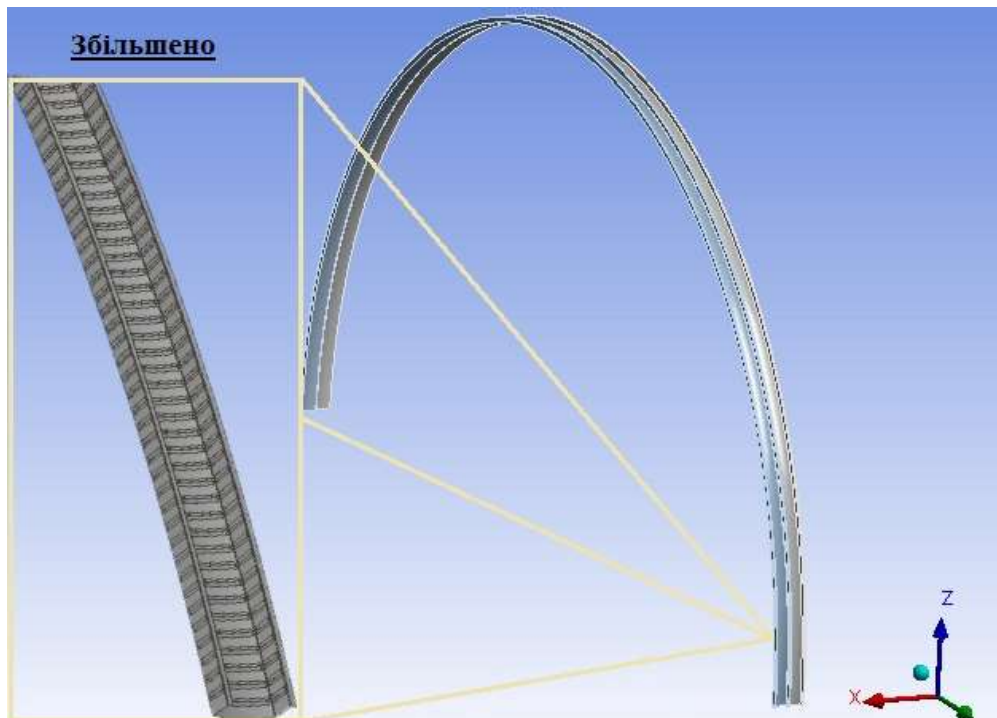


Рис. 3.6. Візуалізація розглянутого фрагмента оболонки

Використовуючи інструментарій програмного комплексу «Autodesk Inventor», були побудовані детальні тривимірні моделі двох аркових конструктивних елементів, об'єднані між собою вальцювальним з'єднанням. Детальний опис процесу побудови моделі не надається, оскільки базується на стандартних процедурах, що застосовуються при побудовах моделей такого роду, а на рис 3.6. зображена кінцева візуалізація розглянутого фрагмента оболонки з укрупненим видом основного конструктивного елемента.

Розглянутий фрагмент, шляхом стандартного імпорту просторової геометрії, був перенесений в універсальну програмну систему скінченно-

елементного аналізу «Ansys Student», для наукових і студентських, некомерційних цілей використану за безкоштовною ліцензією.

З отриманої фізичної, конструктивної моделі, стандартними інструментами ПК «Ansys», була отримана аналітична модель, з використанням скінченних елементів *SHELL181* – чотирьохвузловий скінченний елемент оболонки. У місцях обпирання були заборонені лінійні переміщення у глобальних осях X, Y, Z, що моделюють таким чином нерухомий шарнір.

Як навантаження прикладалася рівномірно розподілений тиск еквівалентну  $1.47 \text{ кН/м}^2$ . Отримана таким чином розрахункова модель представлена на рис. 3.7.

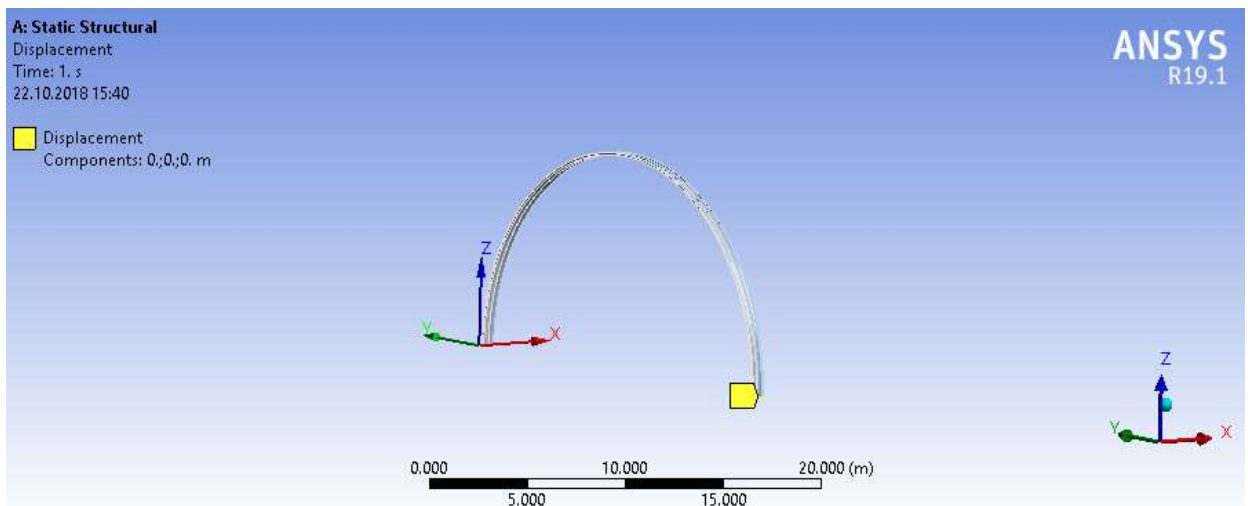


Рис. 3.7. Розрахункова модель фрагмента оболонки в середовищі ПК «Ansys»

Була проведена триангуляція розрахункової моделі. Для побудови даної розрахункової сітки був застосований метод Delaunay (триангуляція Делоне), який відноситься до методів «знизу вгору».

За допомогою даного методу спочатку будується одновимірна розрахункова сітка ліній геометрії [121], потім двовимірна сітка на поверхнях, після цього на основі отриманої сітки створюється тривимірна об'ємна розрахункова сітка.

Для автоматичного подрібнення сітки на крайках була застосована функція автоматичного подрібнення розрахункової сітки (Size Function). Було

застосоване налаштування Curvature - подрібнення сітки пропорційно кривизні поверхонь. Це дозволило подрібнити розрахункову сітку на краях не ставлячи численні подрібнення вручну, проте кут нахилу граней скінчних елементів регламентувався, його значення не було менше ніж  $15^\circ$  та більшим за  $120^\circ$ .

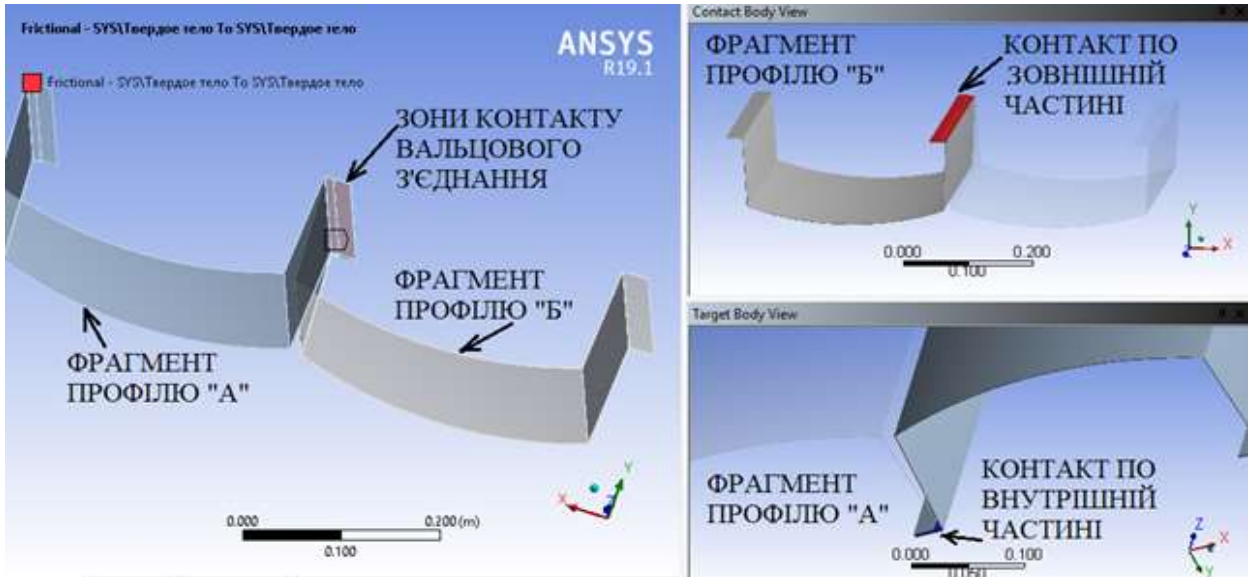


Рис. 3.8. Зони контактних поверхонь

Далі була проведена ідентифікація контактної пари, тобто були позначені зони, в яких під час деформування моделі може відбуватися контакт. Після виділення потенційних контактних поверхонь, які в наслідку відстежують кінематику процесу деформування, був призначений коефіцієнт взаємодії, що є, в даному випадку коефіцієнтом тертя «сталь по сталі» й дорівнює 0.8.

Був проведений SE аналіз зазначеного фрагмента, в ході якого вдалося встановити нормальні напруження  $\sigma$ , що виникають в вальцювальному з'єднанні, рівні 14,87 МПа.

Також встановлена залежність розкриття шва між конструктивними елементами фрагмента складовою оболонки від чинного завантаження, яка представлена на рис. 3.9.



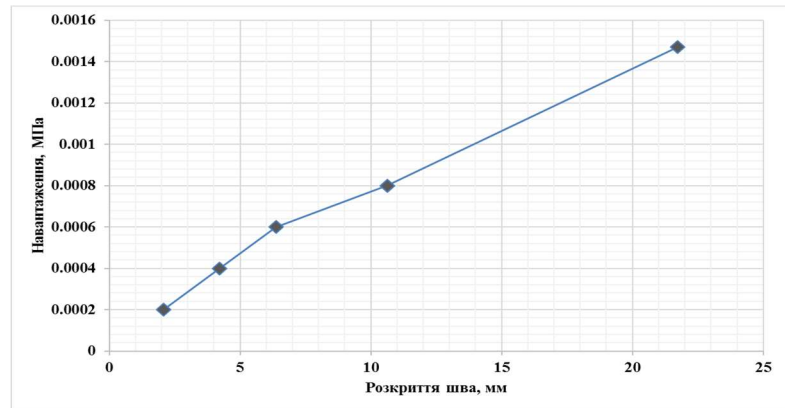


Рис. 3.9. Графік залежності розкриття шва від навантаження

### 3.2.2. Обчислювальні аспекти дослідження дискретно-континуальної моделі оболонки, з урахуванням геометричної та конструкційної нелінійностей.

Імплементуючи алгоритм обчислення НДС системи з можливістю відображення настання прогресуючого обвалення, що зображено на блок-схемі рис. 3.4, була розглянута модель короткої в плані оболонки, що має геометричні співвідношення :

-  $L = D = 2R$ , при  $R = 11.63$  метра, де  $H = R$ , де  $R$ -радіус,  $H$ -стріла підйому,  $D$ -довжина оболонки.

Моделювання проводили виходячи з таких граничних умов:

- в місцях сполучення оболонки з бортовим елементом - нерухомий шарнір, тобто заборонені лінійні переміщення по осях  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ , в глобальній системі координат;

- для зменшення розмірності моделі, конструкція самої діафрагми не моделюється, а в місцях сполучення оболонки з діафрагмою заборонені лінійні переміщення вузлів в площині діафрагми, тобто по осях  $X$ ,  $Z$ , в використовуваної глобальній системі координат;

- прикладалося рівномірно розподілене навантаження  $1.47 \text{ кН/м}^2$  (еквівалентне  $150 \text{ кг/м}^2$ );

- як погонну жорсткість для скінченних елементів односторонньої в'язі задавалося значення отримані вище.

В ході ітераційного розрахунку були визначені і проаналізовані компоненти НДС, а також послідовно побудовано енергетичний портрет (рис. 3.11) даної оболонки спеціального виду.

На рис. 3.10, показані ізополя поздовжньої сили «N» у двохвузлових скінченних елементах однобічного зв'язку.

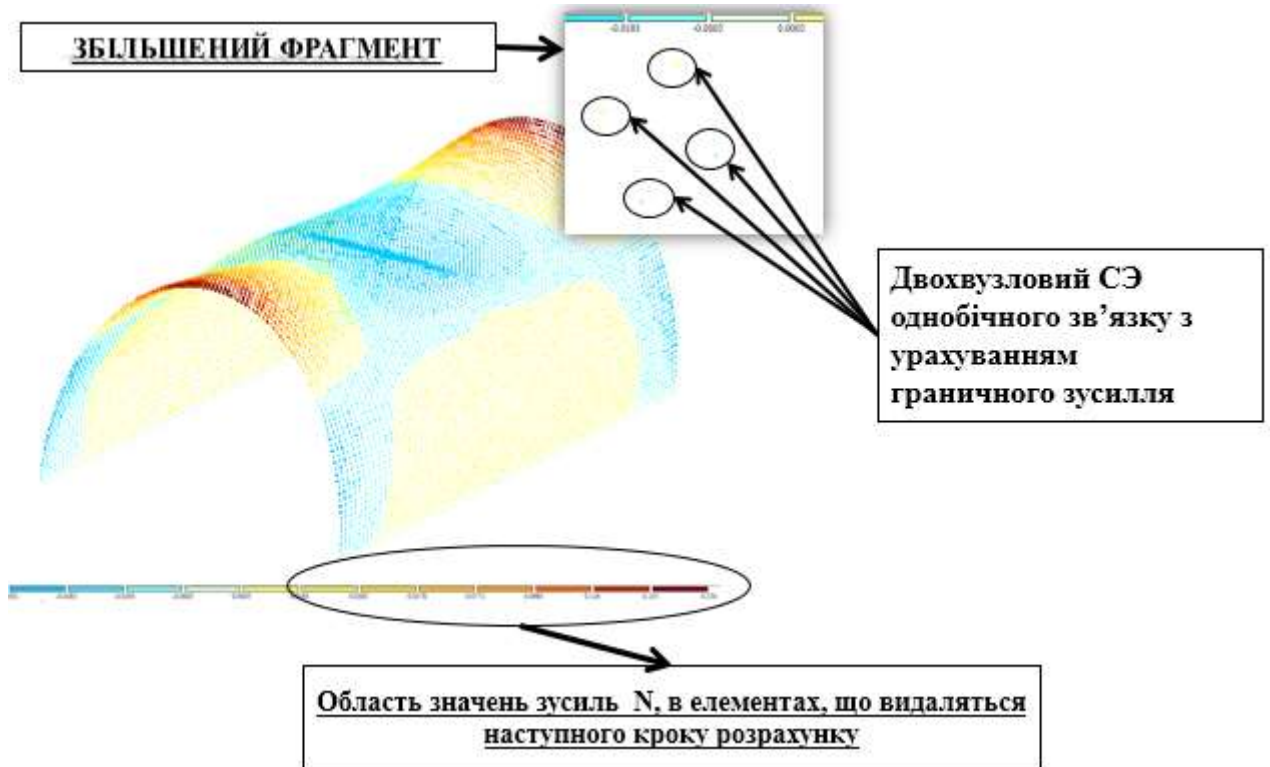


Рис. 3.10. Зусилля N в скінченних елементах однобічного зв'язку на  $i$ -тому кроці розрахунку (деформована схема).

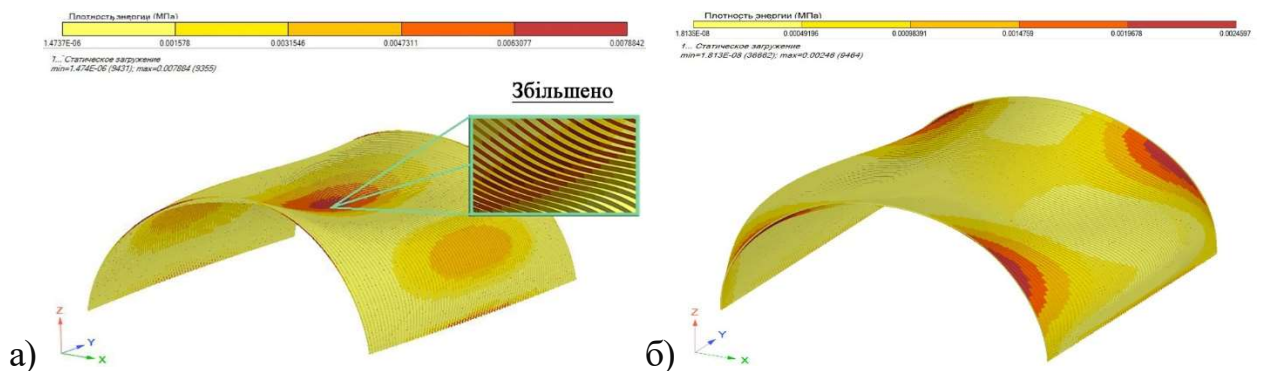


Рис. 3.11. Просторовий графік розподілення полів ЩПЕД для:  
а) першого кроку розрахунку; б) останнього кроку розрахунку

Також, для даної системи була встановлена залежність зростання ПЕД від кроку розрахунку, яку наведено на графіку рис. 3.12.

Як видно з графіка на останньому кроці розрахунку, в зв'язку з наростанням вертикальних переміщень (прогинів) даної системи, відбувається досягнення все в більшій кількості двовузлових СЕ однобічного зв'язку граничного зусилля і відбувається виключення їх з «роботи», а також спостерігається наростання значення ПЕД.

Тобто, відбувається так зване лавиноподібне усунення зв'язків, аж до граничного стану, коли система перетворюється в механізм, потенційна енергія деформації зростає і досягає верхньої межі  $U_i = \sup U$ , тобто цілком доводяться принципи, покладені на початку поточного розділу і ті що постулюються Шмуклером В.С. в [14,112-114, 123].

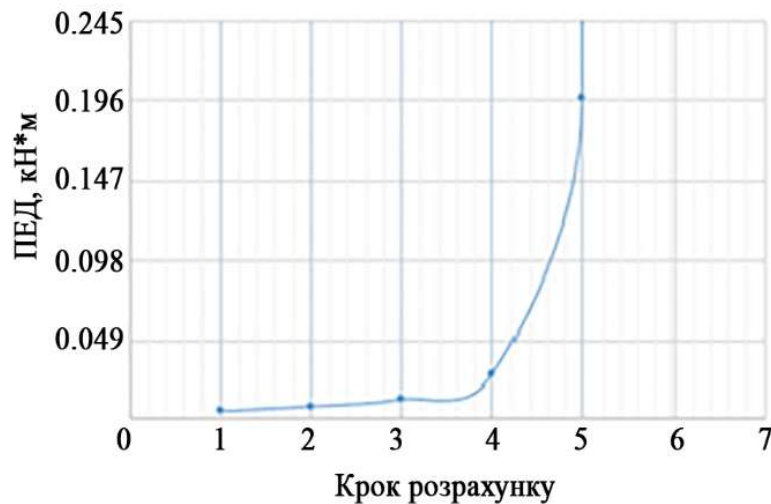


Рис. 3.12. Графік залежності ПЕД від кроку розрахунку.

Підвищена коректність притаманна даному підходу до моделювання оболонок спеціального виду, при цьому, відображає можливість настання прогресуючого (лавиноподібного) обвалення, також чудово простежується при аналізі деформованої схеми.

На рис. 3.13, наведені деформовані схеми, в масштабі, поточної розглянутої моделі (рис. 3.13-а). Моделі представляє собою суцільну ребристу оболонку (рис. 3.13-в), а також фото подібної системи (рис. 3.13-б) спеціального виду в перші секунди обвалення. Слід зазначити, що візуально за характером деформування модель, представлена на рис. 3.13-а, найбільш відповідає реальному об'єкту (рис. 3.13-б) у перші секунди обвалення.

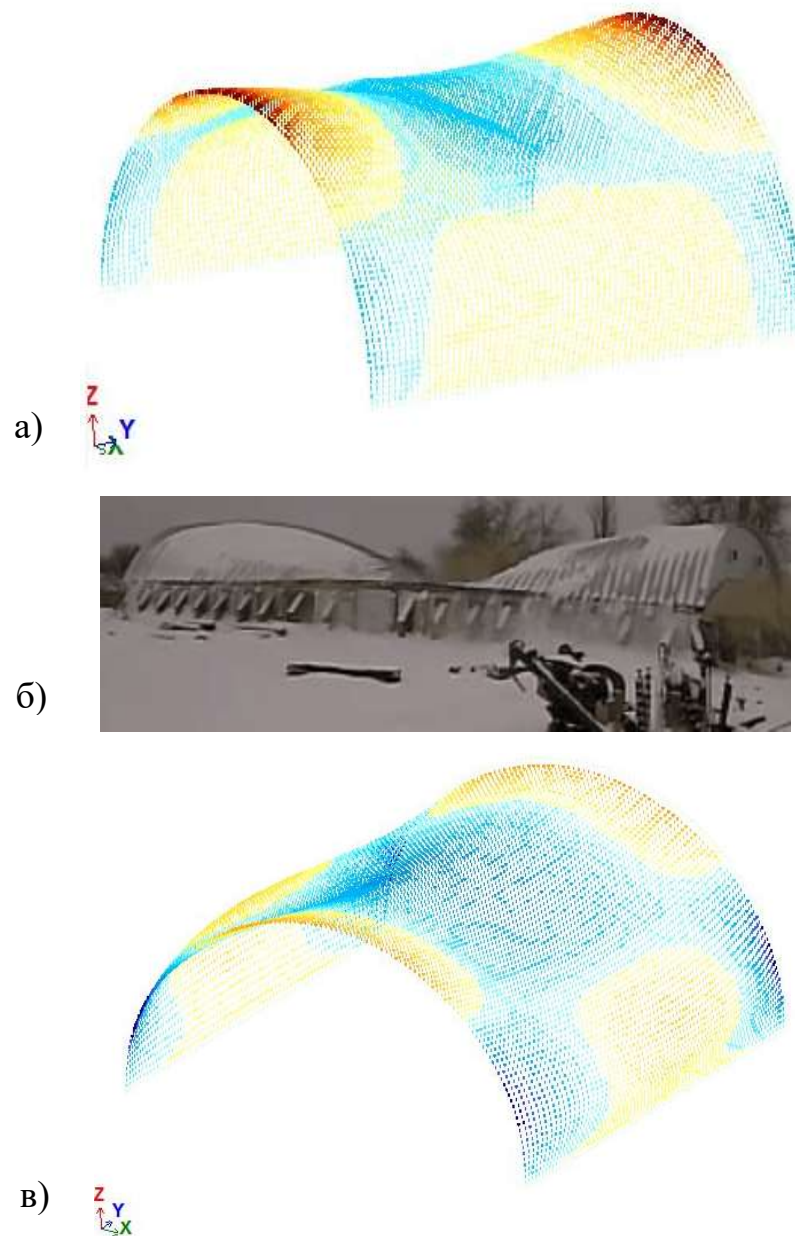


Рис. 3.13. Порівняння деформованого стану:

- а) деформована схема моделі підвищеної коректності: дискретно-континуальної оболонки (з СЕ односторонньої в'язі), на 3-му кроці розрахунку;
- б) фотофіксація системи спеціального виду, в перші секунди обвалення;
- в) деформована схема моделі ребристої континуальної оболонки.

### 3.3. Спосіб запобігання прогресуючого обвалення

Як зазначалося раніше, на ряду з необхідністю враховувати можливість прогресуючого обвалення, також важливим відкритим питанням залишаються

методи його запобігання. Особливо, це стосується розглянутих аркових систем спеціального виду, які є, по-факту, складовими оболонками. Як видно з отриманих результатів, для цього, в рамках зазначених принципів, потрібно досягти більш рівномірного (природнього) розподілення полів ЩПЕД, та мінімізувати ПЕД системи в цілому. Для цього необхідно забезпечити адекватну спільність роботи аркових конструктивних елементів.

Запропонована конструктивна реалізація, передбачає з заданим кроком установку болтових з'єднань (самонарізних шурупів з шайбою Гройвера або заклепок з шайбою), як показано на рис. 3.14.



Рис. 3.14. Запропонована конструктивна реалізація облаштування болтового з'єднання.

Ця модернізація дозволяє забезпечити спільність деформацій, і трансформувати НДС оболонки спеціального виду в НДС, близький до суцільної ребристої оболонки, отримавши тим самим дискретно-континуальну систему. Сказане підтверджується зіставленням і аналізом НДС та стійкості розрахункових моделей: суцільної ребристої оболонки, а також зазначеної дискретно-континуальної оболонки (з використанням болтового з'єднання) та її енергетичного портрета. А також, аналізом стійкості і модальним аналізом розрахункових моделей досліджуваних систем.

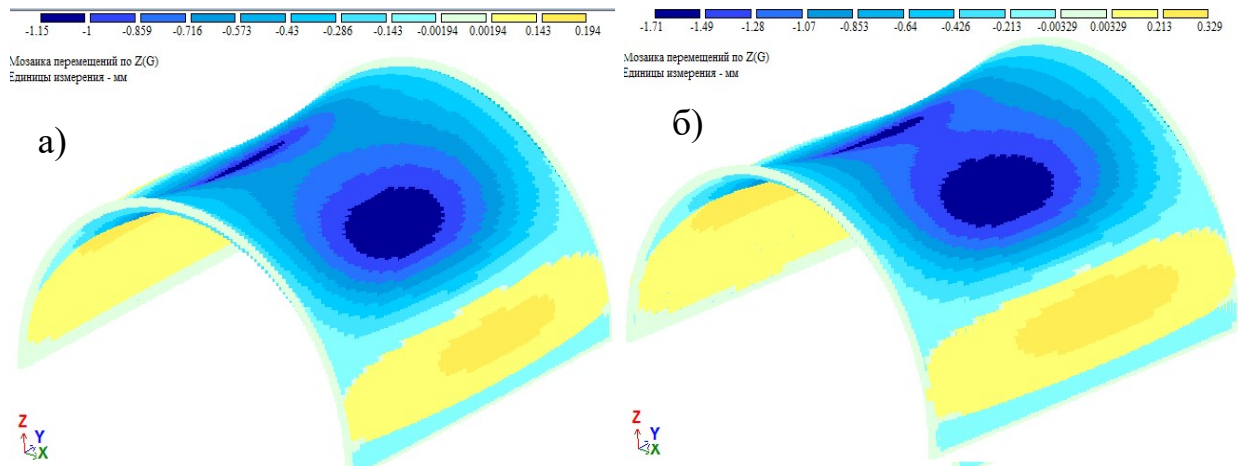


Рис. 3.15. Переміщення по вертикальній осі «Z» (мм):

- а) модель ребристою континуальної оболонки;  
 б) модель модернізованої дискретно-континуальної оболонки (з болтовим з'єднанням).

Досліджувалися моделі коротких оболонок, що мають такі геометричні співвідношення :

- $L = D = 2R$ , при  $R = 11.63$  метра, де  $H = R$ , де  $R$ -радіус,  $H$ -стріла підйому,  $D$ -довжина оболонки;
- товщина оболонки  $t = 1.2$  мм;
- у моделі ребристої оболонки товщина підкріплюючого ребра еквівалентна зведеною товщині самої оболонки, тобто  $t_p = 2t = 2.4$  мм;
- в якості моделювання болтового з'єднання, використовувався принцип наведений на рис. 3.5, однак замість СЕ 255 (двовузлового скінченного елемента однобічній в'язі) використовувався СЕ10 (універсальний просторовий стержень)  $\varnothing 6$ мм С235.
- в місцях сполучення оболонки з бортовим елементом - нерухомий шарнір, тобто заборонені лінійні переміщення по осях  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ , в глобальній системі координат;
- конструкція діафрагм не моделюється, а в місцях сполучення оболонки з діафрагмами заборонені лінійні переміщення вузлів в площині діафрагм, тобто по осях  $X$ ,  $Z$ , в глобальній системі координат. Прикладали рівномірно розподілене навантаження рівну  $1.47$  кН/м<sup>2</sup>.

В якості результатів на рис. 3.15-3.18 наведені ізополя вертикальних переміщень, по осі «Z», а також ізополя головних розтягують і стискають напружень  $\sigma_1$  і  $\sigma_3$ , відповідно.

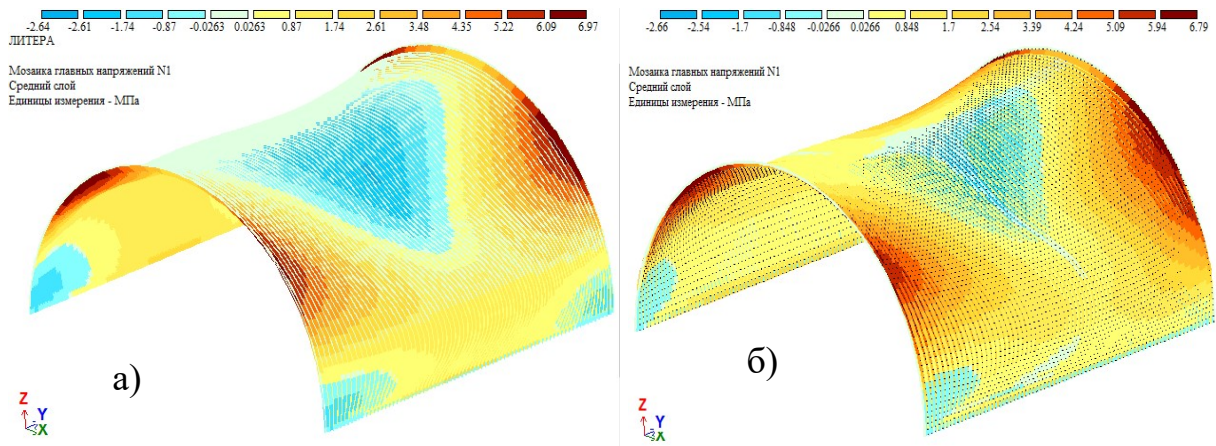


Рис. 3.16. Ізополя головних напружень « $\sigma_1$ » МПа:

- а) модель ребристою континуальної оболонки;  
 б) модель модернізованої дискретно-континуальної оболонки (з болтовим з'єднанням).

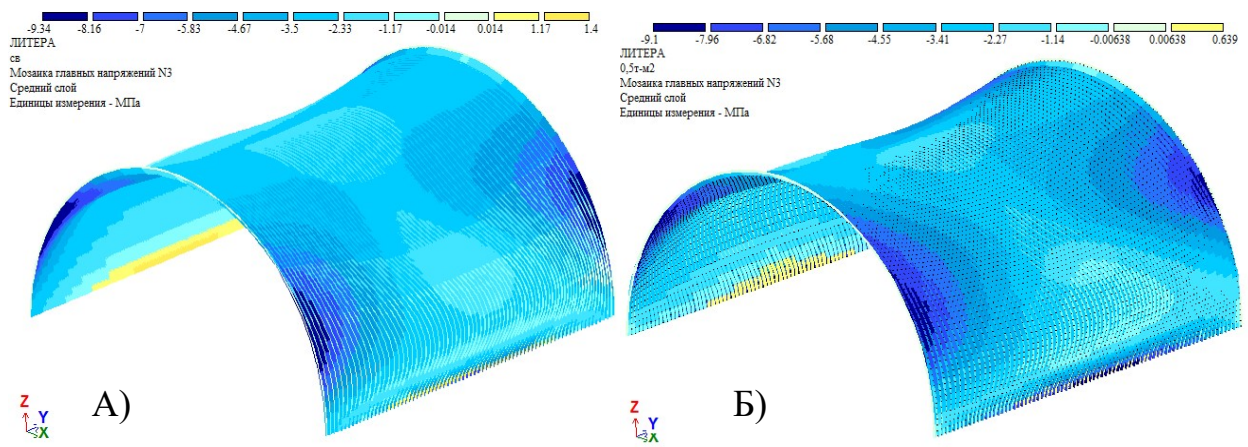


Рис. 3.17. Ізополя головних напружень « $\sigma_3$ » МПа:

- а) модель ребристою континуальної оболонки;  
 б) модель модернізованої дискретно-континуальної оболонки (з болтовим з'єднанням).

Проаналізувавши ізополя вертикальних переміщень розглянутих оболонок (рис. 3.15), відзначено, що характер розподілу і величини переміщень мають однаковий порядок. Значення розтягуючих і стискаючих напружень « $\sigma_1$ » та « $\sigma_3$ », в моделях оболонок, що досліджуються, практично

ідентично розподіляються на ізополях (рис. 3.16 – рис. 3.17) і мають однаковий порядок величин їх значень, що підтверджує дієвість запропонованої модернізації.

Для моделей оболонок, що досліджувалися, а також, для аналогічної моделі оболонки, з аналогічними габаритами і граничними умовами, але такої, що відображає можливість прогресуючого обвалення і не містить конструктивної модернізації (тобто із застосуванням СЕ однобічною в'язі), було проведено модальний аналіз і зіставлення амплітудно-частотних характеристик (АЧХ). Отримані АЧХ представлені, для зазначених моделей, в таблицях 3.1-3.3, й Додатку В (ілюстрації форм власних коливань). Зіставлення власних частот коливань систем проілюстровано на графіку рис. 3.19.

Таблиця 3.1.

Амплітудно-частотні характеристики ребристою континуальною оболонки.

№	Власні значення	Частоти		Період, С	Коефіцієнт розподілу	Модальна маса	
		РАД/С	Гц			У%	У%
1	0.055	18.312	2.916	0.343	0.149	0.066	0.066
2	0.052	19.075	3.037	0.329	0.248	0.184	0.250
3	0.039	25.460	4.054	0.247	-0.107	0.034	0.284
4	0.035	28.522	4.542	0.220	-0.112	0.038	0.322
5	0.031	32.366	5.154	0.194	-1.294	5.019	5.341
6	0.030	33.446	5.326	0.188	0.142	0.060	5.401
7	0.027	37.398	5.955	0.168	0.124	0.046	5.448
8	0.026	38.495	6.130	0.163	2.794	23.393	28.841
9	0.025	40.163	6.395	0.156	0.785	1.845	30.686
10	0.024	41.031	6.534	0.153	-0.681	1.390	32.075
11	0.024	41.561	6.618	0.151	1.166	4.071	36.147
12	0.021	46.863	7.462	0.134	0.117	0.041	36.188
13	0.021	47.200	7.516	0.133	-0.444	0.592	36.780
14	0.019	52.517	8.363	0.120	-0.051	0.008	36.787
15	0.019	52.745	8.399	0.119	0.891	2.380	39.167
16	0.019	53.248	8.479	0.118	0.285	0.243	39.411
17	0.019	53.658	8.544	0.117	0.192	0.110	39.521
18	0.018	54.142	8.621	0.116	-0.156	0.073	39.594
19	0.017	59.167	9.422	0.106	1.807	9.786	49.380
20	0.017	59.380	9.455	0.106	-0.266	0.212	49.591
21	0.017	59.521	9.478	0.106	0.098	0.029	49.620
22	0.016	64.423	10.258	0.097	-0.052	0.008	49.628
23	0.015	65.500	10.430	0.096	0.038	0.004	49.633



Таблиця 3.2.

Амплітудно-частотні характеристики оболонки з наявністю односторонніх зв'язків.

№	Власні значення	Частоти		Період, С	Коефіцієнт розподілу	Модальна маса	
		РАД/С	Гц			У%	У%
1	0.086	11.593	1.846	0.542	-0.319	0.689	0.689
2	0.079	12.586	2.004	0.499	0.339	0.478	1.167
3	0.057	17.508	2.788	0.359	-0.007	0.000	1.167
4	0.056	18.013	2.868	0.349	0.000	0.000	1.167
5	0.049	20.383	3.246	0.308	0.695	3.572	4.740
6	0.046	21.973	3.499	0.286	-0.590	3.050	7.790
7	0.043	23.398	3.726	0.268	-0.089	0.045	7.835
8	0.042	23.615	3.760	0.266	0.021	0.002	7.837
9	0.038	26.433	4.209	0.238	0.000	0.000	7.837
10	0.037	27.396	4.362	0.229	0.109	0.098	7.935
11	0.034	29.187	4.648	0.215	0.000	0.000	7.935
12	0.034	29.274	4.662	0.215	0.028	0.003	7.938
13	0.031	32.156	5.120	0.195	0.006	0.000	7.938
14	0.030	33.122	5.274	0.190	0.091	0.054	7.992
15	0.029	33.992	5.413	0.185	0.788	3.607	11.599
16	0.029	34.740	5.532	0.181	0.024	0.001	11.601
17	0.028	35.115	5.592	0.179	-0.050	0.006	11.606
18	0.028	36.318	5.783	0.173	-1.080	6.816	18.422
19	0.026	37.956	6.044	0.165	0.000	0.000	18.422
20	0.026	38.585	6.144	0.163	-0.103	0.068	18.490
21	0.025	40.361	6.427	0.156	0.001	0.000	18.490
22	0.025	40.508	6.450	0.155	-0.069	0.006	18.496

На рис. В.1-В.9. (Додаток В) ілюстровані перші три форми власних коливань, по осях «Х», «У», «Z», глобальної системи координат для кожної з досліджуваних моделей. Дані форми власних коливань показані в прив'язці до умовного переміщення 1000 одиниць.

Дана ілюстрація дає можливість переглянути які саме вузли коливаються по тій або іншій формі. Це будуть вузли з максимальним відносним переміщенням.

Таблиця 3.3.

Амплітудно-частотні характеристики модернізованої дискретно-континуальної оболонки (з болтовим з'єднанням).

№	Власні значення	Частоти		Період, С	Коефіцієнт розподілу	Модальна маса	
		РАД/С	Гц			У%	У%
1	0.051	19.788	3.151	0.317	0.063	0.019	0.019
2	0.050	19.916	3.171	0.315	-0.022	0.003	0.022
3	0.037	27.015	4.302	0.232	0.466	1.598	1.620
4	0.036	27.452	4.371	0.229	0.397	1.280	2.900
5	0.033	30.052	4.785	0.209	0.000	0.000	2.900
6	0.033	30.172	4.804	0.208	-0.012	0.000	2.900
7	0.027	37.476	5.967	0.168	0.015	0.001	2.901
8	0.027	37.564	5.982	0.167	0.000	0.000	2.901
9	0.026	38.720	6.166	0.162	-1.151	4.745	7.646
10	0.025	39.647	6.313	0.158	-1.125	6.513	14.159
11	0.025	39.865	6.348	0.158	-0.507	0.237	14.396
12	0.025	40.174	6.397	0.156	-1.090	1.399	15.795
13	0.021	46.674	7.432	0.135	0.387	0.242	16.037
14	0.021	47.588	7.578	0.132	-0.192	0.063	16.100
15	0.020	48.841	7.777	0.129	-0.010	0.000	16.100
16	0.020	48.860	7.780	0.129	0.001	0.000	16.100
17	0.020	49.229	7.839	0.128	-0.026	0.000	16.100
18	0.020	50.296	8.009	0.125	0.001	0.000	16.100
19	0.018	55.011	8.760	0.114	1.210	8.450	24.551
20	0.018	55.472	8.833	0.113	-0.008	0.000	24.551

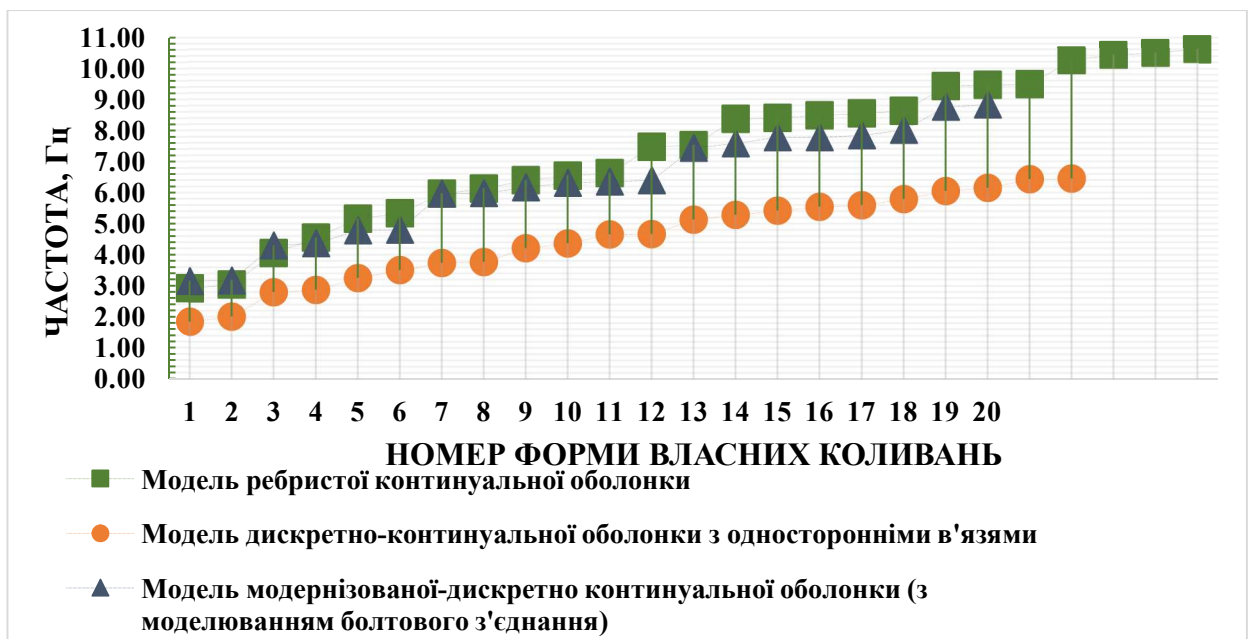


Рис. 3.18. Графік значень частот власних коливань для розглянутих моделей

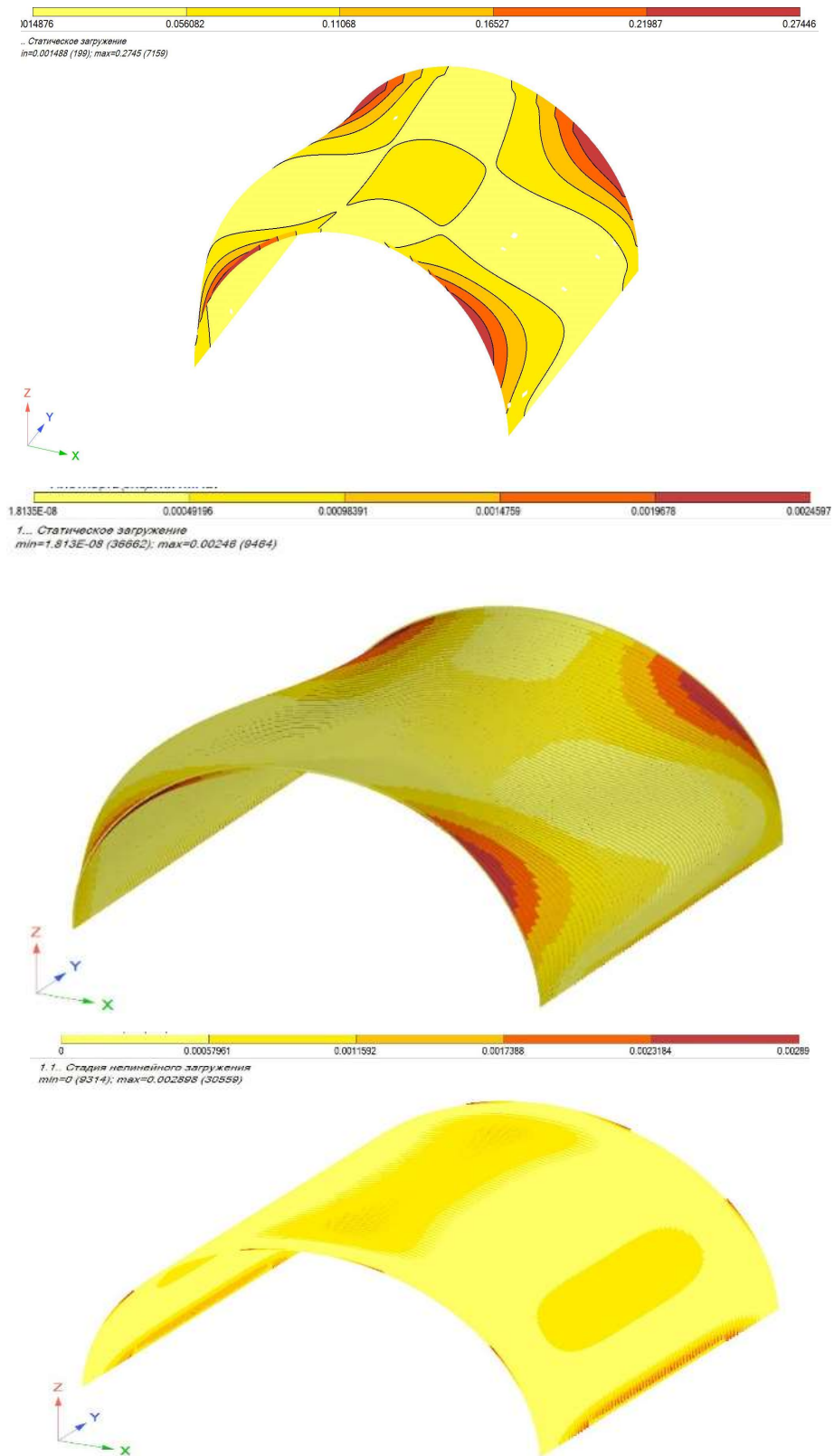


Рис. 3.19. Просторовий графік розподілення полів ЩПЕД (МПа), для:

- а) континуальна ребриста оболонка;
- б) дискретно-континуальна модель з односторонніми в'язями;
- в) модель модернізованої оболонки з болтовим з'єднанням

Як зазначалося, основним критерієм вичерпання несучої здатності оболонок є досягання верхньої межі значення ПЕД, тож для досліджуваних оболонок були визначено ПЕД, представлені на діаграмі (рис. 3.20).

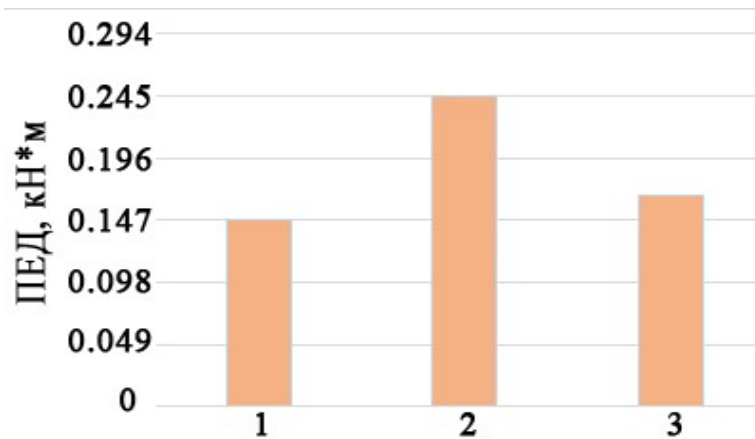


Рис. 3.20. Значення ПЕД для розглянутих моделей:

- 1 – континуальна ребриста оболонка;
- 2 – дискретно-континуальна модель з односторонніми в'язями;
- 3 – модель модернізованої оболонки з болтовим з'єднанням.

З проведеного аналізу (рис. 3.15-3.20) відзначається, що НДС систем і якісно і кількісно схожі між собою. На базі послідовного аналізу побудовано енергетичний портрет конструкції, в рамках зазначених принципів, відзначається квазі-рівномірне розподілення полів ЩПЕД, що доводить ефективність запропонованих заходів конструктивної модернізації вузлів з'єднання досліджуваних конструкцій, що забезпечують стійкість до прогресуючого обвалення.

Аналіз показав, що досліджувані оболонки – моментні. Енергія мембранної групи зусиль на останніх стадіях навантаження (перед колапсом) порівнянна з енергією моментної групи зусиль. А після конструктивної модернізації, енергія мембранної групи починає превалювати над моментною групою. Також, означене підтверджується зіставленням і аналізом НДС, амплітудно-частотних характеристик та ПЕД моделей: суцільної ребристої оболонки, а також дискретно-континуальної оболонки (з моделюванням болтового з'єднання).

### 3.4. Висновки по розділу 3

1. Імплементовано новітній енергетичний підхід якісної і кількісної оцінки можливості настання прогресуючого обвалення до металевих оболонок спеціального виду, відповідно розробленого алгоритму його впровадження.
2. Розроблені принципи формування моделей металевих оболонок спеціального виду з урахуванням фактичної жорсткості з'єднання профілів конструктивних елементів з відображенням віртуальних недосконалостей й урахуванням конструкційної нелінійності.
3. Побудовано скінченно-елементні моделі оцінювання напружено-деформованого стану та стійкості оболонок спеціального виду, з імплементацією розробленого алгоритму обчислення НДС системи з можливістю прогресуючого обвалення, й урахуванням конструкційної нелінійності та специфічності з'єднання конструктивних елементів.
4. На основі проведеного аналізу, запропоновано принципові заходи конструктивної модернізації вузлів з'єднання конструктивних елементів досліджуємих оболонок, у вигляді болтового з'єднання (самонарізних шурупів з шайбою Гройвера або заклепок з шайбою), задля попередження прогресуючого обвалення.

## РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ВЕРИФІКАЦІЯ РОЗРОБЛЕНОЇ ЧИСЕЛЬНОЇ МОДЕЛІ ПІДВИЩЕНОЇ КОРЕКТНОСТІ

Розділ присвячено верифікації розроблених чисельних моделей через проведення натурального повномасштабного експерименту, який передбачає дослідження деформованого стану металевої оболонки спеціального виду, при цьому, з урахуванням послідовності зведення, тобто за умови роботи конструкції до і після проведення конструктивної модернізації системи.

### 4.1. Мета, об'єкт і предмет дослідження

*Об'єкт дослідження* – металева оболонка покриття спеціального виду з урахуванням послідовності зведення (до і після конструктивної модернізації).

*Предмет дослідження* – характер деформування об'єкту дослідження, при дії зосередженого навантаження.

*Мета дослідження* полягала у верифікації СЕ моделі підвищеної коректності (що відображала конструкційну нелінійність), встановлення ефективності, запропонованої в розділі 3, конструктивної модернізації об'єкта дослідження, що підвищує жорсткісні характеристики системи та попереджає настання прогресуючого обвалення через вихід з ладу вузла з'єднання конструктивних елементів.

*Методи дослідження* – експериментальні неруйнівні методи натурних випробувань, математичне моделювання, в тому числі в скінченно-елементній формі, методи механіки деформованого твердого тіла.

### 4.2. Дослідження деформованого стану металевої оболонки спеціального виду від дії зосередженого навантаження.

З наведеного в розділі 1 огляду відомих випробувань означеного напрямку досліджень [4, 5, 6, 48, 65, 68, 79, 82, 85] стало відомо, що випробовувалися або поодинокі аркові профілі, або зразки, які є повнорозмірними, але все ж фрагментами, габарити яких далекі від загальноприйнятих в теорії оболонок співвідношень розмірів.

Було прийнято рішення проводити випробування на блоці оболонки спеціального виду, відокремленого від решти покриття діафрагмою жорсткості, яку виконано у вигляді аркової ферми (рис. 2.10), який також, має торцеву суцільну діафрагму з штучних матеріалів (газобетонні блоки).

Форма досліджуваного блоку, є близькою до квадратної, в плані, циліндричної оболонки покриття спеціального виду, і має лінійні розміри: прогін між бортовими елементами 22 м, довжина блоку 15.6 м, стріла підйому 8.37 м, радіус циліндричної оболонки 11.59 м. Товщина сталі основного конструктивного аркового елемента становила 1.2 мм. Дослідження фізико-механічні характеристики матеріалу наведено у параграфі 2.1.1, розділу 2 даної роботи.

Фундаменти виконано стрічкові, монолітні, залізобетонні. Згідно описаної в розділі 1 технології монтажу, блоки аркових елементів (по 5 шт.) спиралися на приварені до закладних деталей вертикальні пластини і кутники, та закріплювалися болтами. Через це вузол спірання у розрахунковій схемі був шарнірно-нерухомий.

На рис. 4.1 і рис. 4.2 представлені поперечний розріз і фото досліджуваної споруди, відповідно.

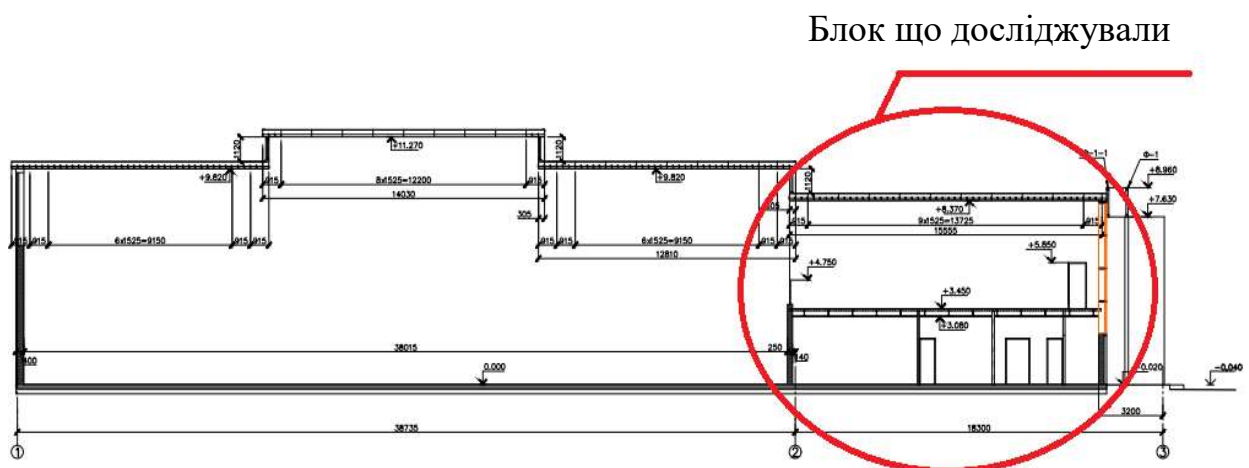


Рис. 4.1. Поздовжній розріз досліджуваної споруди



Рис. 4.2 Натурні фото споруди, що досліджували на різних етапах будівництва та експерименту;

#### 4.2.1. Система навантаження

Оболонку спеціального виду, що досліджували, навантажували зосередженим навантаженням, що прикладали в середині її довжини і прогину. Схема прикладання навантаження показана на рис. 4.3 і рис. 4.4.

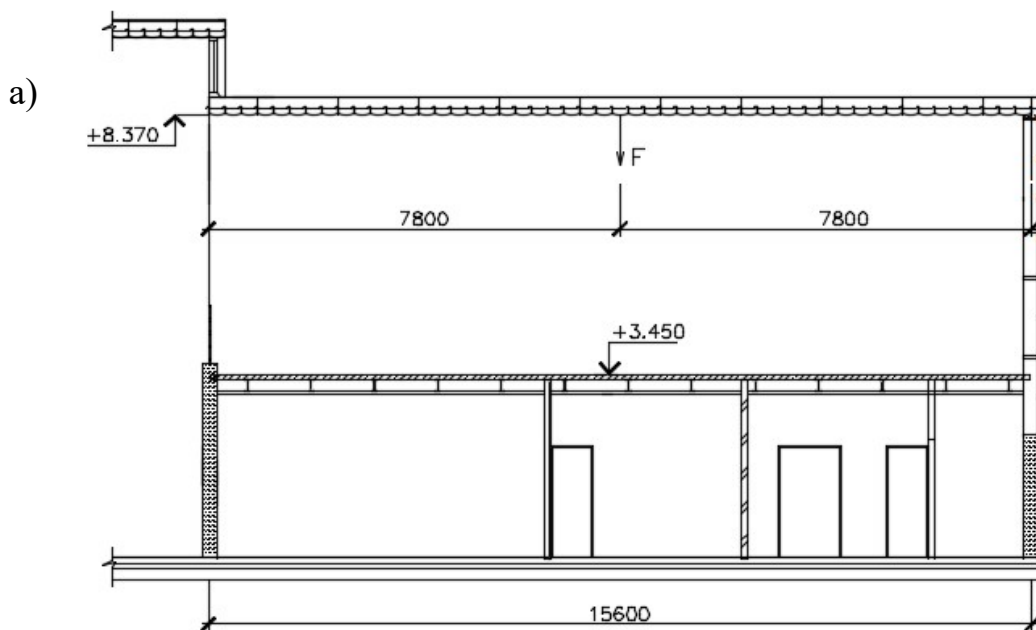


Рис. 4.3 Схема прикладання експериментального навантаження. Поздовжній розріз досліджуваного фрагмента споруди, де  $F$  - навантаження.



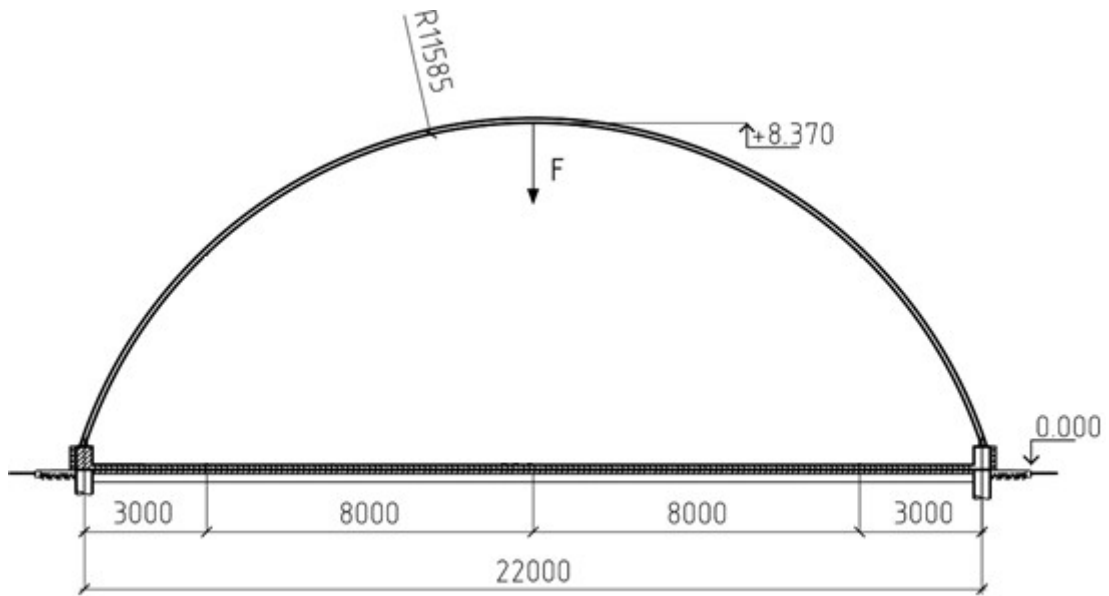


Рис. 4.4 Схема прикладання експериментального навантаження ( де  $F$  – навантаження).

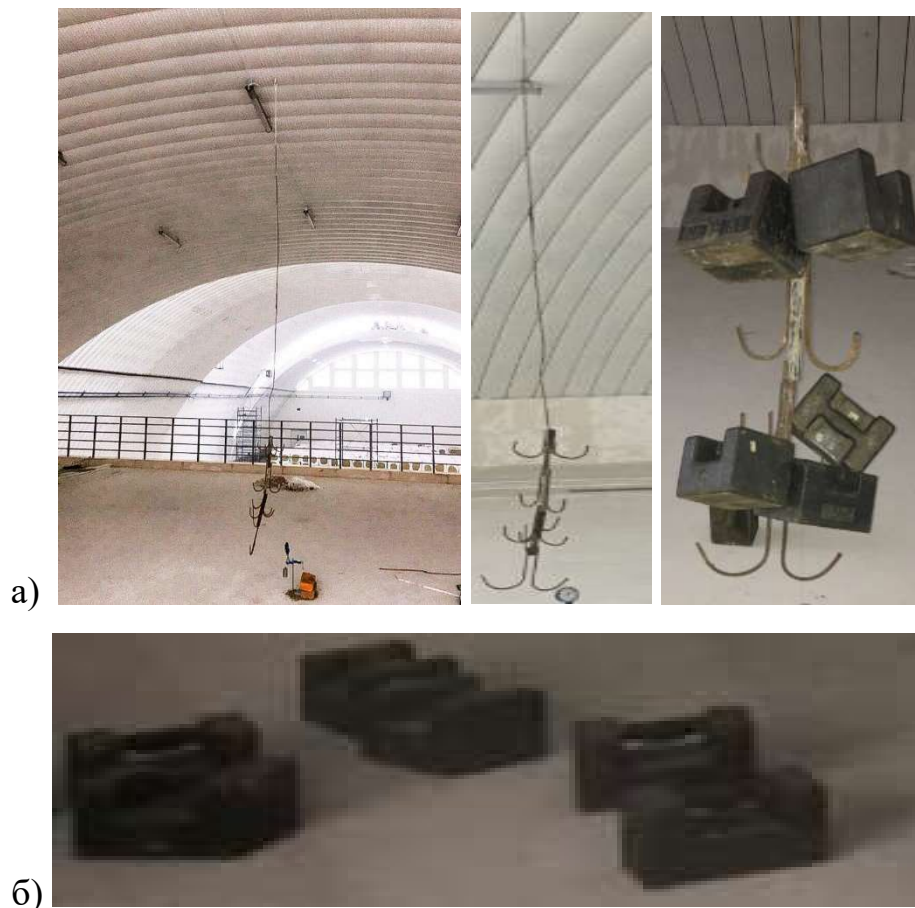


Рис. 4.5 Натурний вигляд системи навантаження:  
 а) Підвіска для забезпечення системи навантаження;  
 б) таровані вантажі системи навантаження.

Навантаження здійснювалося через жорстко закріплений в ключі покриття стержень суцільного перерізу (рис. 4.5.а), зі спеціальними відгинами-гаками на який підвішувалися таровані вантажі (4.5.б)

#### 4.2.2. Система вимірювання

Реєстрація переміщень досліджуваної конструкції здійснювалася системою прогиномірів «БПАО», з ціною поділки 0,01 мм, які підводилися до контрольованих точок об'єкта дослідження через сталеві нитки.

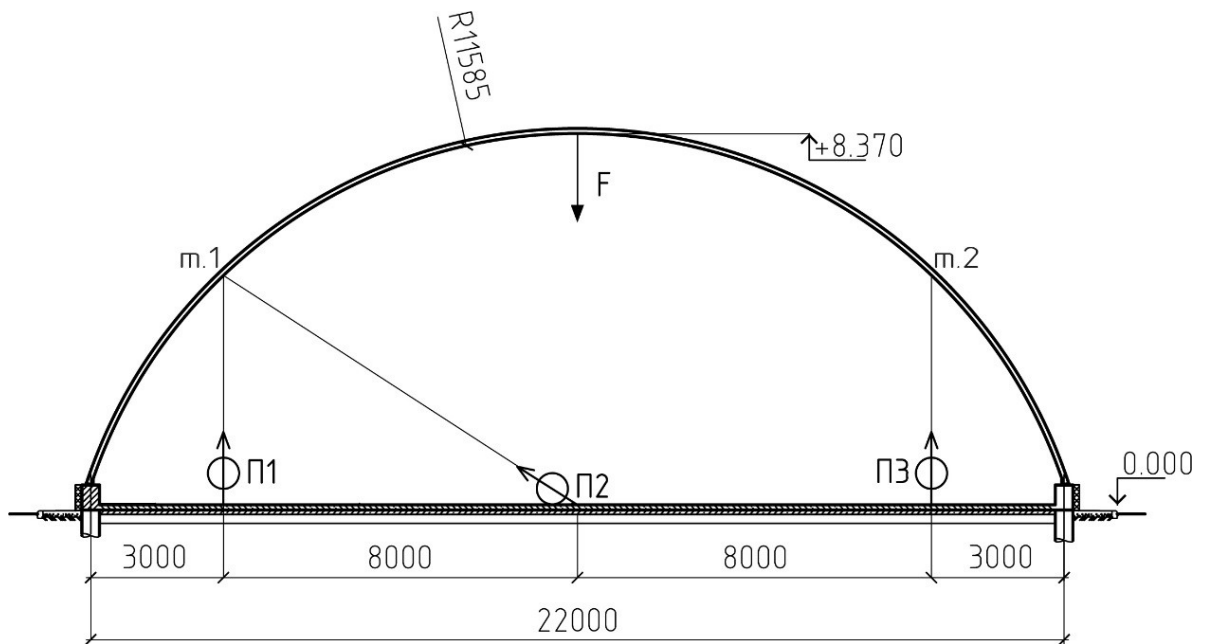


Рис. 4.6. Схема розстановки вимірювальних приладів.

Схема розташування вимірювальних приладів, а також точки, в яких здійснювався контроль переміщень, позначені на рис. 4.6. Показані на схемі прилади «П1, П2, П3» – прогиноміри «БПАО», показані на рис. 4.7.



Рис. 4.7. Прогиноміри «БПАО», з ціною поділки 0,001 мм.

### 4.2.3. Послідовність проведення експериментальних досліджень

Базуючись на проведених раніше дослідженнях і запропонованих принципах конструювання, які є також способом запобігання прогресуючого обвалення розглянутих конструкцій (розділ 3), дослідження проводили в два етапи, з урахуванням послідовності зведення конструкції покриття. Тобто, до модернізації з'єднання конструктивних елементів між собою і після проведення такої.

Згідно описаної системи навантаження, послідовно - по 20кг (вага одного тарованого вантажу), в позначеному місці, прикладали навантаження. Інтервал між ітераціями навантаження становив 1 хвилину. Після чого, згідно з описаною системою вимірювання, фіксували показання вимірювальних приладів.

Максимально прикладене навантаження склало 1.962 кН. При дії максимального навантаження конструкція перебувала 10 хв. Далі, також поетапно по 0.1962 кН проходило розвантаження досліджуваної конструкції покриття. Після завершення розвантаження також витримувався часовий інтервал 10 хв., і проводилася фіксація показань вимірювальних приладів, без чинного навантаження, для зіставлення з початковими показаннями і отриманні даних про залишкові деформації.

Послідовність проведення експерименту, а також система навантаження і вимірювання, для двох етапів (до і після проведення модернізації) даного експериментального дослідження не змінювалися.

Також, слід зазначити, що при проведенні першого етапу експерименту температура навколишнього повітря становила 26-28<sup>0</sup>С, при відносній вологості 62%, а при проведенні другого етапу експериментальних досліджень, температура – 17-21 <sup>0</sup>С, відносна вологість – 56%.

### 4.3. Аналіз та верифікація отриманих результатів

Відповідно до описаної в пункті 4.2.3, програми випробування, було проведено два етапи експерименту, враховуючи послідовність зведення досліджуваної конструкції покриття. Аналіз отриманих результатів проведено шляхом зіставлення теоретичних і експериментальних полів даних першої та другої частин експерименту (до і після модернізації).

Дані першого етапу експерименту, отримані в процесі виміру переміщень зазначених точок конструкції, представлені в таблицях 4.1–4.2.

З метою репрезентативності, результати експериментальних досліджень інтерпретовані в графічний вигляд і наочно демонструються на наведених нижче графіках. (Рис. 4.8).

Таблиця 4.1

Показання вимірювальних приладів в процесі навантаження (І етап)

Навантаження,кН		0.196	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96
Δt, хв		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Прогини, мм	П1	0.28	0.57	0.83	0.87	1.16	1.21	1.30	1.59	1.67	1.97
	П2	0.24	0.5	0.788	1.74	2.57	3.38	4.13	5.22	6.12	6.98
	П3	0.30	0.54	0.80	1.14	1.13	1.19	1.32	1.52	1.68	1.87

Таблиця 4.2

Показання вимірювальних приладів в процесі розвантаження (І етап)

Навантаження,кН		1.96	1.77	1.57	1.37	1.18	0.98	0.79	0.59	0.39	0.19	0	0
Δt, хв		10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10
Прогини, мм	П1	2.21	1.95	1.86	1.52	1.41	1.50	1.40	1.41	1.10	0.85	0.69	0.31
	П2	7.08	6.95	6.61	5.8	5.29	4.46	3.55	2.59	1.79	0.77	0.43	0.14
	П3	2.33	2.44	1.87	2.08	1.35	0.94	0.69	0.74	0.62	0.09	0.02	0.01

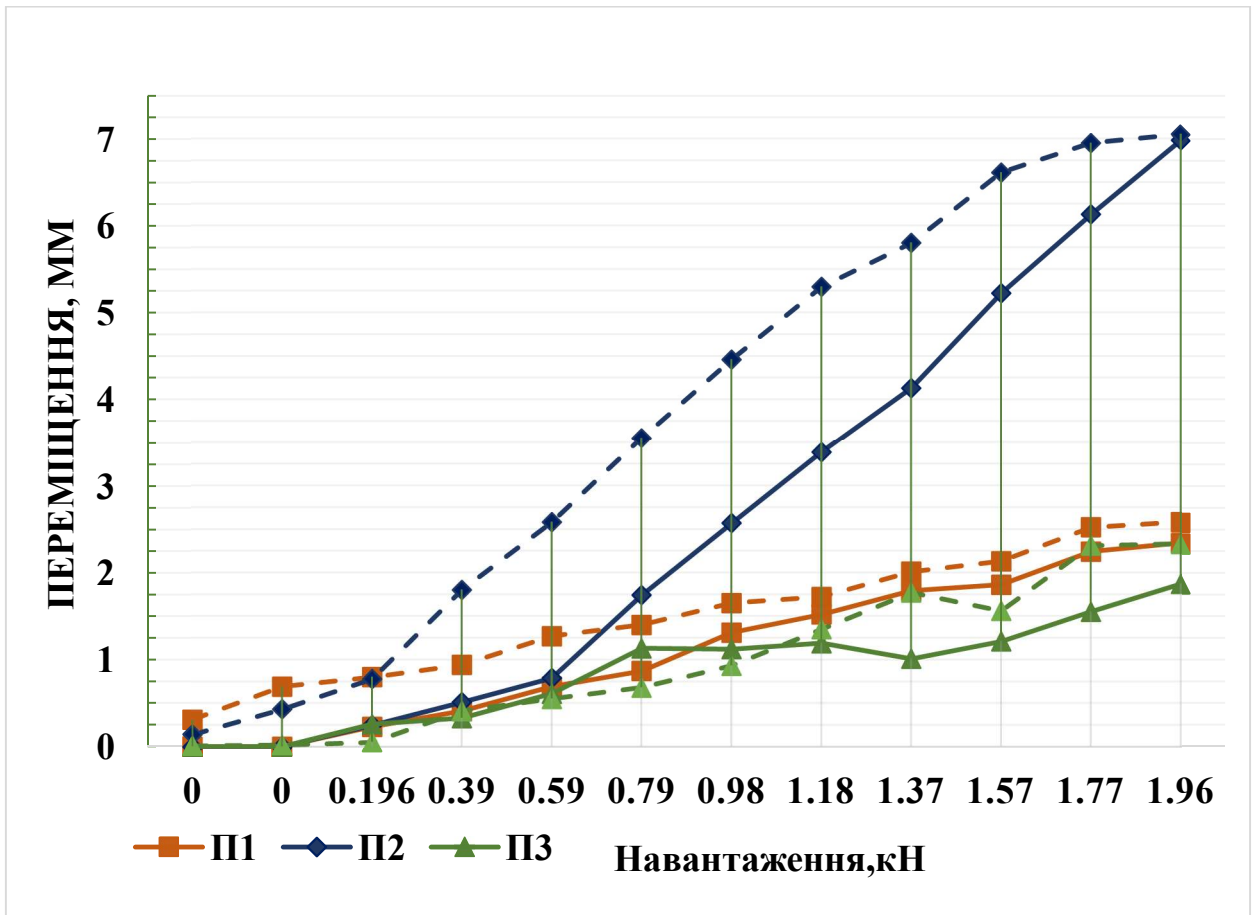


Рис. 4.8. Графік залежності переміщення контрольних точок від діючого навантаження (I етап експериментального дослідження).

Де: П1, П2, П3 – переміщення контрольних точок, при навантаженні;

П1', П2', П3' – переміщення контрольних точок при знятті навантаження.

Аналізуючи отримані результати, слід зазначити, що відповідно до даних приладів П1 і П3 (рис. 4.8 і табл. 4.1), вертикальні переміщення точок «т1» і «т2» (рис. 4.6) практично ідентичні, що свідчить про симетричність деформацій точок, які відслідковуються, і абсолютно коректно для даної системи навантаження (рис.4.4). Також спостерігаються залишкові деформації, які для точок, що відслідковуються «т1» і «т2», не перевищують 12% від максимальних.

Після проведення, запропонованої в параграфі 3.4 розділу 3, конструктивної модернізації вузла з'єднання конструктивних елементів досліджуваної системи, було проведено другий етап експериментального дослідження. Дані другого етапу експерименту, отримані в процесі виміру

переміщень зазначених точок конструкції, представлені в таблицях 4.3–4.4. Результати експериментальних досліджень інтерпретовані в графічний вигляд і наочно демонструються на наведених нижче графіках. (Рис. 4.9).

Таблиця 4.3

Показання вимірювальних приладів в процесі навантаження.

II етап експериментального дослідження.

Навантаження, кН		0.196	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96
$\Delta t$ , хв		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Прогины, мм	П1	0.26	0.28	0.30	0.33	0.35	0.38	0.39	0.43	0.44	0.47
	П2	0.28	0.30	0.31	0.34	0.37	0.38	0.39	0.44	0.45	0.47
	П3	0.22	0.25	0.28	0.34	0.35	0.38	0.40	0.45	0.46	0.51

Таблиця 4.4

Показання вимірювальних приладів в процесі розвантаження.

II етап експериментального дослідження.

Навантаження, кН		1.96	1.77	1.57	1.37	1.18	0.98	0.79	0.59	0.39	0.19	0	0
$\Delta t$ , хв		10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10
Прогины, мм	П1	0.53	0.49	0.48	0.42	0.41	0.38	0.33	0.25	0.19	0.13	0.04	0.02
	П2	0.53	0.49	0.48	0.43	0.41	0.40	0.34	0.26	0.20	0.14	0.06	0.03
	П3	0.57	0.52	0.50	0.43	0.41	0.38	0.34	0.24	0.17	0.12	0.05	0.04

Провівши аналіз отриманих результатів, зазначається, що відповідно до даних приладів П1 і П3 (рис. 4.9 і табл. 4.3), вертикальні переміщення точок «т1» і «т2» (рис. 4.6) практично ідентичні (найбільше відхилення  $\sim 15\%$ ), що свідчить про симетричність деформацій точок, що відслідковуються і абсолютно коректно для даної системи навантаження (рис.4.4).

У свою чергу, спостерігаються залишкові деформації, які для точок «т1» і «т2», не перевищують  $\sim 8\%$  від максимальних значень.

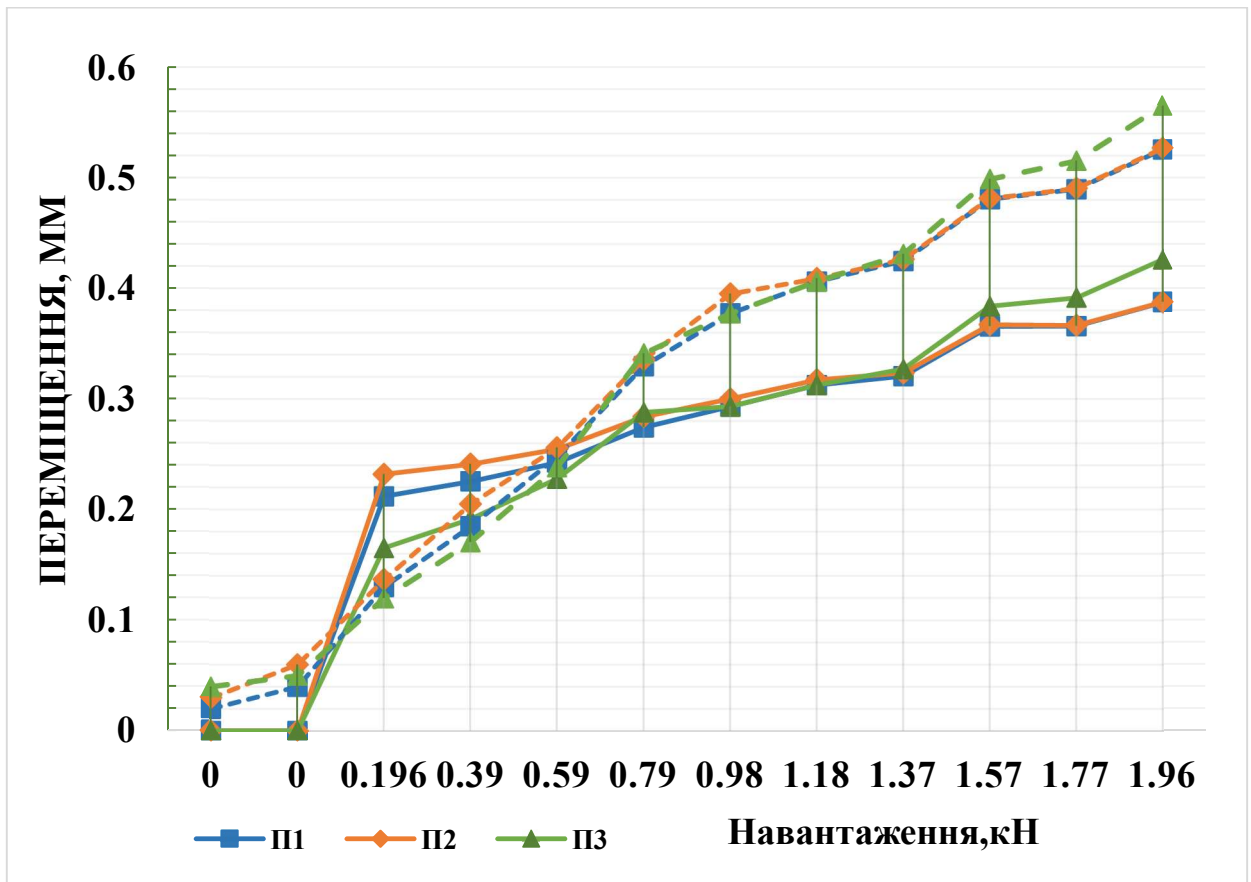


Рис. 4.9. Графік залежності переміщення контрольних точок від діючого навантаження (II етап експериментального дослідження).

Де: П1, П2, П3 - переміщення контрольних точок;

П1', П2', П3' - переміщення контрольних точок при знятті навантаження.

З метою встановлення придатності, запропонованого в розділі 3, методу конструктивної модернізації досліджуваних систем, було проведено зіставлення даних про переміщення точок що відстежуються, на різних стадіях проведеного експерименту (до і після модернізації). Ілюстровані на рис. 4.10 результати зіставлення значень переміщень відслідковуємих точок в повній мірі демонструють позитивні характеристики проведеної конструктивної модернізації. Спостерігається значне зниження переміщень в середньому на 71.21%, що наочно свідчить про поліпшення характеристик жорсткості досліджуваної системи.

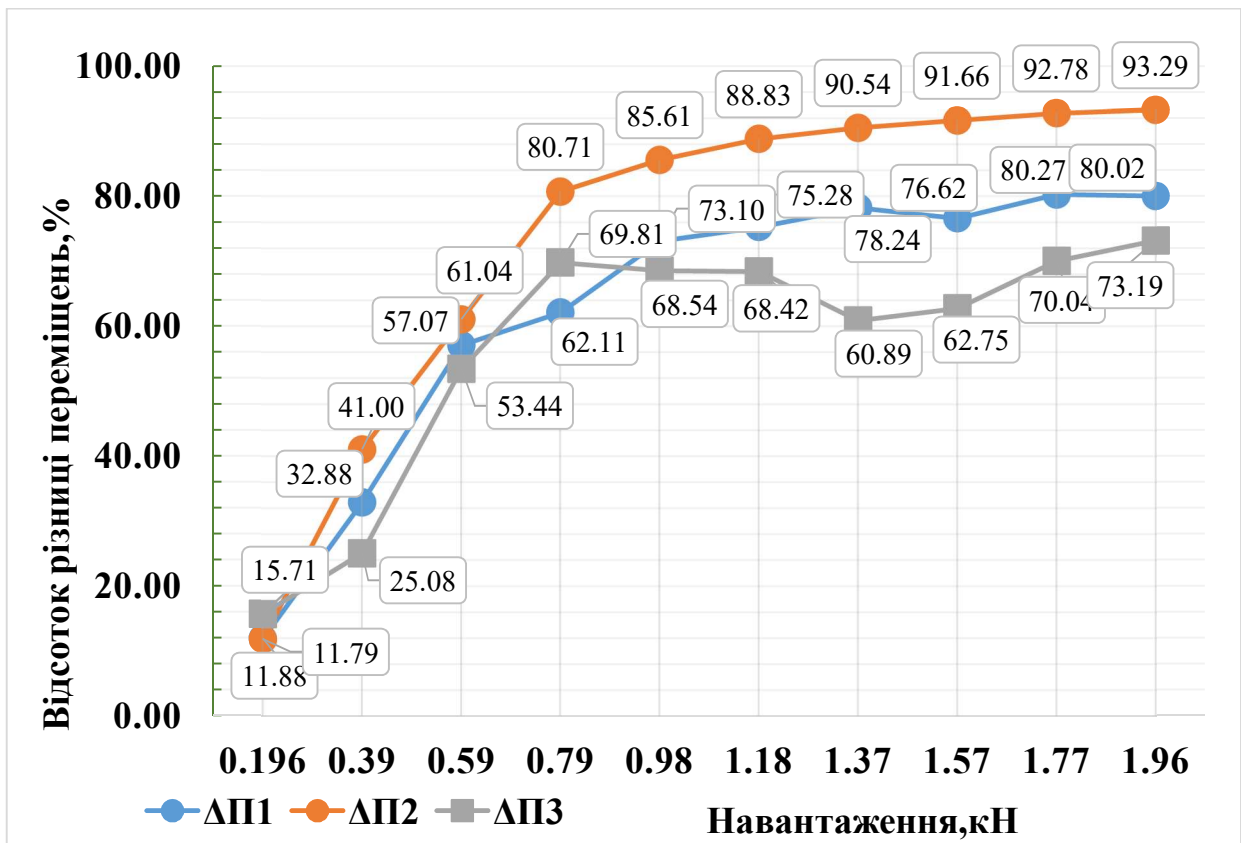


Рис. 4.10. Різниця між переміщеннями контрольних точок I-го і II-го етапів експерименту (до і після модернізації системи), В залежності від діючого навантаження.

З метою верифікації, була розроблена скінченно-елементна модель FEM-4.1 (рис. 4.11) досліджуваного блоку оболонки покриття. Модель FEM-4.1 розроблялася відповідно до описаних в розділі 3 алгоритму і принципів. Слід зазначити, що для зменшення розмірності моделі, конструкція діафрагм жорсткості досліджуваної конструкції не моделюється, а в місцях сполучення оболонки з діафрагмою заборонені лінійні переміщення вузлів в площині діафрагми, тобто по осях «X», «Z», у глобальній системі координат, що використовували. При моделюванні оболонки, застосовували наступні SE: геометрично-нелінійний універсальний прямокутний скінченний елемент оболонки, а також SE - двовузловий скінченний елемент одnobічної в'язі.

Модель FEM-4.1 складається з 46354 елементів і 28193 вузлів. У місцях сполучення оболонки з бортовим елементом моделювався нерухомий шарнір, тобто були заборонені лінійні переміщення по осях «X», «Y», «Z», в



глобальній системі координат. Всі лінійні розміри ідентичні натурній конструкції. Фізико-механічні характеристики матеріалу сталі задавалися згідно з отриманими даними (пункт 2.2.1, розділ 2).

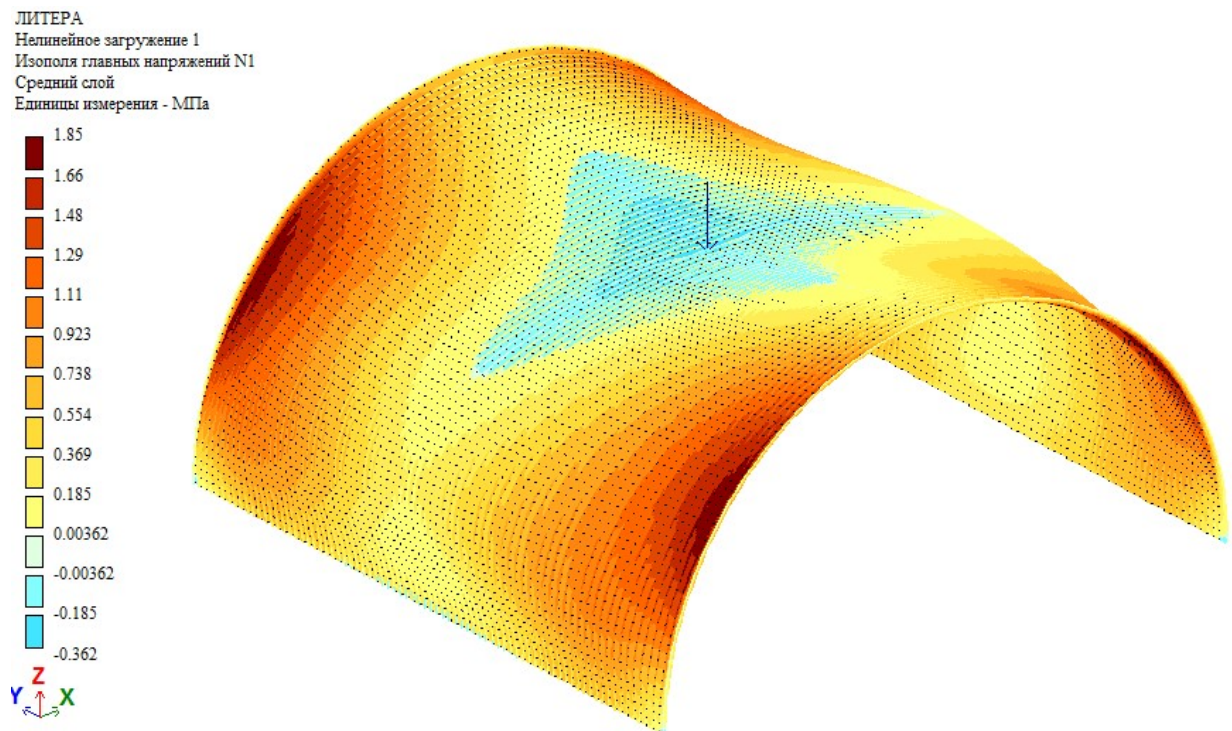


Рис. 4.11. Ізополя головних напружень N1, МПа, від навантаження 1.962 кН + власна вага. Модель FEM-4.1.

Навантаження здійснювали ідентично натурному випробуванню, по 0.1962 кН до 1.962 кН включно, з цією метою використовували кроковий метод розрахунку, описаний раніше в розділі 3. В якості параметрів, що визначають специфіку і організацію крокової процесу вирішення цієї нелінійної задачі було задано 10 «історій» (послідовностей) навантаження, до складу яких входили одне і більш завантажень, які при розрахунку послідовно прикладалися до розрахункової схеми. Тобто, перша «історія» завантаження в своєму складі мала одне навантаження  $P_1 = 0.1962$  кН, друга «історія» - два, що послідовно прикладаються, навантаження  $P_1 = 0.1962$  кН і  $P_2 = 0.1962$  кН, і так далі, до максимально прикладаємого навантаження 1.962 кН. Власна вага конструкції також враховувалася.

Контрольні точки, переміщення яких відслідковуються, т.1 і т.2 (рис.4.6), відповідають виділеним червоним вузлам 14142 і 14120 (рис. 4.12), відповідно.

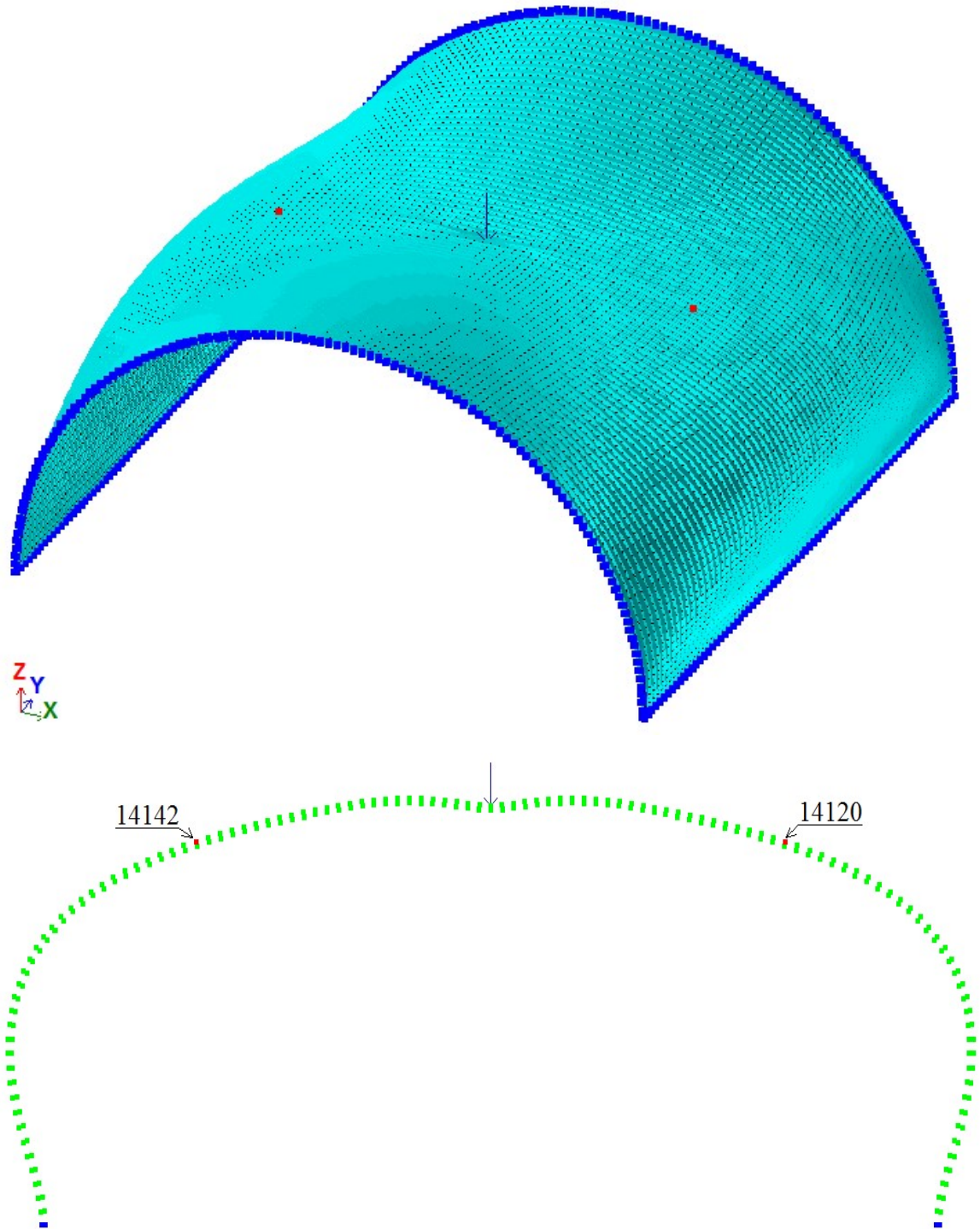


Рис. 4.12. Схема розташування вузлів. Деформована схема (в масштабі) моделі FEM-4.1.

Значення вертикальних (по осі Z) і горизонтальних (по осі X) переміщень позначених вузлів (№14142 і №14120) представлені в таблиці 4.4.

Таблиця 4.5

Значення переміщення в вузлах №14142 і №14120 моделі FEM-4.1, в залежності від навантаження.

Навантаження, кН	НАПРЯМОК ПЕРЕМІЩЕНЬ			
	по Z		по X	
	№ ВУЗЛІВ			
	14142	14120	14142	14120
0.196	-0.403	-0.403	-0.308	0.308
0.39	-0.806	-0.806	-0.615	0.615
0.59	-1.132	-1.132	-1.028	1.028
0.79	-1.167	-1.167	-1.900	1.900
0.98	-1.235	-1.235	-2.855	2.855
1.18	-1.364	-1.364	-3.799	3.799
1.37	-1.532	-1.532	-4.725	4.725
1.57	-1.725	-1.725	-5.636	5.636
1.77	-1.934	-1.934	-6.538	6.538
1.96	-2.155	-2.155	-7.432	7.432

Просторова деформована схема досліджуваної моделі FEM-4.1. з візуалізацією вертикальних переміщень (по осі Z) від дії максимально прикладаємого навантаження 1.962 кН, представлена на рис. 4.13.

Аналіз представлених полів показує їх повний якісний збіг з експериментом. Відзначається симетричність переміщень відслідковуємих вузлів №14142 і №14120 моделі FEM-4.1, відповідних точкам «т1» і «т2» (рис. 4.6). Зіставлення результатів експериментальних і теоретичних досліджень наведено в табл. 4.6-4.8.

Нелинейное нагружение 10  
Изополю перемещений по Z(G)  
Единицы измерения - мм

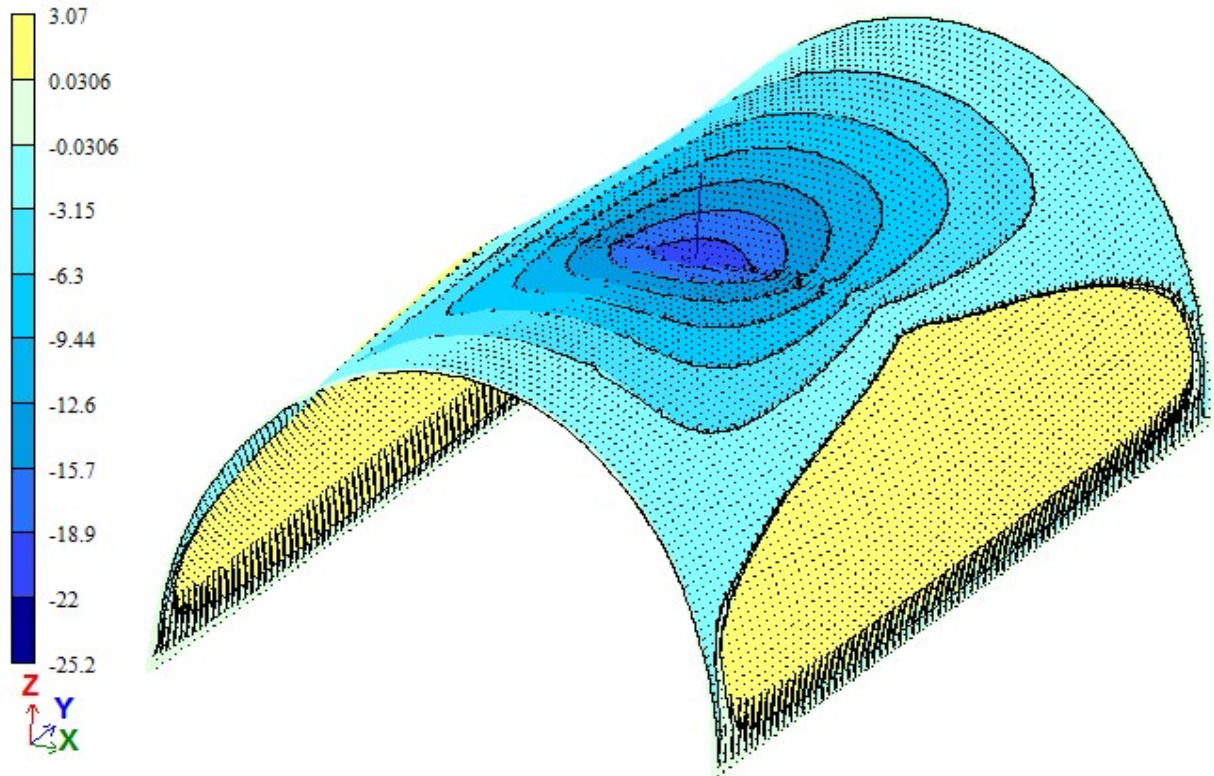


Рис. 4.13. Изополю перемещений по оси Z модели FEM4.1, від зосередженого навантаження 1.962 кН. Деформована схема (в масштабі).

Таблиця 4.7.

Порівняння значень горизонтальних переміщень в точці T1 натурної моделі і вузлі №14142 моделі FEM-4.1, в залежності від навантаження.

Навантаження, кН	вузол 14142	T1	$\Delta$	$\Delta\%$ (щодо вузла 14142)
0.196	0.308	0.243	0.061	21.025
0.39	0.615	0.502	0.104	18.420
0.59	1.028	0.803	0.240	21.896
0.79	1.900	1.740	0.160	8.443
0.98	2.855	2.568	0.287	10.059
1.18	3.799	3.384	0.415	10.926
1.37	4.725	4.130	0.595	12.598
1.57	5.636	5.221	0.415	7.364
1.77	6.538	6.129	0.409	6.259
1.96	7.432	7.005	0.451	5.742

Таблиця 4.8.

Порівняння значень вертикальних переміщень в точці T2 натурної моделі і вузлі №14120 моделі FEM-4.1, в залежності від навантаження.

Навантаження, кН	вузол 14142	T1	$\Delta$	$\Delta\%$ (щодо вузла 14142)
0.196	0.403	0.303	0.143	24.875
0.39	0.806	0.543	0.476	32.681
0.59	1.132	0.798	0.521	29.485
0.79	1.167	1.139	0.037	2.378
0.98	1.235	1.131	0.115	8.457
1.18	1.364	1.190	0.173	12.754
1.37	1.532	1.316	0.521	14.057
1.57	1.725	1.521	0.514	11.853
1.77	1.934	1.676	0.384	13.341
1.96	2.155	1.870	0.285	13.244

Аналізуючи отримані результати слід зазначити, що перевищення 15% - го порогу відмінності теоретичних прогинів від експериментальних пов'язано з віртуальними геометричними недосконаlostями конструктивних аркових елементів, які в цьому випадку позитивно вплинули на жорсткісні характеристики конструкції системи в цілому. У свою чергу, якісний збіг отриманих результатів доводить адекватність розрахункової моделі і коректність покладених в розділі 3 принципів і дає право вважати верифікацію успішною.

Аналогічно першому етапу проведення експерименту, з верифікаційною метою, була також розроблена скінченно-елементна модель FEM-4.2 (рис. 4.14) досліджуваного блоку оболонки спеціального виду.

Модель FEM-4.2, аналогічно моделі FEM-4.1, розроблялася відповідно до описаних в розділі 3 алгоритмів і принципів. Граничні умови і фізико-механічні характеристики матеріалу оболонки приймалися ідентично моделі FEM-4.1. Істотною відмінністю моделей FEM-4.1 і FEM-4.2, є використання в моделі FEM-4.2 SE просторового стержня замість SE односторонньої в'язі, для моделювання конструктивної модернізації (болтового з'єднання). А при

моделюванні основного тіла оболонки, також використовували SE 341-геометрично-нелінійний універсальний прямокутний скінченний елемент оболонки.

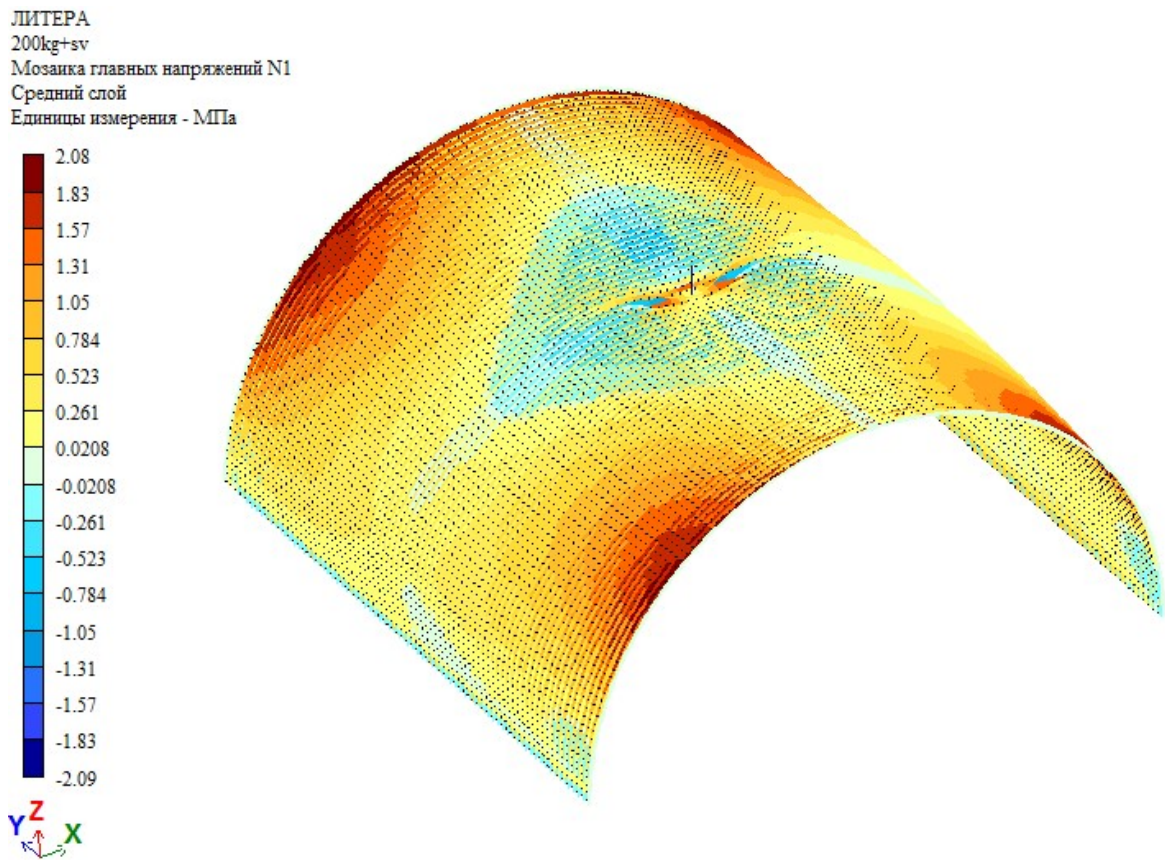


Рис. 4.14. Ізополя головних напружень N1, МПа, від навантаження 1.962 кН + власну вагу. Модель FEM-4.2.

У місцях сполучення оболонки з діафрагмою заборонені лінійні переміщення вузлів в площині діафрагми, тобто по осях «X», «Z», в використовуваної глобальній системі координат. Конструкції самої діафрагми не моделювали, щоб уникнути збільшення розмірності моделі.

Навантаження здійснювали ідентично натурному випробуванню, по 0.1962 кН до 1.962 кН включно, з цією метою використовували кроковий метод розрахунку, який використовується раніше при моделюванні моделі FEM-4.1.

Контрольним точкам, переміщення яких відслідковуються (т.1 і т.2, рис.4.6), відповідають виділені червоним вузли 14142 і 14120 (рис. 4.15).

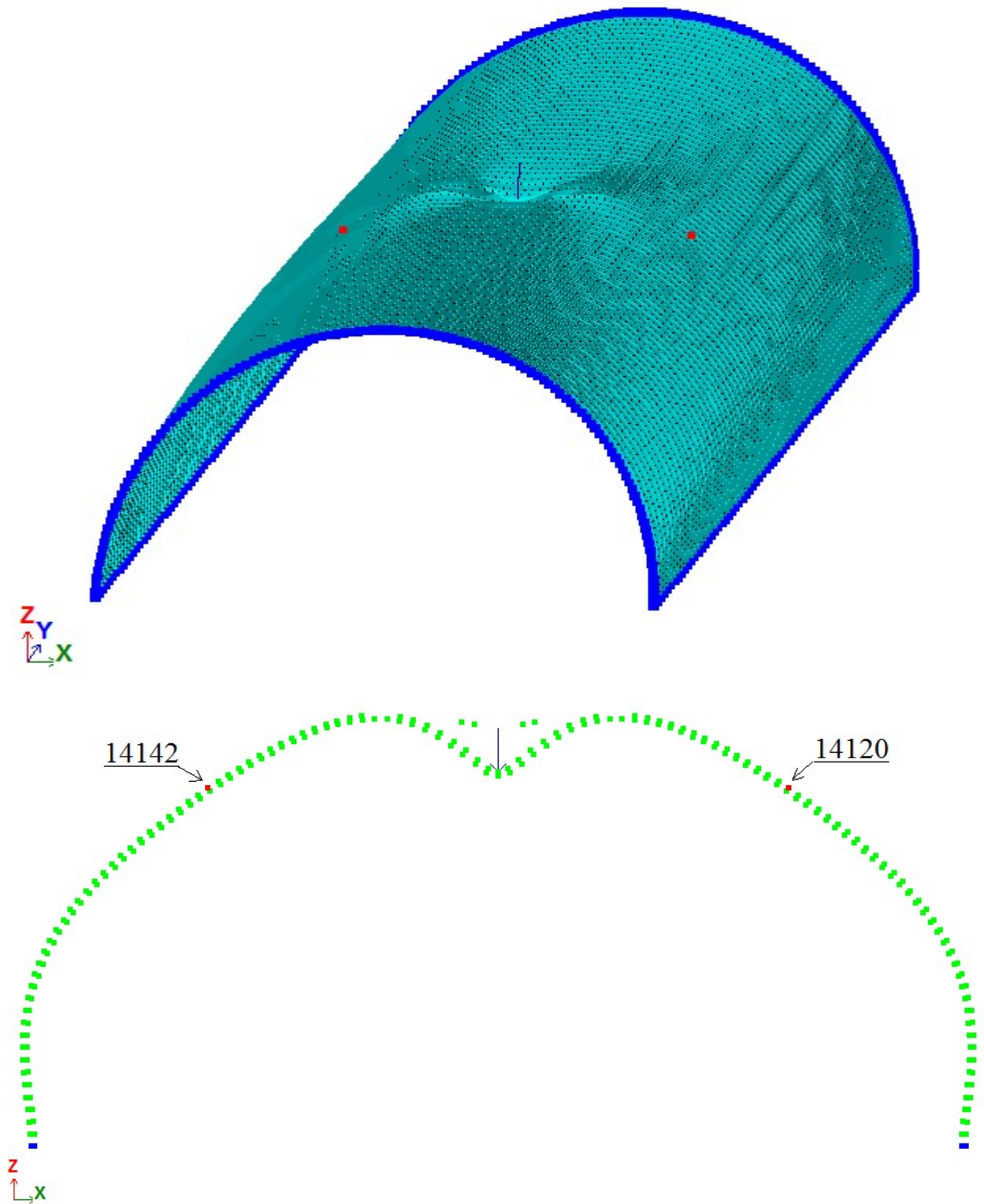


Рис. 4.15. Схема розташування вузлів. Деформована схема (в масштабі)  
моделі FEM-4.2.

Значення вертикальних (по осі Z) і горизонтальних (по осі X) переміщень позначених вузлів (№14142 і №14120) моделі FEM-4.2. представлені в табл. 4.9.

Таблиця 4.9

Значення переміщення в вузлах №14120 і №14142 моделі  
FEM-4.2, в залежності від навантаження.

Навантаження, кН	НАПРЯМОК ПЕРЕМІЩЕНЬ			
	по Z		по X	
	№ ВУЗЛІВ			
	14120	14142	14120	14142
0.196	-0.34	-0.34	0.13	-0.13
0.39	-0.36	-0.36	0.11	-0.11
0.59	-0.37	-0.37	0.09	-0.09
0.79	-0.39	-0.39	0.07	-0.07
0.98	-0.41	-0.41	0.06	-0.06
1.18	-0.43	-0.43	0.04	-0.04
1.37	-0.45	-0.45	0.02	-0.02
1.57	-0.47	-0.47	0.00	-0.00
1.77	-0.49	-0.49	-0.01	0.01
1.96	-0.51	-0.51	-0.03	0.03

Просторова деформована схема моделі FEM-4.2. з візуалізацією вертикальних переміщень (по осі Z) від дії максимально прикладено навантаження 1.962 кН, представлена на рис. 4.16.

Зіставлення результатів експериментальних і теоретичних досліджень наведено в табл. 4.10-4.12.

Поріг відмінності теоретичних і розрахункових результатів, що спостерігається, носить дискретний характер і, в основному, простежується на початковій стадії навантаження. Аналіз полів отриманих даних і результатів зіставлення, в цілому, якісно свідчить про коректність побудованої розрахункової моделі, і дозволяє вважати верифікацію успішною.



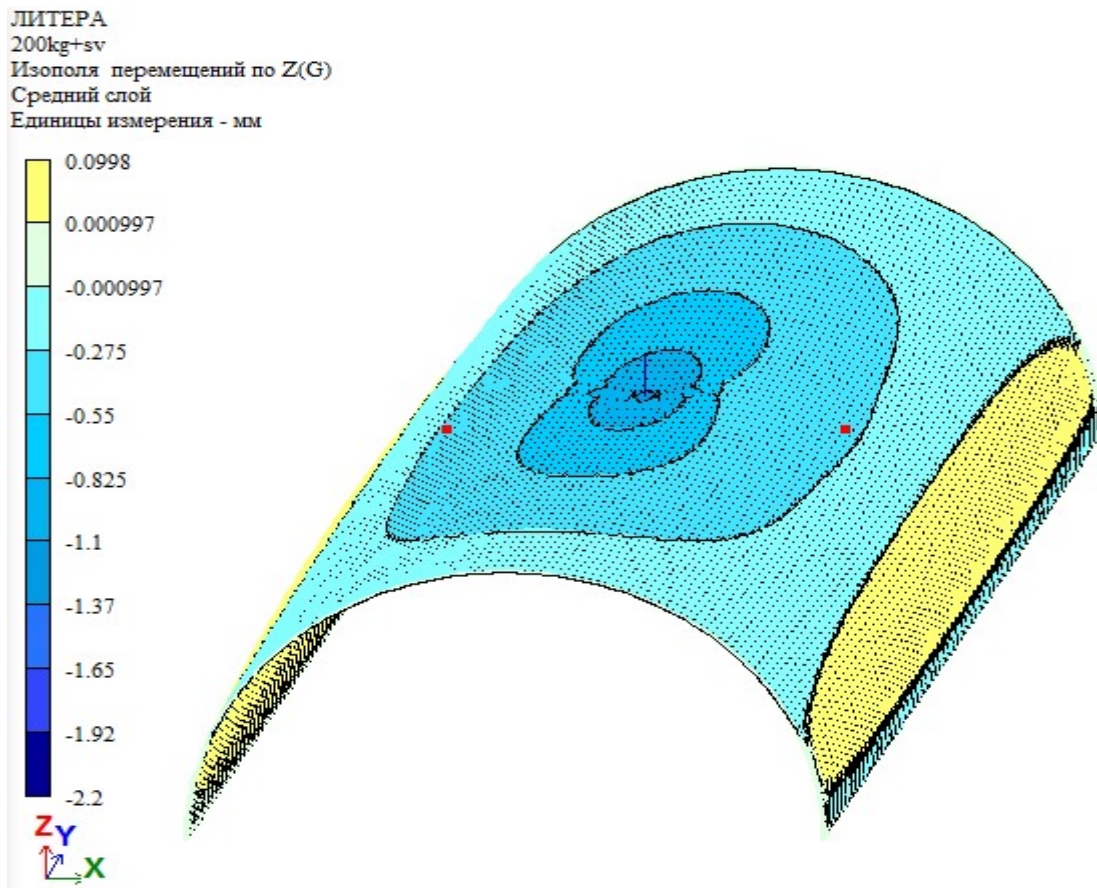


Рис. 4.16. Изополю переміщень по осі Z моделі FEM-4.2, від зосередженого навантаження 1.962 кН. Деформована схема (в масштабі).

Таблиця 4.10.

Порівняння значень вертикальних переміщень в точці T1 натурної моделі і вузлі №14142 моделі FEM-4.1, в залежності від навантаження.

Навантаження, кН	вузол 14142	T1	$\Delta$	% (Щодо вузла 14142)
0.196	0.34	0.26	0.08	23.25
0.39	0.36	0.28	0.08	22.50
0.59	0.37	0.30	0.08	21.00
0.79	0.39	0.33	0.07	16.50
0.98	0.41	0.35	0.06	15.00
1.18	0.43	0.38	0.06	13.50
1.37	0.45	0.39	0.06	14.25
1.57	0.47	0.43	0.04	8.25
1.77	0.49	0.44	0.05	10.50
1.96	0.51	0.47	0.05	9.00

Таблиця 4.11.  
Порівняння значень горизонтальних переміщень в точці Т1 натурної моделі і вузлі №14142 моделі FEM-4.1, в залежності від навантаження.

Навантаження, кН	вузол 14142	Т1	$\Delta$	$\Delta\%$ (щодо вузла 14142)
0.196	0.36	0.28	0.08	22.84
0.39	0.37	0.30	0.07	18.77
0.59	0.39	0.31	0.08	20.40
0.79	0.40	0.34	0.07	16.40
0.98	0.42	0.37	0.05	11.69
1.18	0.44	0.38	0.06	13.34
1.37	0.45	0.39	0.06	14.09
1.57	0.47	0.44	0.04	8.16
1.77	0.49	0.44	0.05	10.40
1.96	0.51	0.47	0.05	8.90

Таблиця 4.12.  
Порівняння значень вертикальних переміщень в точці Т2 натурної моделі і вузлі №14120 моделі FEM-4.1, в залежності від навантаження.

Навантаження, кН	вузол 14142	Т1	$\Delta$	$\Delta\%$ (щодо вузла 14142)
0.196	0.34	0.22	0.12	34.64
0.39	0.36	0.25	0.11	30.38
0.59	0.37	0.28	0.09	24.24
0.79	0.39	0.34	0.05	13.58
0.98	0.41	0.35	0.06	15.00
1.18	0.43	0.38	0.06	13.50
1.37	0.45	0.40	0.06	13.04
1.57	0.47	0.45	0.02	4.91
1.77	0.49	0.46	0.03	5.99
1.96	0.51	0.50	0.01	2.40

### 4. 3. Висновки по розділу 4

1. Виконана експериментальна верифікація розрахункових моделей оболонок спеціального виду, під час проведення повнорозмірного натурного експеримента. При цьому з урахуванням послідовності зведення, тобто за умови роботи конструкції до і після проведення запропонованої у розділі 3 конструктивної модернізації. Різниця між теоретичними і експериментальними значеннями переміщень склала, в середньому, 10,74%.

2. Проведено зіставлення даних переміщень досліджуваних точок конструкції від дії прикладеного навантаження до і після проведення конструктивної модернізації. Спостерігається значне зниження переміщень в середньому на 71.21%, що наочно свідчить про поліпшення характеристик жорсткості досліджуваної системи.

## РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ

Одним з головних етапів будь-якого дослідження є впровадження отриманих результатів при вирішенні реальних практичних завдань.

Розроблені принципи моделювання аркових покриттів спеціального виду, що відображають, при цьому, можливість настання прогресуючого обвалення, і методи конструктивної модернізації розглянутих споруд, отримали експериментальну верифікацію. Отримане експериментальне підтвердження і коректність його результатів, дозволило широкомасштабно впровадити результати дисертаційного дослідження в проектний і будівельний цикл підприємства ТОВ «СТРОЙ ІНЖИНІРІНГ ДЕВЕЛОПМЕНТ» - піонера вітчизняного ринку з будівництва безкаркасних споруд.

В сукупності, вищеописане, впроваджувалося при проектуванні і будівництві типових фізкультурно-оздоровчих комплексів (рис. 5.1).



Рис. 5.1. Візуалізація типового фізкультурно-оздоровчого комплексу

### 5.1. Особливості архітектурно-конструкторських рішень та аналіз напружено-деформованого стану стандартного ФОКа

Функціональні можливості комплексу досить широкі. Внутрішній простір дозволяє організувати навчальні, спортивні, спортвотреніровочні і оздоровчі. Універсальний спортивний зал дозволяє проводити спортивні заходи за різними видами спорту, при цьому за наявності вболівальників, що розміщуються на розкладних трибунах. Окрім зазначеного, ФОК може використовуватися як зал для проведення семінарів, презентацій, нарад і зборів.

Враховуючи пропускну здатність фізкультурно-оздоровчого комплексу, та можливість цілорічної експлуатації, а також те, що зазвичай подібні споруди розташовуються у густонаселених мікрорайонах, залежно від розмірів споруди їх відносять до класу наслідків (відповідальності) СС-2 або СС-3.

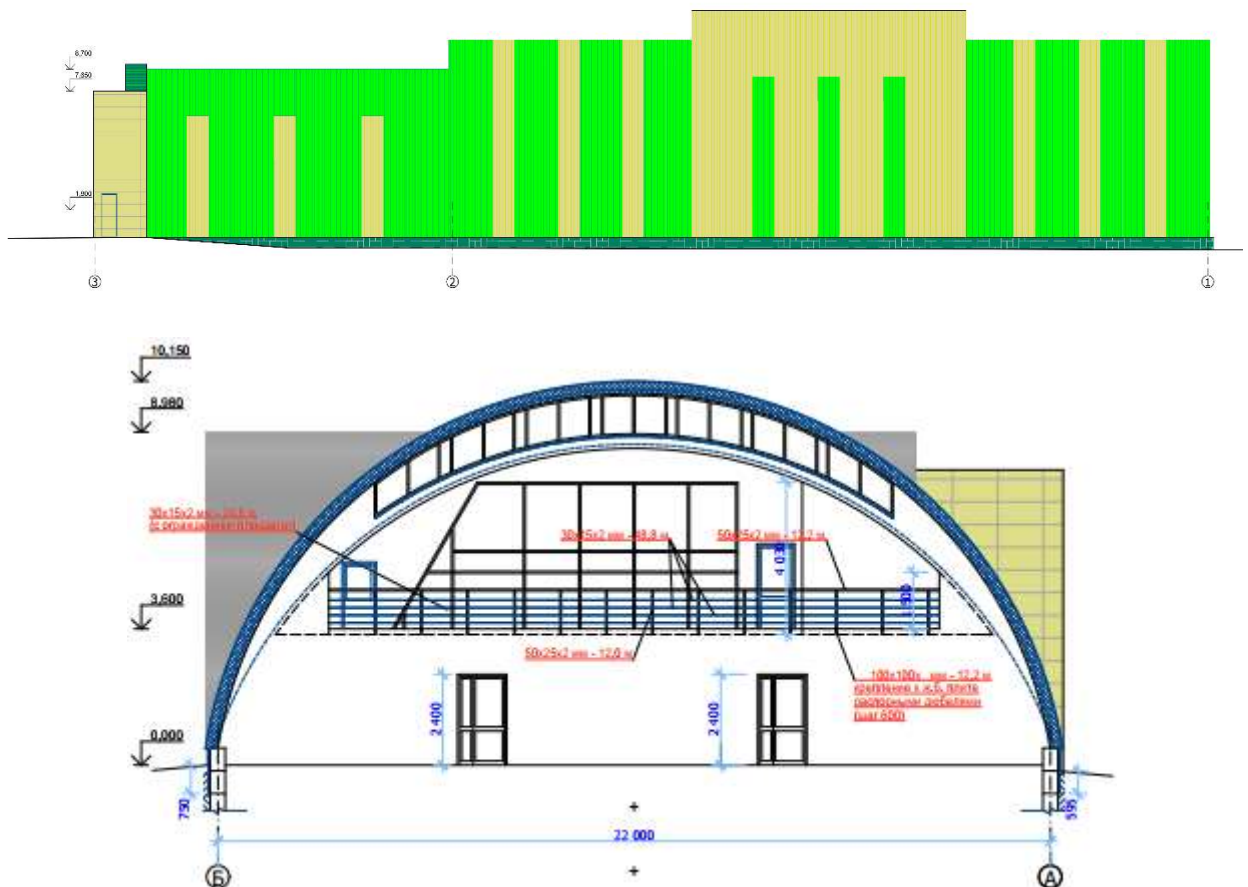


Рис. 5.2. Фасади типового фізкультурно-оздоровчого комплексу

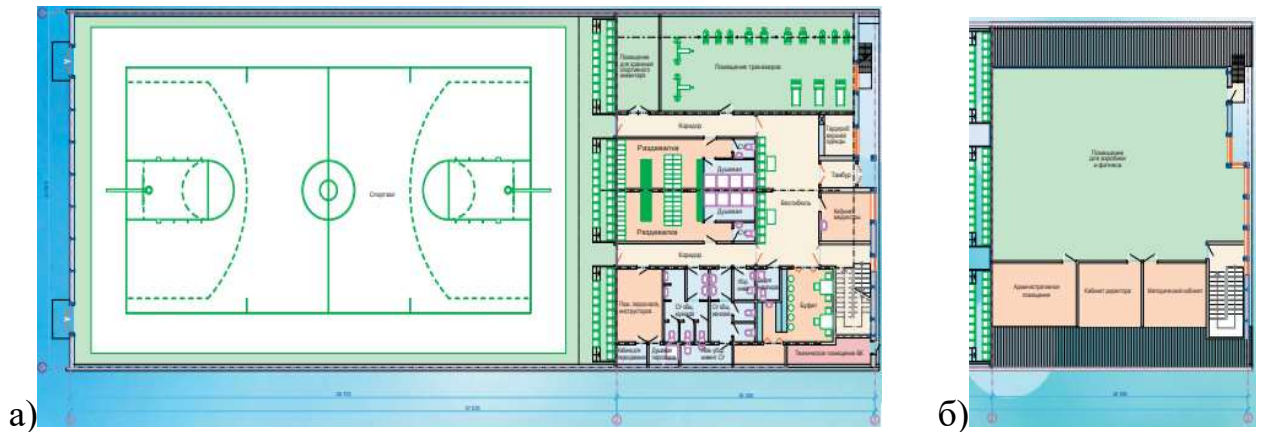


Рис. 5.3. План 1-го (а) і 2-го (б) поверхів типового фізкультурно-оздоровчого комплексу

Загальна займана площа комплексу становить 1254 м, при цьому, споруда має наступні габарити: довжина комплексу 57 м, ширина комплексу 22 м, максимальна висота 11.5 м. Як видно, з ілюстрації рис. 5.1., до складу покриття входять блоки аркових систем з різною стрілою підйому. Діафрагми жорсткості виконані у вигляді аркових ферм, що дозволяє, на місцях перепадів висот блоків, виконувати ліхтарі природного світла. Основні планувальні рішення і фасади споруди зображені на рис 5.2-5.3.

Розрахункова модель означеної споруди (рис. 5.4) була побудована з урахуванням алгоритмів і принципів, покладених в розділі 3. Розмірність розрахункової моделі склала 631890 скінченних елемента.

Збір навантажень на конструкцію було проведено відповідно до [36], сніговий район №5, вітрової район №2. Споруда була розрахована на постійні (власна вага, вага конструкції утеплення і тд.) та змінні (в даному випадку, сніг і вітер) навантаження.

Розрахунок проводився за двома групами граничних станів. Відповідно, визначалися розрахункові та експлуатаційні значення навантажень ( $j_{fm}$  і  $j_{fe}$ ). Відповідно до зазначеного вище, навантаження на оболонку прийняті:

- снігове навантаження  $S_r = 1.63 \text{ кН/м}^2$ ;
- вітрове навантаження  $W_r = 0.43 \text{ кН/м}^2$ .
- власна вагу металевого профілю, виконаного зі сталі з об'ємною вагою

7800кг/м<sup>3</sup>.

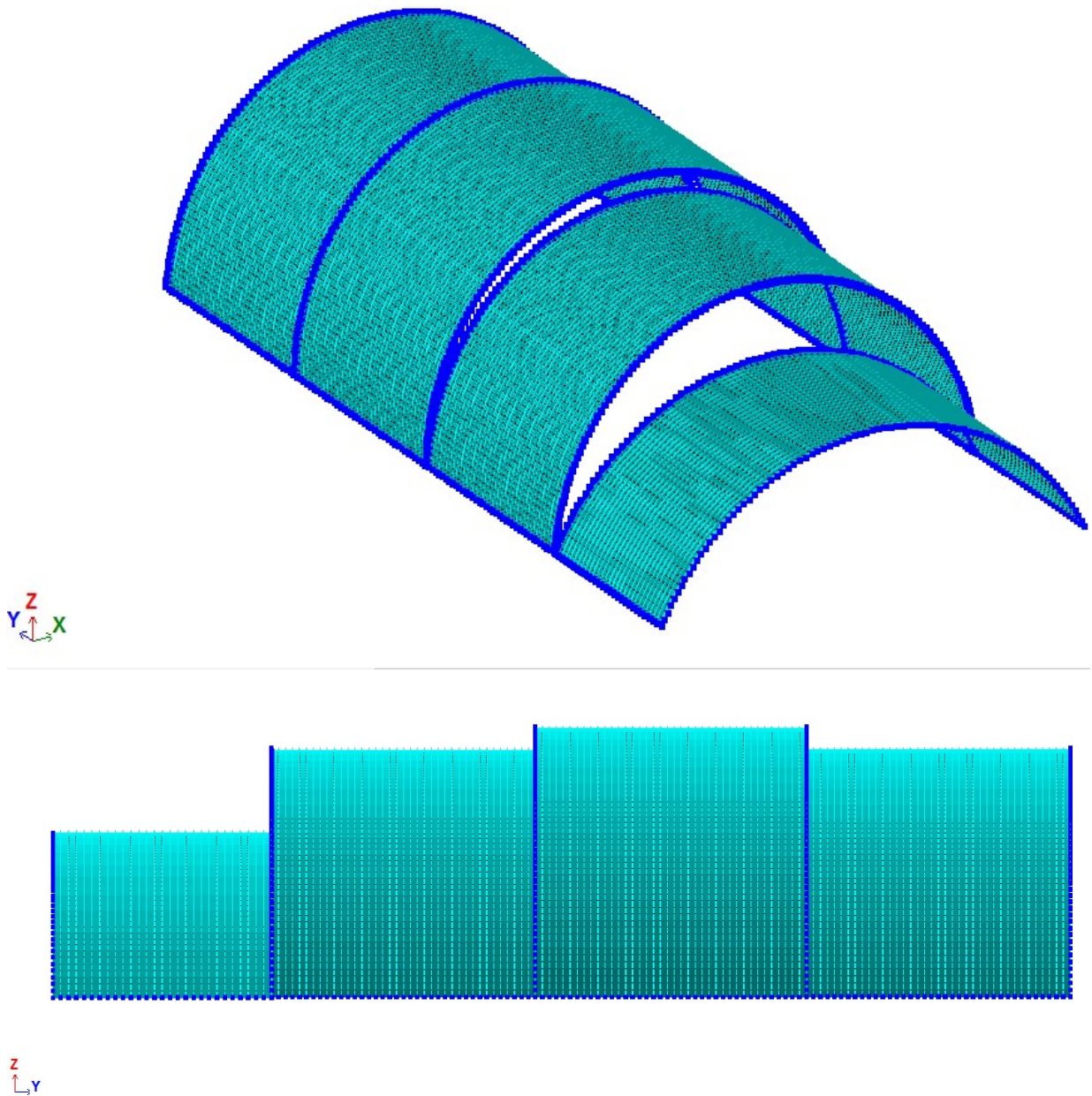


Рис. 5.4. Скінченно-елементна модель типового фізкультурно-оздоровчого комплексу

На підставу цього змодельоване 4 завантаження:

- ✓ Власна вага;
- ✓ Сніг1 - рівномірно розподілена снігове навантаження;
- ✓ Сніг2 - нерівномірно розподілена снігове навантаження;
- ✓ Вітер.

На підставі цих завантажень було сформовано 10 розрахункових сполучень навантажень РСН (4 перших основних і 6 друге основних поєднання), а також

сформована таблиця розрахункових сполучень зусиль РСУ. Аналіз переміщень і діючих навантажень на кожен СЕ проводився на підставі розрахунку по РСН, а перевірка критерію міцності - по РСУ.

Таблиця 5.1

Коефіцієнти розрахункових сполучень зусиль РСН.

№ сочетания	1. Постоянное	2. Снег1	3. Снег2	4. Ветер	Имя столбца коэффициента сочетаний
1	1	1	0	0	1 основное
2	1	0	1	0	1 основное
3	1	0	0	1	1 основное
4	1	0	0	0	1 основное
5	1	0.9	0	0.9	2 основное
6	1	0.9	0	0	2 основное
7	1	0	0.9	0.9	2 основное
8	1	0	0.9	0	2 основное
9	1	0	0	0.9	2 основное
10	1	0	0	0	2 основное

З проведеного розрахунку визначені основні компоненти НДС споруди що досліджували, та побудовано її енергетичний портрет.

Мозаика перемещений по Z(G)  
Средний слой  
Единицы измерения - мм

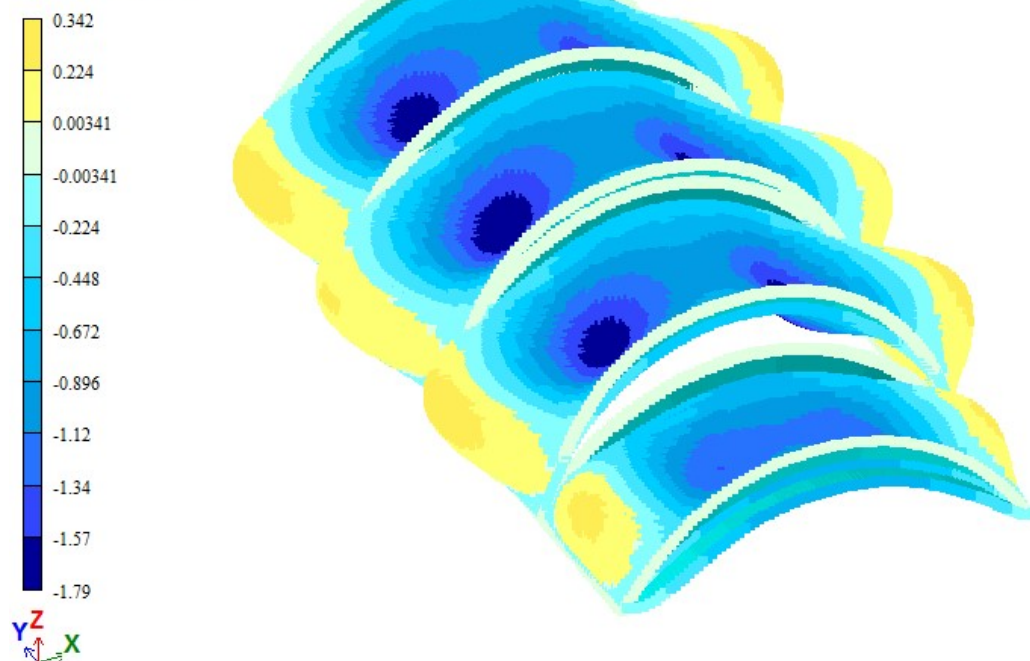
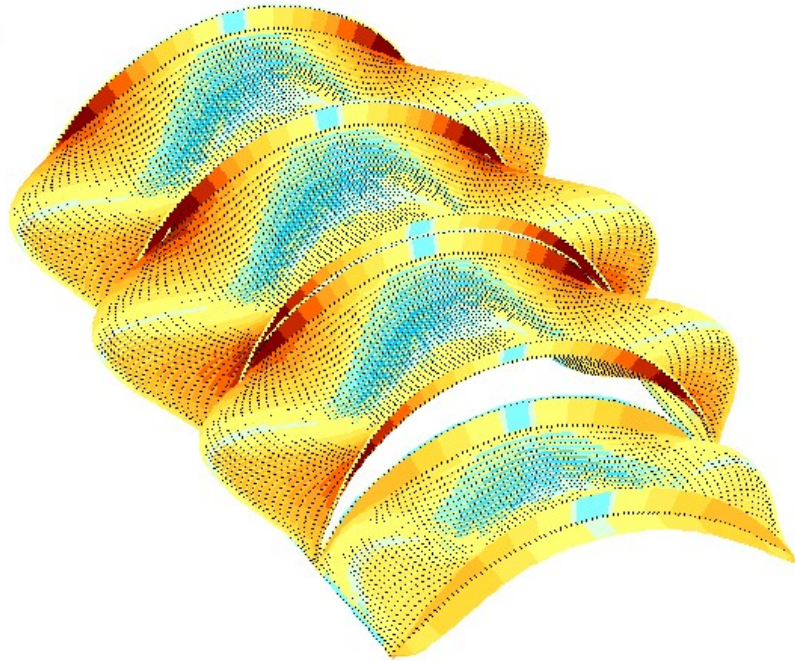
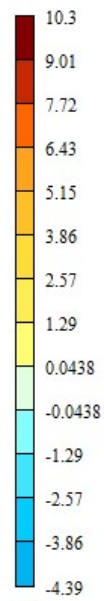


Рис. 5.5. Мозаїка вертикальних переміщень СЕ моделі типового фізкультурно-оздоровчого комплексу, мм

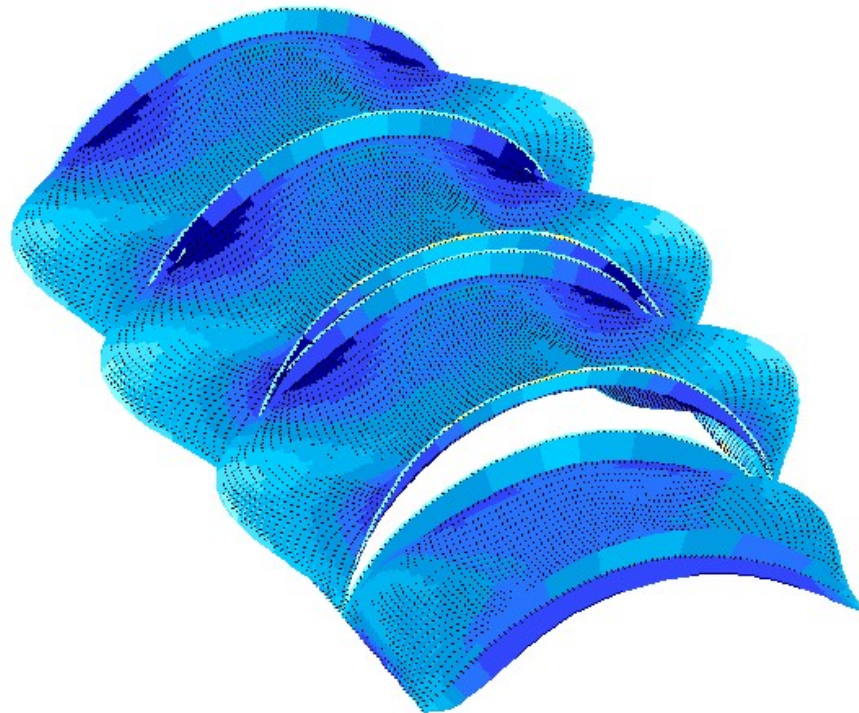
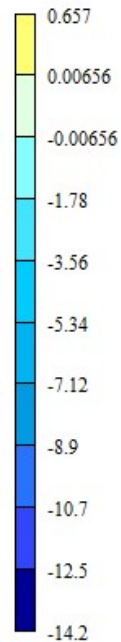


Мозаика главных напряжений N1  
Средний слой  
Единицы измерения - МПа



а)

Мозаика главных напряжений N3  
Средний слой  
Единицы измерения - МПа



б)

Рис. 5.6. Изополя головних напружень а)  $\sigma_1$ ; та б)  $\sigma_3$   
типового фізкультурно-оздоровчого комплексу, МПа

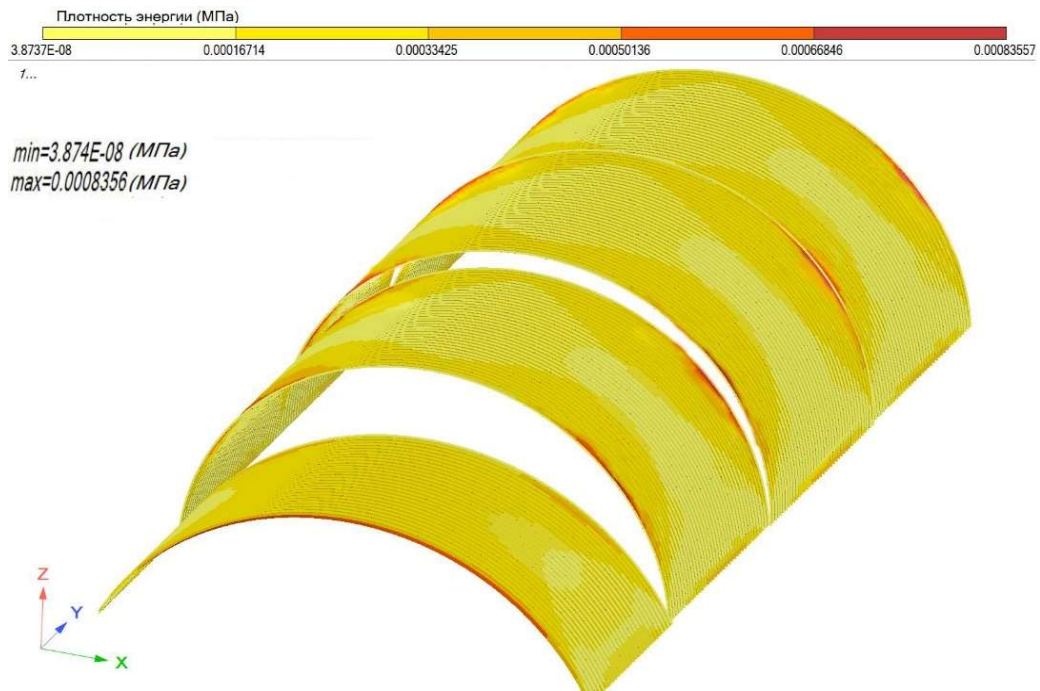


Рис. 5.7. Просторовий графік розподілення полів ЩПЕД типового фізкультурно-оздоровчого комплексу

Основним завданням проведення даного розрахунку є підбір необхідної товщини металу аркових конструктивних елементів, і задоволення, при цьому, всіх нормативних вимог. Згідно розрахунку, найбільш задовільною товщиною є товщина 1.2 мм.

На території Харківської області реалізовано (побудовано і здано в експлуатацію) кілька об'єктів (типових фізкультурно-оздоровчих комплек), в яких успішно імплементовані принципи конструктивної модернізації розглянутих оболонках спеціального виду. Будівельні роботи здійснювалися згідно з технологією виробництва робіт, описаної в розділі 1.



Рис. 5.8. Введені в експлуатацію фізкультурно-оздоровчі комплекси

## 5.2. Аналіз техніко-економічних показників впровадження конструктивної модернізації

При визначенні економічної доцільності запропонованого конструктивного рішення модернізації вузла з'єднання аркових конструктивних елементів виконувався порівняльний аналіз вартості виробництва для варіанту конструювання ФОКа без конструктивної модернізації та з модернізацією. Повний кошторисний розрахунок представлений у Додатку «Д», основні його результати подано у табл. 5.2.

Таблиця 5.2

Порівняння вартості виробництва стандартного ФОКа

	Оригінальний ФОК		Модернізований		% відносно оригінального
	люд. год.	грн	люд. год.	грн	
Кошторисна вартість	-	1436095.00	-	1536274.12	6.98
Кошторисна трудоемкість	9252.98	411459.00	9855.57	438254.77	6.51
Будівельні машини і механізми	-	236128.00	-	252307.49	6.85
Будівельні матеріали, вироби та конструкції	-	1436773.00	-	1522769.75	5.99

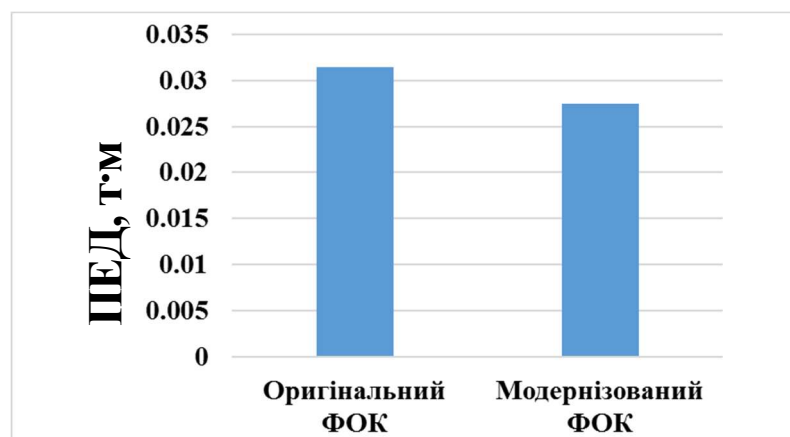


Рис. 5.9. Порівняння варіантів по величині ПЕД

Як видно з даних табл. 5.2, здорожчання вартості виробництва становить близько 7% порівняно з оригінальною конструкцією. Проте, модернізована конструкція має нижче значення ПЕД й як зазначалося попереджує можливість прогресуючого обвалення, й як наслідок може мати більш тривалий строк експлуатації.

### **5.3. Висновки по розділу 5**

1. Впровадження результатів дослідження наукової роботи здійснено в проектний і виробничий цикл підприємства ТОВ «СТРОЙ ІНЖИНІРИНГ ДЕВЕЛОПМЕНТ».

2. На етапі проектування розглянутих споруд успішно впроваджені розроблені принципи побудови розрахункових моделей оболонки спеціального виду.

3. Запропонована конструктивна модернізація застосована в ході проектування і будівництва. Досвід зведення ряду об'єктів підтверджує ефективність і доцільність даного рішення.

4. Проаналізовано техніко-економічні показники застосування конструктивної модернізації на прикладі стандартного ФОКа, з яких відмічається здорожчання вартості виробництва близько 7% порівняно з оригінальною конструкцією, проте також відмічається мінімізація ПЕД модернізованої системи ~10%.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Досліджено скінченно-елементні моделі оболонкових покриттів спеціального виду, які допускають проведення коректного аналізу напружено-деформованого стану та стійкості, з урахуванням можливості прогресуючого обвалення. Доведено позитивний вплив наявності торцевих та проміжних діафрагм на напружено-деформований стан та стійкість розглянутих систем. Наявність діафрагм призводить до падіння головних стискальних та розтягувальних напружень, в середньому на 50-70%, в залежності від довжини оболонки, також відмічається зменшення вертикальних переміщень, в середньому на 63%, та підвищення коефіцієнту запасу стійкості.

2. Розроблено принципи моделювання стиків аркових покриттів спеціального типу, що відображають дійсну роботу досліджуваних конструкцій. На основі проведеного аналізу запропоновано спосіб модернізації стикування, у вигляді болтового з'єднання, задля попередження прогресуючого обвалення. Експериментально встановлено ефективність проведеної конструктивної модернізації з'єднань аркових конструктивних елементів – значення вертикальних переміщень модернізованої конструкції зменшилися, в середньому, на 71%, відносно оригінальної.

3. Побудовано скінченно-елементні моделі оцінювання напружено-деформованого стану та стійкості оболонок спеціального виду, з імплементацією розробленого алгоритму обчислення НДС системи з можливістю прогресуючого обвалення, й урахуванням конструкційної нелінійності та специфічності з'єднання конструктивних елементів.

4. Проведено верифікацію запропонованої моделі повнорозмірним натурним експериментом, яка доводить коректність запропонованого підходу. Різниця між теоретичними і експериментальними значеннями переміщень склала, в середньому, 10.74%.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абовский Н.П., Енджиевский Л.В., Морозов С.В. Живучесть пространственных конструкций зданий и сооружений. Красноярск: КАСА, 2003. – 153с.
2. Авдонин А.С. Прикладные методы расчёта оболочек и тонкостенных конструкций. М.: Машиностроение, 1969. 402 с.
3. Айрумян Э.Л. Особенности расчета стальных конструкций из тонкостенных гнутых профилей. *Монтажные и специальные работы в строительстве*. 2008. №3. С. 2-7.
4. Айрумян Э.Л., Румянцева И.А. Прочность и надежность бескаркасных арочных зданий из стальных холодногнуто́тых профилей. *Монтажные и специальные работы в строительстве*. 1998. №7-8. С. 12-14.
5. Айрумян Э.Л., Федорова Н.А. Сборно-разборное инвентарное здание из гофрированных стальных листов. *Монтажные и специальные работы в строительстве*. 1990. №8. С. 13-15.
6. Айрумян Э.Л., Емелин Е.И., Барсков Д.П. Устойчивость оболочек из гофрированных стальных профилей. *Промышленное строительство*. 1990. № 10. С. 18-19.
7. Айрумян Э.Л., Каменщиков Н.И., Липленко М.А. Перспективы ЛСТК в России. *СтройПРОФИ*. 2013. № 10. С. 12-17.
8. Андреева Л.Е. Расчет гофрированных мембран, как анизотропных пластинок. *АН СССР, отделение технических наук, институт механики: Инженерный сборник*. М: АН СССР, 1955. том XXI. С. 128-141.
9. Андреева Л.Е. Расчет характеристик гофрированных мембран. *Приборостроение*. М: МАШГИЗ, 1956. №3. С. 11-17.
10. Арменский, М.Ю., Ведяков И.И., Еремеев П.Г. Исследования и проектирование бескаркасных арочных сводов из холодногнуто́тых стальных тонколистовых профилей. *Промышленное и гражданское строительство*. 2007. № 3. С. 16-18.
11. Арменский М.Ю. Опыт использования численных методов в исследованиях геометрических характеристик тонкостенных профилей. *Промышленное и гражданское строительство*. 2009. № 6. С.23-26.

12. Астахов, И.В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутых профилей: дис. ...канд. тех. наук: 05.23.01. СПб., 2006. 123с.
13. Атапин В.Г., Скиба В.Ю. Численное моделирование бескаркасных арочных покрытий. *Обработка металлов (технология, оборудование, инструменты)*. 2012. № 4 (57). С. 23-27.
14. Бабаєв В.М., Бугаєвський С.О., Євель С.М., Євзеров І.Д., Лантух-Лященко А.І., Шеветовський В.В., Шимановський О.В., Шмуклер В.С. Чисельні та експериментальні методи раціонального проектування та зведення констру-ктивних систем. – Київ: Видавництво “Сталь”, 2017. – 404 с.
15. Барабаш М.С., Мисливець К.М. Аналіз надійності висотної будівлі з урахуванням ризику прогресуючого обвалення. *Науково-виробничий журнал "Будівництво України"*, 2010. №5. С. 37 - 41.
16. Барсков Д.П. Разработка и внедрение системы оценки геометрии и деформативности строительных металлоконструкций на основе методов аналитической фотограмметрии: автореф. дис. ...канд. тех. наук: 05.23.01. М., 1992. 24 с.
17. Белкин В.П. Работа элементов палубных перекрытий после потери устойчивости Л.: Судпромгиз, 1956. 287 с.
18. Белый, Г.И. Пространственная работа и предельные состояния стержневых элементов металлических конструкций: дис. ...д-ра. тех. наук: 05.23.01. Ленинград, 1987. 464 с.
19. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. М.: Физматгиз, 1959. 544 С.
20. Борисов Е.В. Устойчивость окаймленных ребрами полок тонкостенных профилей. *Строительная механика и расчет сооружений*. 1965. №2. С. 39-44.
21. Броуде Б.М. Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций. М.: Машстройиздат, 1949.380 с.
22. Броуде Б.М., Моисеев В.И. Устойчивость прямоугольных пластинок с упругим защемлением продольных сторон. *Строительная механика и расчет сооружений*. 1982. №1. С. 39-42.
23. Брудка Я., Лубиньски М. Легкие металлические конструкции. М.: Стройиздат, 1974. 344 С.

24. Васильков Г.В., Маркин С.Г. Адаптационные методы определения энергетически равнопрочных пластин. *Известия вузов: машиностроение*. 2002. № 2. С. 19-27.
25. Веселев Ю.А., Карабутов М.С. Экспериментальное изучение поведения свода из вальцованных металлических тонкостенных профилей при действии ветра и сравнение полученных результатов с результатами компьютерного моделирования обдувания свода ветром. *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2012. №2. С. 72-76.
26. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. М.: Физматгиз, 1959. 566 с.
27. Вольмир А.С. Гибкие пластинки и оболочки. М: Гостехиздат, 1956. 418 с.
28. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. М: Физматгиз, 1967. 984 с.
29. Гапонова Л. В., Коренєв Р. В., Гребінчук С. С. До визначення характеристик жорсткості вальцьового з'єднання металевих оболонок спеціального виду. *Вісник національного університету водного господарства та природокористування. Технічні науки*. 2019. Вип. 1(85). С. 196–177.
30. Голенко Г.Г. Экспериментальные исследования сварных ферм пролетом 30м и сжатых стержней из гнутых профилей. *Исследования по стальным конструкциям: Сборник статей*. М: Госстройиздат, 1962. С. 214-231.
31. Городецкий О.С., Барабаш М.С. Исследование вопросов живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях. *Науково-технічний журнал: Нові технології в будівництві*, 2010. №2(20). С.19-23.
32. Городецкий А.С., Шмуклер В.С., Бондарев А.В. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. 889 с.
33. ДБН В.1.2-14-2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд.[ На заміну ДБН В. В.1.2-14-2009; чинний від 2019-01-01]. К.: Мінрегіон України, 2018. – 29 с. – (Державні будівельні норми України)



34. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.[чинний від 2015-01-01]. К.: Мінрегіон України, 2014. – 198 с. – (Державні будівельні норми України)
35. ДСТУ-Н Б В.2.6-87:2009 Настанова з проектування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів.[чинний від 2010-08-01]. К.: Мінрегіон України, 2010. – 55 с. – (Національний стандарт України)
36. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. № 1. [На заміну СНиП 2.01.07-85; чинний від 2007-10-01]. К.: Мінрегіон України, 2006. – 75 с. – (Державні будівельні норми України)
37. Енджиевский Л.В., Тарасов А.В. Численные и экспериментальные исследования рамы каркаса здания из тонколистовой оцинкованной стали. *Промышленное и гражданское строительство*. 2012. №10. С. 52-54.
38. Еремеев П.Г., Киселев Д.Б., Аременский М.Ю., Бурлай С.И. Натурные испытания фрагмента арочного свода из холодногнутого тонколистового стального профиля. *Монтажные и специальные работы в строительстве*. 2004. № 12. С. 5-8.
39. Еремеев П.Г., Киселев Д.Б., Аременский М.Ю., Бурлай С.И. Натурные испытания фрагментов панелей из холодногнутого тонколистового стального профиля для арочных сводов. *Монтажные и специальные работы в строительстве*. 2004. № 9. С. 10-13.
40. Еремеев П.Г. Особенности проектирования уникальных большепролетных зданий и сооружений. *Строительная механика и расчет сооружений*. 2005. № 1.
41. Еремеев П.Г. Предотвращение лавинообразного (прогрессирующего) обрушения несущих конструкций уникальных большепролетных сооружений при аварийных воздействиях. *Строительная механика и расчет сооружений*. 2006. № 2.
42. Жабинский А.Н., Старовойтов А.Ф. Моделирование арочных покрытий из тонкостенных холодногнутого профиля. *Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве*. 2012. № 4. С. 20-21.
43. Жидков, В.Д. Исследование работы алюминиевого складчатого свода из ромбовидных элементов: дис. ...канд. тех. наук: 05.23.01. М., 1965. 157 с.

44. Жидков, К.Е. Разработка и исследование арочных конструкций с листовой пространственной решеткой: дис. ...канд. тех. наук: 05.23.01. Липецк, 1999. 173 с.
45. Зверев В.В., Жидков К.Е., Салдаев А.Ю. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния элементов покрытия бескаркасного складчатого здания типа «Эксергия». *Научный вестник воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Стр. и архитектура*. Воронеж: ВГАСУ, 2012. №2. С. 9-15.
46. Зверев В.В. Эффективные строительные металлоконструкции на основе объемно-формованного тонколистового проката: дис. ...д-ра. тех. наук: 05.23.01. Л., 2000. 396 с.
47. Карманов И. В., Зверев В.В., Жидков К.Е., Подзоров А.В. Конструктивные решения бескаркасных арочных зданий. Современное состояние и перспективы развития. *Строительная механика и расчет сооружений*. 2015. №5. С. 58-62.
48. Каспэ И.Б., Тарасов А.М., Голенкин В.В., Айрумян Э.Л., Федорова Н.А., Линник С.Д. Волна – 360: быстромонтируемое многоцелевое здание *Транспортное строительство*. 1990. №11. С. 37-39.
49. Кашеварова Г.Г., Пепеляев А.В. Исследование проблемы защиты типовых жилых зданий от прогрессирующего разрушения *International journal for computational civil and structural engineering*. М. 2008. Vol. 4, Issue 2. С. 69 - 70.
50. Каширина, О.В. Предельные гибкости сжатых пластинчатых элементов составных балок и колонн: дис. ...канд. тех. наук: 01.02.03, 05.23.01. Ростов-на-Дону, 1983. 169 с.
51. Копаница Д.Г., Мелёхин Е.А. Методика экспериментальных исследований узлов бескаркасных покрытий цилиндрических оболочек из гнуто-листовых тонкостенных профилей. *Вестник ТГАСУ*. Томск: ФГБОУ ВПО ТГАСУ, 2015. №1. С. 102-114.
52. Коренев Р. В. Вплив віртуальних недосконалостей на напружено-деформований стан і стійкість спеціальних оболонкових систем. *Комунальне господарство міст*. 2018. Вип. 140. С. 109–119.
53. Коренев Р. В. Вплив діафрагм на напружено-деформований стан та стійкість аркових систем спеціального типу. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка»*. Серія : Теорія і практика будівництва. 2019. Вип. 912. С. 75–83.

54. Красотина, Л.В. Выбор параметров сборных профилированных несущих оболочек по критериям прочности и жесткости: дис. канд. тех. наук: 01.02.06. Омск, 2014. 143 с.
55. Кудрявцев В.А. Предельные состояния гофрированных пластин в конструкциях пролетных строений цельнометаллических транспортных галерей: дис. ...канд. тех. наук: 05.23.01. Ленинград, 1984. 167 с.
56. Кузнецов И.Л., Исаев А.В., Гимранов Л.Р., Причины обрушения бескаркасного арочного сооружения пролетом 30 м. *Известия КазГАСУ*. 2011. №4. С.166–170.
57. Кунин Ю.С., Колесов А.И., Ямбаев И.А., Морозов Д.А. Усиление и расчет стальных конструкций из тонкостенных холодногнутых профилей с учетом податливости узловых соединений. *Вестник МГСУ*. 2012. №11. С. 74-81.
58. Кущенко В.Н. Основные принципы обеспечения безопасности строительных конструкций. *Металлические конструкции*. Макеевка: ДонНАСА. 2009. № 2. С. 147 - 155.
59. Ландау Л.Д., Лифшиц Е.М. Теория упругости. М.: Наука, 1965. 202с.
60. Лантух–Лященко А. И. Оценка надежности сооружения по модели марковского случайного процесса с дискретными состояниями // *Автомобильные дороги и дорожное строительство*. 1999, вып. 57. С. 183–188.
61. Лехницкий С. Г. Анизотропные пластинки. Ленинград: ОГИЗ, 1947. 355 с.
62. Липленко М.А., Кунин Ю.С. Механические характеристики стали тонкостенных холодногнутых профилей бескаркасных зданий. *«Заводская лаборатория. Диагностика материалов»*. 2016. № 4, том 82. С.47-52.
63. Липленко М.А., Айрумян Э.Л. Особенности работы бескаркасных арочных покрытий из стальных холодногнутых профилей. *Промышленное и гражданское строительство*. 2011. №6. С. 42-44.
64. Лукин А.О. К уточненному расчету напряженно-деформированного состояния балок с гофрированной стенкой. *Строительная механика и расчет сооружений*. 2013. №5. С. 10-17.
65. Марцинкевич Д.В. Исследования прочности, жесткости и местной устойчивости вальцованных профилированных листов с поперечно

- рифлеными гранями: дис. ...канд. тех. наук: 05.23.01. Екатеринбург, 1995. 194 с.
66. Моисеев, В.И. Расчет устойчивости пластинок в металлических конструкциях за пределом упругости на основе принципа равноустойчивости стержня и элементов поперечного сечения: автореф. дис. ...д-ра. тех. наук: 05.23.01. М., 1989. 42 с.
67. Назаров Ю.П., Городецкий А.С., Симбиркин В.Н. К проблеме обеспечения живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях. *Строительная механика и расчет сооружений*. 2009. № 4. С. 5 - 9.
68. Натурные испытания деформативности бескаркасной оболочки пролетом 15 м. Расчет бескаркасных оболочек с учетом результатов испытаний: отчет о НИР / Айрумян Э.Л. Москва: ЦНИИПСК им. Мельникова, 1993. 16 с.
69. Новиков, Р.М. О несущей способности гофрированных листов. *Строительная механика и расчет сооружений*. 1973. №4. С. 45-48.
70. Огневой В.Г. Исследование работы стальных колонн одноэтажных промышленных зданий с тонкой гофрированной стенкой: автореф. дис. ...канд. тех. наук: 05.23.01. В., 1994. 18 с.
71. Ольков Я.И., Степаненко А.Н. О расчете металлических балок с тонкой гофрированной стенкой. *Известия вузов. Строительство и архитектура*. 1972. №10. С. 12-15.
72. Остриков Г.М., Максимов Ю.С., Долинский В.В. Исследование несущей способности стальных двутавровых балок с вертикально-гофрированной стенкой. *Строительная механика и расчет сооружений*. 1983. №1. С. 68-70.
73. Перельмутер А.В. Об оценке живучести несущих конструкций. *Металлические конструкции. Работы школы проф. Н. С. Стрелецкого*. М.: МГСУ, 1995. С. 62–68.
74. Перельмутер, А.В. О нормировании уровня риска. *Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт*. № 2/14(530) апрель-июнь, 2007. С. 160-169.
75. Першаков В. М., Барабаш М.С., Белятинський А.О., Лисницька К.М. Проблеми протидії конструкцій прогресуючому обваленню будівель та споруд : монографія. К. : НАУ, 2015. 456 с.

76. Петрова Е.А. Напряженно-деформированное состояние и рационализация параметров трехслойных панелей: дис. ...канд. тех. наук: 05.23.01. Харьков, 2015. 228 с..
77. Пичугин С. Ф. Развитие расчёта надёжности – важное направление совершенствования металлоконструкций. *Теория и практика металлических конструкций: Сб. науч. трудов.* Макеевка, 1997. Т.2. С. 3–6
78. Пічугін С.Ф., Ключко Л.А. Питання прогресуючого руйнування будівель і споруд. *Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки* : зб. наук. пр. за матеріалами XI Міжнар. наук.-практ. конф., 20 – 21 груд. 2018 р. Полтава : ПолтНТУ, 2018. С. 213–216.
79. Популова Г.Ю. Исследование работы длинных цилиндрических оболочек из стальных вальцованных профилированных листов: дис. ...канд. тех. наук: 05.23.01. Екатеринбург, 1999. 188с.
80. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – ЦНИИЭП жилища. – М. – 1986. – 305с.
81. Прицкер А. Я., Аденський В.А., Фрідман М.С. Бескаркасные складчатые конструкции. Киев: Будівельник, 1991. 88 с.
82. Провести натурные испытания металлических конструкций хранилища арочного типа и разработать рекомендации по их расчету и применению с учетом результатов испытаний: отчет о НИР / Айрумян Э.Л. Москва: ЦНИИПСК им. Мельникова, 1987. 88 с.
83. Прочность, устойчивость, колебания: справочник в 3 т./ «МАШИНОСТРОЕНИЕ»: 1968. Т.3 / общ. ред. И.А. Биргер, Я.Г. Пановко. 568 с.
84. Пятикрестовский К.П., Лебедева И.В. Исследование живучести панели и цилиндрических оболочек из дерева на статические и динамические запроектные воздействия. *Строительная механика и расчет сооружений.* – 2007. № 2. С. 56 - 61.
85. Разработать методику расчета и подготовить методику и программу испытаний хранилища арочного типа из тонколистовой стали под нагрузку четвертого снегового района: отчет о НИР / Чулков П.П. Москва: ЦНИИПСК им. Мельникова, 1986. 61 с.
86. Резнік П.А., Коренєв Р.В. Особливості використання ефективних оболонкових систем у промисловому та цивільному будівництві. *Шляхи*

- підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин. Збірник наукових праць. 2018. №35. С. 123–128.*
87. Резнік П.А., Коренєв Р.В. Розрахунок та аналіз безкаркасних аркових систем, виконаних із тонкостінних холоднодеформованих профілів. *Наука та будівництво. 2018. №1. С. 100–110.*
88. Резнік П.А., Коренєв Р.В. Вплив конструктивних особливостей на напружено-деформований стан спеціальних оболонкових систем. *Науковий вісник будівництва. 2018. Том 91, №1. С. 317–325*
89. Резнік П.А., Коренєв Р.В. Особливості деформування споруди оболонкового типу в умовах динамічного навантаження. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 2018. Вип. 178. С.78–88.*
90. Резнік П.А., Гапонова Л.В., Гребінчук С.С., Коренєв Р.В. Експериментально-теоретичні випробування ефективності конструктивних заходів щодо запобігання прогресуючого обвалення металевих оболонок спеціального виду. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. 2019. Вип. 185. С. 71–81.*
91. Решение от 22 декабря 2014 г. по делу № А08-7248/2013. Судебные и нормативные акты РФ (СудАкт) : веб-сайт. URL : <https://sudact.ru/arbitral/doc/hNCSFj8JaTbG/> (дата звернення: 12.03.2018).
92. Романюк В.В., Василенко В.Б., Супрунюк В.В. Несуча здатність перфорованих прогонів Z-подібного профілю за косого згину: монографія. Рівне: НУВГП, 2017. 206 с.
93. Романюк В.В., Супрунюк В.В., Особливості розрахунку прольотних конструкцій з перфорованих елементів за складного напружено-деформованого стану. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. Харків: УкрДУЗТ, 2018. Вип. 175. С. 98 – 108.*
94. Романюк В.В., Супрунюк В.В. Експериментальні дослідження прольотних конструкцій з перфорованих елементів за складного напружено-деформованого стану. *Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник. К.: КНУБА, 2019, Вип. 103. С. 189 – 200.*
95. Ростовцев, Г.Г. Строительная механика самолета. Часть 2. Л.: ОНТИ, 1936. 578 С.
96. Соколов П.А. О напряжениях в сжатых пластинках после потери устойчивости. *Труды НИИ судостроения. 1932. Вып. 7. 68 с.*

97. Степаненко А. Н. Стальные двутавровые стержни с волнистой стенкой. Хабаровск: ХГТУ, 1999. 119 с.
98. СТО 82866678-2-06-2016 Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых профилей и гофрированных листов. Правила расчета и проектирования. – Москва: ЦНИИПСК им. Мельникова, 2016. – 118 с.
99. СТО 36554501-014-2008 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М.: ФГУП «НИЦ «Строительство». – 2008. – 16 с.
100. Тамплон Ф.Ф. Металлические ограждающие конструкции промышленных зданий для районов с суровым климатом: дис. ...д-ра. тех. наук: 05.23.01. Свердловск, 1991. 565 с.
101. Тамразян А.Г., Мкртычев О.В., Расторгуев Б.С. и др. Разработка методики расчета на живучесть зданий и сооружений при техногенном воздействии. Часть 7. Договор № 19-с/04. 2005.
102. Тамразян А.Г., Степанов А.Ю. Безопасность конструкций на основе анализа рисков. Обеспечение устойчивости элементов зданий. *Безопасность строительных конструкций*. 2008. С. 34 - 36.
103. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. М.: Наука, 1966. 636 с.
104. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. М.: ГИТТЛ, 1955. 568 с.
105. Трофимов, В. И. Многогранный алюминиевый свод из ромбических элементов. *Строительная механика и расчет сооружений*. 1967. №5. С. 21-24.
106. Тугаев А.С. Устойчивость пластин и тонкостенных стержней: дис. ...канд. тех. наук: 01.02.03. Харьков, 1984. – 49 с.
107. Тур В.В. Проектные стратегии защиты конструктивных систем от прогрессирующего обрушения в рамках требований международных нормативных документов. *Сб. науч. тредов междунар. Симпозиума «Современные металлические и деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство)»*. Брест. 2009. С. 302 - 314.
108. Гуснин А.Р. Расчет и проектирование конструкций из тонкостенных стержней открытого профиля: дис. ...д-ра. тех. наук: 05.23.01. Москва, 2003. 427 с.

109. Усовершенствование и применение фотограмметрических и оптикомеханических методов и средств измерений для дистанционного исследования деформаций при испытаниях строительных конструкций: отчет о НИР / Барсков Д.П. Москва: ЦНИИПСК им. Мельникова, 1989. 340 с.
110. Экспериментальное исследование в натуральных условиях работы конструкции складчатого здания массового применения: отчет о НИР / Осокина С.К. Москва, Киев: Проектстальконструкция, 1978. – 102 с.
111. Шкинев А.Н. Аварии в строительстве. – 4-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат. 1984. 320 с.
112. Шмуклер В.С., Климов Ю.А., Бурак Н.П. Каркасные системы облегченного типа: монография Х.: Золотые страницы, 2008. 335 с.
113. Шмуклер В.С. Оптимизация параметров строительных конструкций в условиях регулирования их напряженно-деформированным состоянием. *Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб.* К: Техніка, 1997. Вип. 8. С. 3-14.
114. Шмуклер В.С., Какшар Ф., Вассим И. Рационализация параметров неодносвязной балки-стенки. *Науковий вісник будівництва. – Харьков: ХО АСУ, 2004. С. 202-213.*
115. Шмуклер В.С., Лугченко О.І., Петрова О.О. Експериментальні дослідження стінових та покрівельних сендвіч-панелей серії Алютерм. *Комунальне господарство міст. Сер.: Технічні науки та архітектури, 2014. С. 11 – 20.*
116. Шимановський О.В. Методи та практичні заходи з ослаблення наростаючого руйнування сталевих конструкцій. *Промислове будівництво та інженерні споруди. 2019. №1. С.2-14.*
117. Шимановський О.В., Гордеев В.М., Корольов В.П., Оглобля О.І. Забезпечення надійності й безпечної експлуатації будівельних металоконструкцій. *Будівництво України. 2004. №2. С. 15–18.*
118. Шимановський А.В., Гордеев В.М., Королев В.П., Оглобля А.И., Перельмутер А.В. Нормативное обеспечение безопасности зданий и сооружений при оценке остаточного ресурса металлоконструкций. *Металлические конструкции. Взгляд в прошлое и будущее : сб. труд. VIII Укр. науч.-технич. конф. К.,2004. С. 417–428*



119. Abovskiy N.P. Energy principle and its application for the creation of controlled structures. *Spatial structures in new and renovation projects of Buildings and construction*. Proceeding international congress ICSS-98 / June 22-26, Moscow. Russia, 1998. P. 307-313.
120. AISI S100-2012. North American Specification for the Design of ColdFormed Steel Structural Members, 2012 Edition. American Iron and Steel Institute (AISI), Washington, DC.
121. ANSYS, Inc., “ANSYS 15 Help”, 2014.
122. Building Regulations. Disproportional collapse // *The Structural Engineer*. – 1993. – Vol. 71, № 23.
123. Babaev V., Ievzerov I., Evel S., Lantoukh-Liashchenko A., Shevetovsky V., Shimanovskyi O., Shmukler V., Sukhonos M. Rational Design of Structural Building Systems. Berlin, Germany. 2019. 384p. ISBN 978-3-86922-733-7.
124. Canisius T.D. Robustness of structural systems – a new focus for the joint committee on structural safety (JCSS). *Applications of statistics and probability in civil engineering*, London. 2007. 8 p.
125. Crawford J.E. Retrofit methods to resist progressive collapse. USA. 2002. 56 p.
126. Crowder B. Definition of progressive collapse. *Navfac*. 2005. 10 p.
127. Crowder B. Devil in details. *Navfac*. 2005. 12 p.
128. Dusenberry D. Review of existing guidelines and provisions related to progressive collapse. *Multihazard Mitigation Council of the National Institute of Building Standards*, Washington. 2003. P. 1 - 31.
129. Ellingwood B., Smilowitz R., Dusenberry D., Lew H. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. *National institute of standards and technology*. – 2008.
130. Ellingwood, B. R. Load and Resistance Factor Criteria for Progressive Collapse Design. *Georgia Institute of technology*, Atlanta, USA, 2005
131. Ellingwood B., Leyendecker E. Approaches for design against progressive collapse. *J. Struct. Div. ASCE 104(3)*. 1978. P. 413 - 423.
132. Ellingwood B. Acceptable risk bases for design of structures. *Progress in Struct. Eng. and Mat. 3(2)*. 2001. P. 170 - 179.

133. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. CEN, Brussels.
134. Gross J., McGuire W. Progressive collapse resistant design. *Journal of structural engineering*. 1983. Vol. 109, № 1. P. 1 - 15.
135. JCSS and IABSE. Robustness of Structures. Workshop, Building Research Establishment, Watford, UK. 2005.
136. Koreniev R., Reznik P., Grebenchuk S., Bondarenko V. Research of the specific steel shells progressive collapse prevention. *Academic journal Series: Industrial machine building, civil engineering*. 2019. Issue 1(52). P. 58–64.
137. Karman T., Sechler E.E., Donnell L.H. The strength of thin plates in compression. *Transactions, ASME*. 1932. V. 54. P. 53-57.
138. Makelainen P., Hyvarinen J. Stability of arched roof made of profiled steel sheeting. *Proceedings of the Tenth International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures*. St. Louis, Missouri, 1990. pp. 131-148.
139. Piekarczyk A., Malowany K., Wiech P., Kujawinska M., Sulik P. Stability and bearing capacity of arch-shaped corrugated shell elements: experimental and numerical study. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences Technical Sciences*. 2015. V. 63, №1. P. 113–123.
140. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. GSA. USA. 2003. 125 p.
141. Stewart M.G., Melchers R.E. Probabilistic risk assessment of engineering systems // Chapman & Hall, London. – 1997.
142. Structural analysis software for the automatic building machine: user guide. Reston: M.I.C. Industries, Inc., 2009. – 75 pp.
143. Sweeney S., Briassoulis D., Kao A. Evaluation of K-Span as a rapidly erectable lightweight mobilization structure. *US Army Corps of Engineers Construction Engineering Research Laboratory, Technical Report M-91/06*, 1991. 64 pp.
144. The avoidance of progressive collapse: regulatory approaches to the problem. National Bureau of Standards Washington, Report number DC 20234 - GCR. 1975. P. 75 - 78.
145. Taylor D.A. Progressive Collapse. *Canadian journal of civil engineering*. 1975. Vol. 2, № 4.

146. Walentynski R., Cybulski R., Koziel K. Achilles heel of the ABM 120 double corrugated profiles. *Proceedings of the 9th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings*. Bratislava: Faculty of Civil Engineering STU Bratislava Slovak Society of Mechanics SAS, 2011.
147. Wei-Wen Yu, Roger A. LaBoube. Cold-formed steel Design. N.Y.: John Wiley & Sons, 2010. 489 pp.
148. Weisberg M. Robustness Analysis. University of Pennsylvania, 2005.
149. Wimsatt W.C. Robustness, reliability, and over determination. *Scientific inquiry and the social sciences*. San Francisco: Jossey-Bass. 1981. P. 124 - 163.
150. Winter G. Strength of thin steel compression flanges. *Transactions*. 1947. V. 112, № 2305. P. 527-554.
151. Wu Li-Li, Xuan-Neng Gao, Yong-Jiu Shi, YuanQing Wang Theoretical and experimental study on interactive local buckling of arch-shaped corrugated steel roof. *Steel Structures*. 2006. №6. P. 45-54.
152. Xiliang L., Yong Zh., Fuhai Zh., Experimental Study on Full-sized Models of Arched Corrugated Metal Roof. *Tianjin: Department of Civil Engineering Tianjin University*, 2000.
153. Yagodich, J.Y. Numerical evaluation of thin-shelled structural panels: Master of Science in Mechanical Engineering/University of Pittsburgh, 2003. 55 pp

**ДОДАТКИ**

# ДОДАТОК «А». ІЗОПОЛЯ КОМПОНЕНТІВ НДС ГЛАДКИХ КОНСТРУКТИВНО-ОРТОТРОПНИХ ОБОЛОНКОВИХ МОДЕЛЕЙ

## А.1. Гладка конструктивно-ортотропна коротка оболонка без діафрагм. $R=0.5L=H=11.585\text{м}$

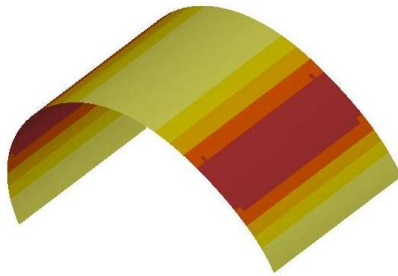


Рис. А.1. 1. Форма втрати стійкості 1

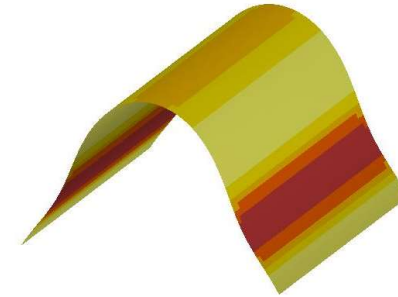


Рис. А.1. 2. Форма втрати стійкості 2

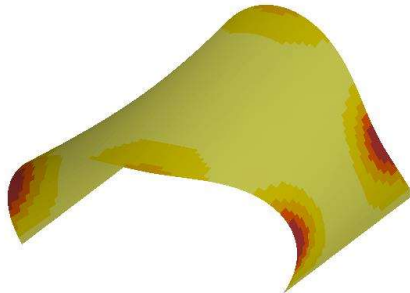


Рис. А.1. 3. Форма втрати стійкості 3

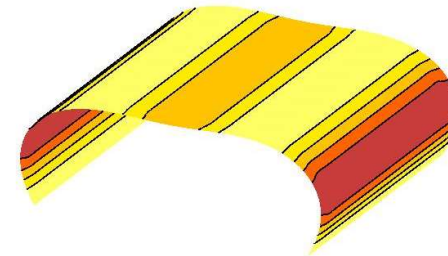
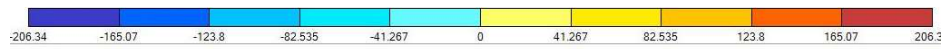


Рис. А.1. 4. Ізополі щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



1... Статическое нагружение  
 min=-206.3 (2448); max=206.3 (2353)

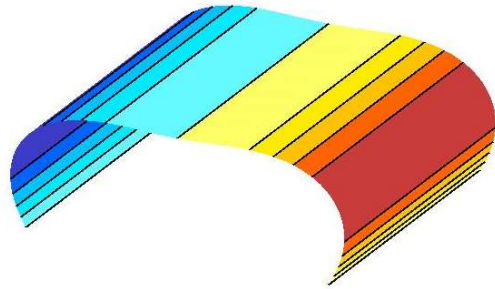
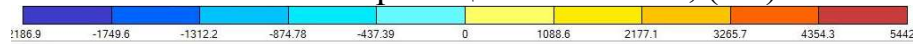


Рис. А.1. 5. Переміщення по осі X, (мм).



1... Статическое нагружение  
 min=-2187 (226); max=5443 (180)

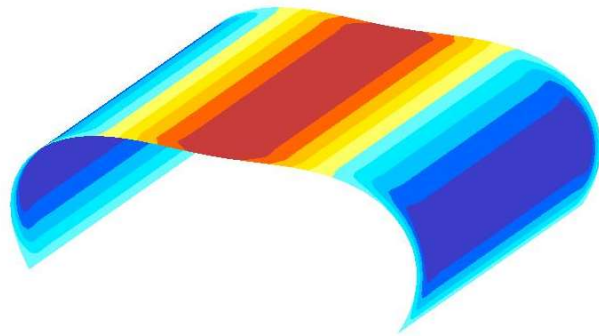
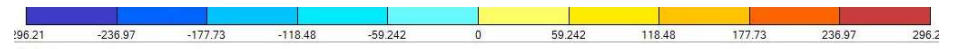


Рис. А.1. 7. Изополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



1... Статическое нагружение  
 min=-296.2 (1); max=35.86 (2448)

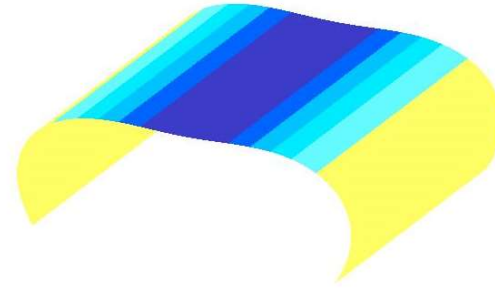
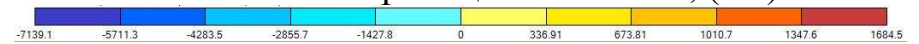


Рис. А.1. 6. Переміщення по осі Z, (мм)



1... Статическое нагружение  
 min=-7139 (154); max=1685 (262)

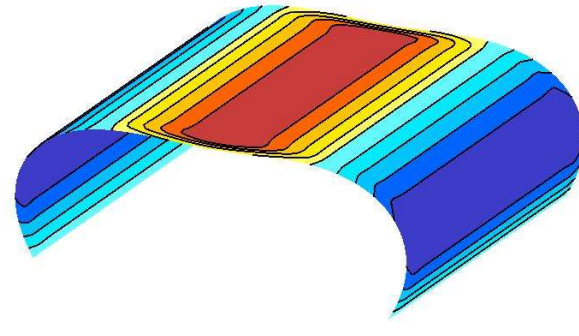


Рис. А.1. 8. Изополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

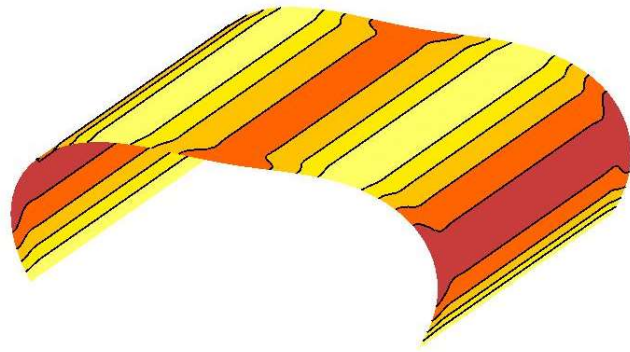


Рис. А.1. 9. Изополя дотичних напружень  $\tau$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

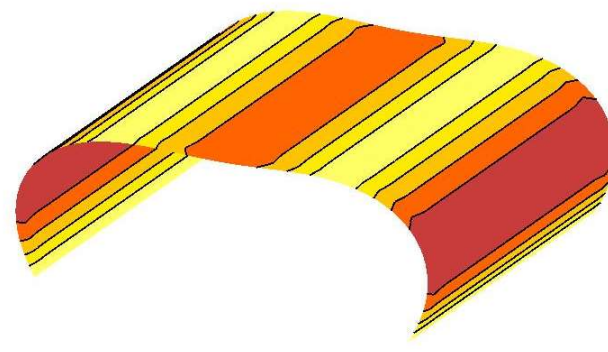


Рис. А.1. 10. Изополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

**А.2. Гладка конструктивно-ортотропна коротка оболонка з торцевими діафрагмами**

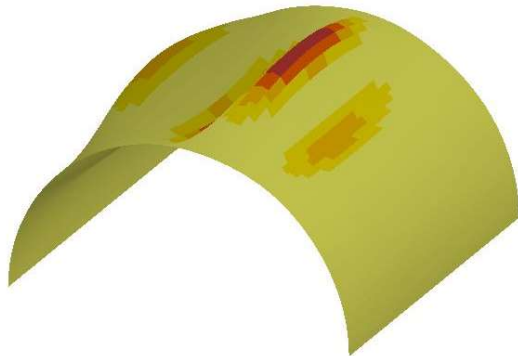


Рис. А.2. 1. Форма втрати стійкості 1

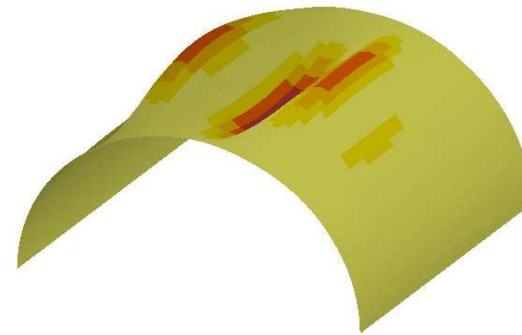


Рис. А.2. 2. Форма втрати стійкості 2



1... Форма потери устойчивости 3  
 min=0.10311 (69); max=1000 (1701)  
 Коэффициент запаса: 80.666

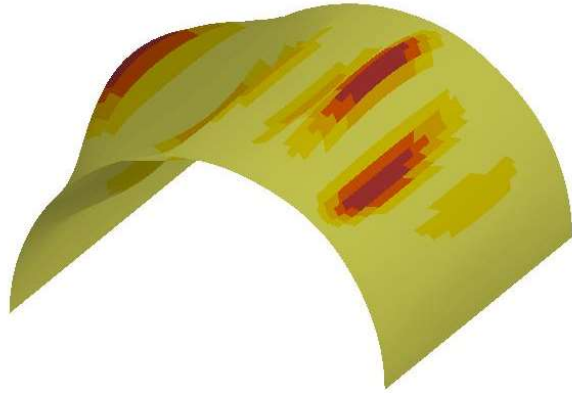


Рис. А.2. 3. Форма втрати стійкості 3



1... 150kriv2  
 min=3.03E-06 (1657); max=0.0003648 (10)

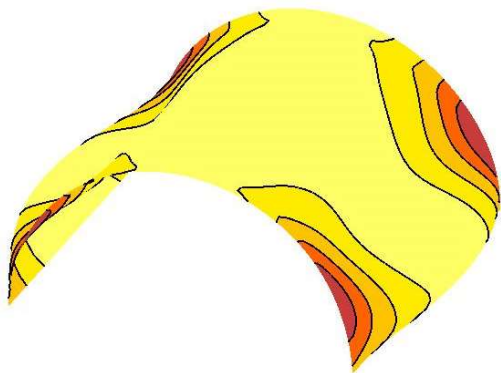
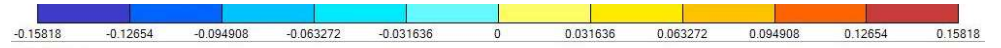


Рис. А.2. 5. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



1... 150kriv2  
 min=-0.1582 (1945); max=0.01987 (2953)

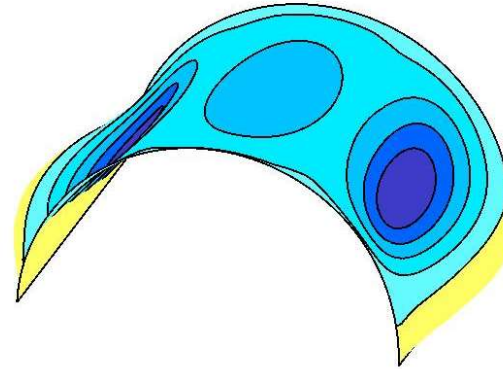
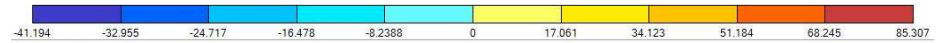


Рис. А.2. 4. Переміщення по осі Z, (мм)



1... 150kriv2  
 min=-41.19 (1680); max=85.31 (10)

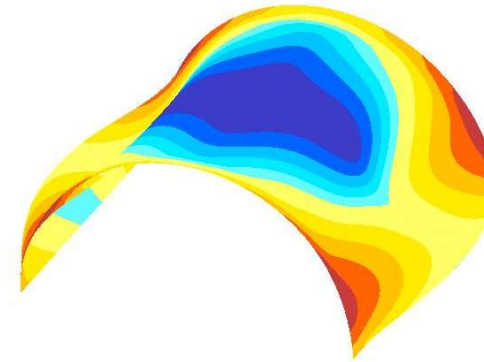


Рис. А.2. 6. Ізополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



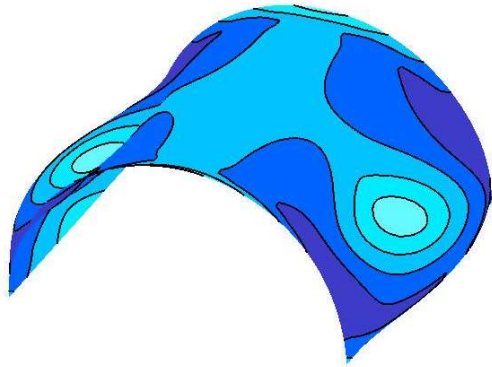


Рис. А.2. 7. Ізополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

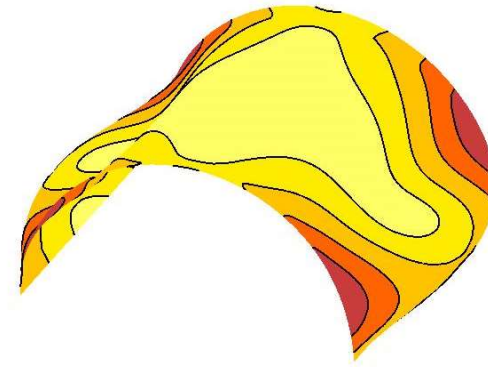


Рис. А.2. 8. Ізополя дотичних напружень  $\tau$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

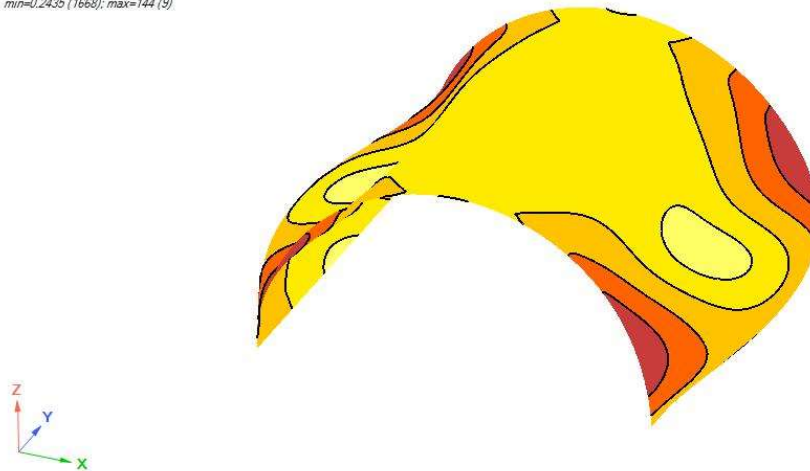


Рис. А.2. 9. Ізополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

### А.3. Гладка конструктивно-ортотропна оболонка середньої довжини без діафрагм. $R=0.25L=H=11.585\text{м}$



1.1. Форма втрати стійкості 1  
*min=1.465 (6534); max=1000 (273)*  
 Коэффициент запаса: 1.6343

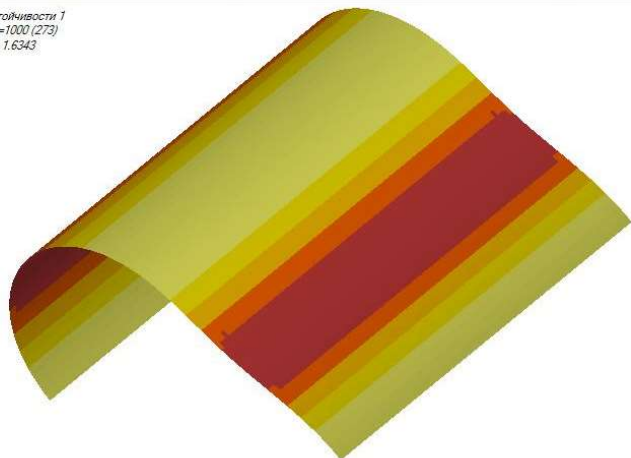


Рис. А.3. 1. Форма втрати стійкості 1



1.2. Форма втрати стійкості 2  
*min=0.9017 (455); max=1000 (154)*  
 Коэффициент запаса: 5.685

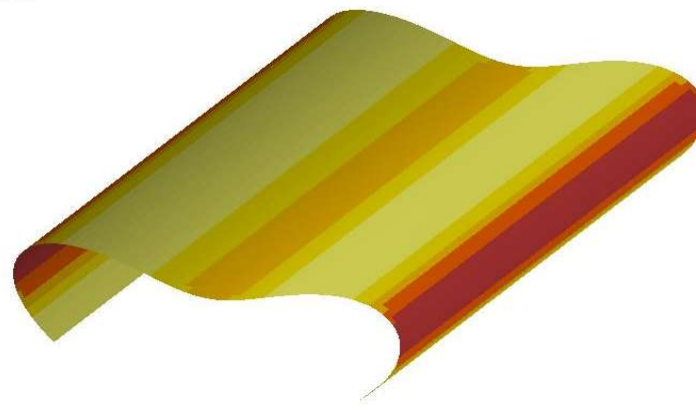


Рис. А.3. 2. Форма втрати стійкості 2



1.3. Форма втрати стійкості 3  
*min=0.1909 (3400); max=1000 (82)*  
 Коэффициент запаса: 6.227

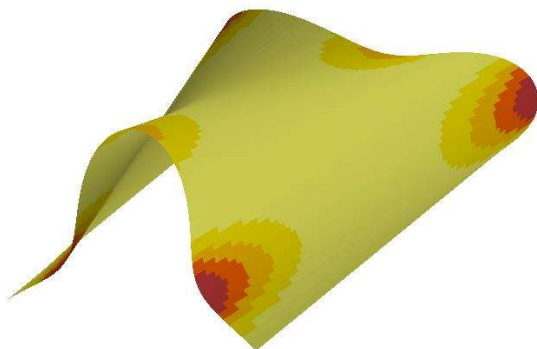
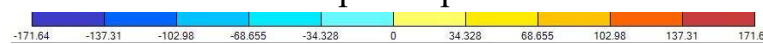


Рис. А.3. 3. Форма втрати стійкості 3



1. 150kr/m<sup>2</sup>  
*min=-171.6 (2448); max=171.6 (2447)*

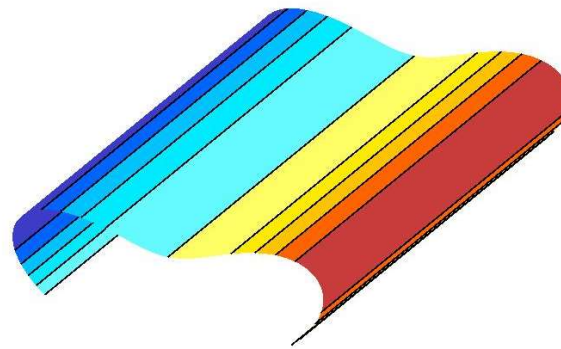


Рис. А.3. 4. Переміщення по осі X, (мм).

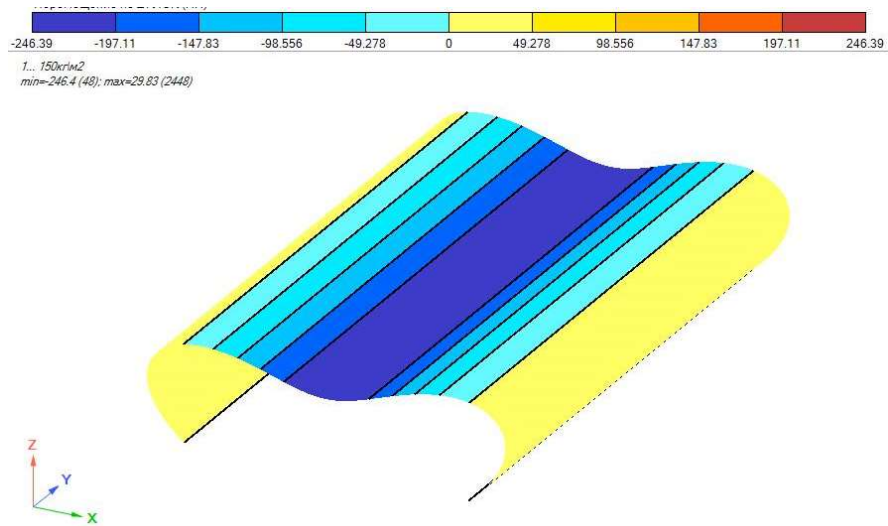


Рис. А.3. 5. Переміщення по осі Z, (мм)

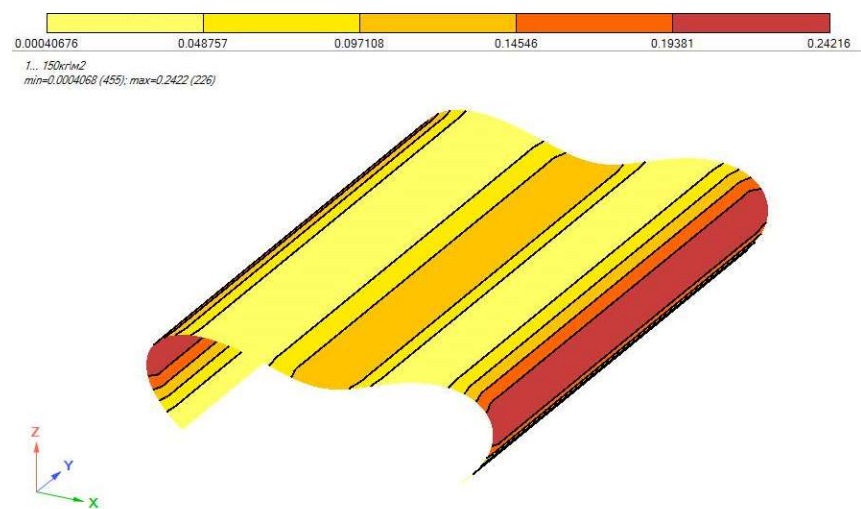


Рис. А.3. 6. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

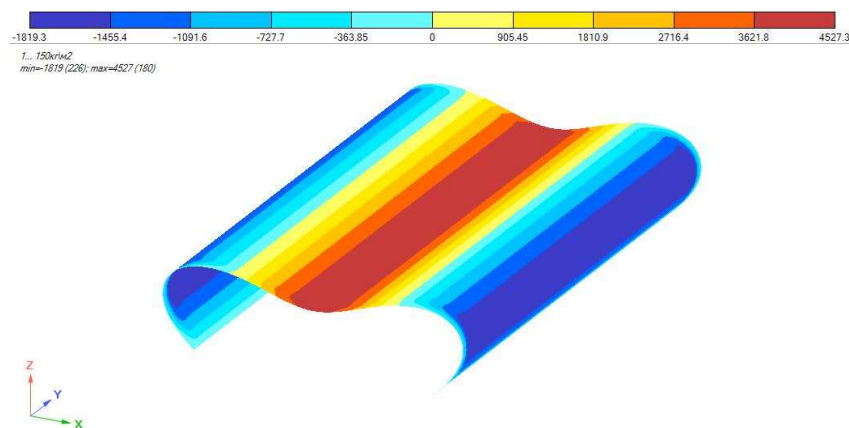


Рис. А.3. 7. Ізополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

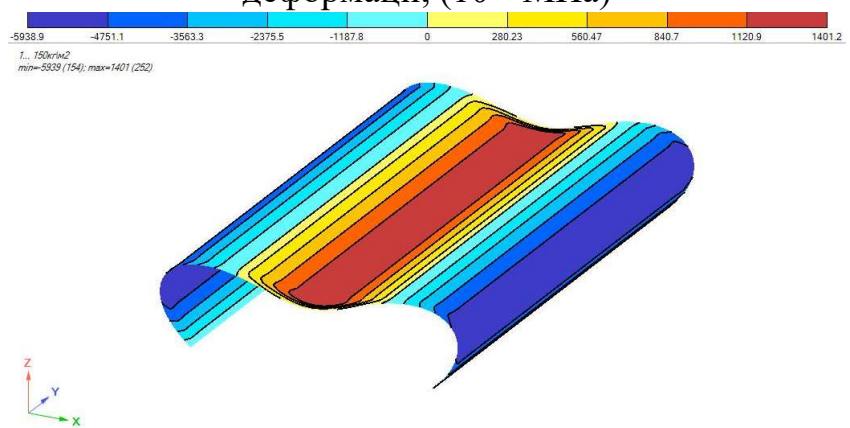


Рис. А.3. 8. Ізополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

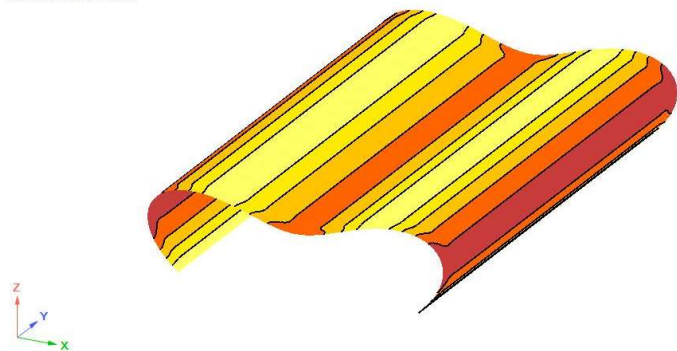


Рис. А.3. 9. Ізополя дотичних напружень  $\tau$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

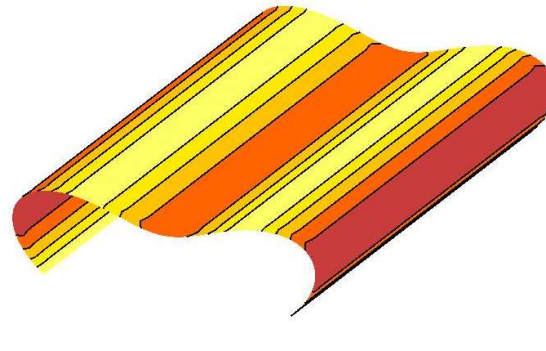


Рис. А.3. 10. Ізополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

**А.4. Гладка конструктивно-ортотропна оболонка середньої довжини з торцевими діафрагмами.**

$$R=0.25L=H=11.585\text{м}$$

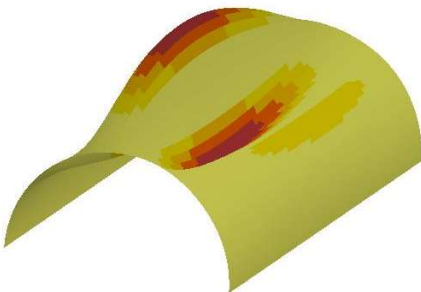


Рис. А.4. 1. Форма втрати стійкості 1

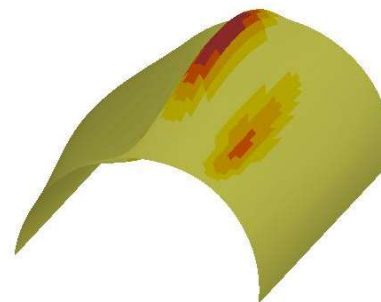


Рис. А.4. 2. Форма втрати стійкості 2



1.3. Форма потери устойчивости 3  
 min=0.4314 (5065); max=1000 (5131)  
 Коэффициент запаса: 48.664

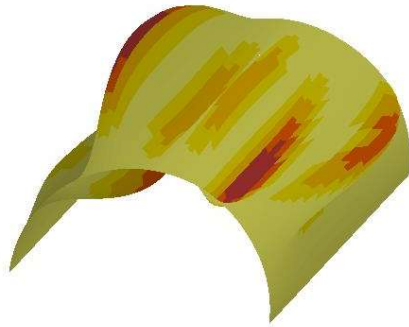


Рис. А.4. 3. Форма втрати стійкості 3



1... 150kriv2  
 min=7.323E-06 (3313); max=0.00133 (10)

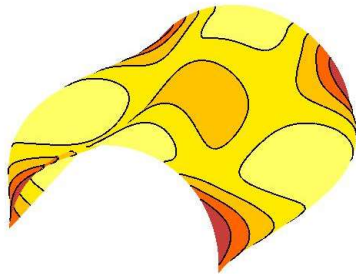
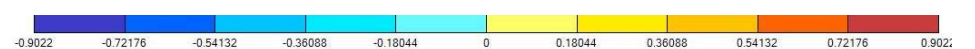


Рис. А.4. 5. Ізополі щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



1... 150kriv2  
 min=-0.9022 (1394); max=0.1263 (2681)

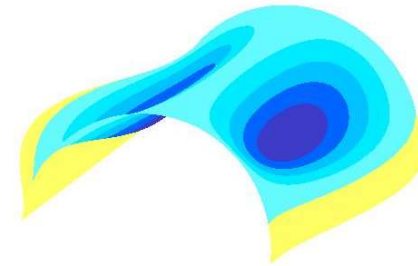
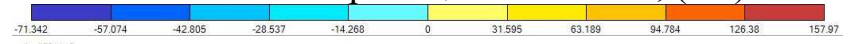


Рис. А.4. 4. Переміщення по осі Z, (мм)



1... 150kriv2  
 min=-71.34 (3348); max=158 (11)

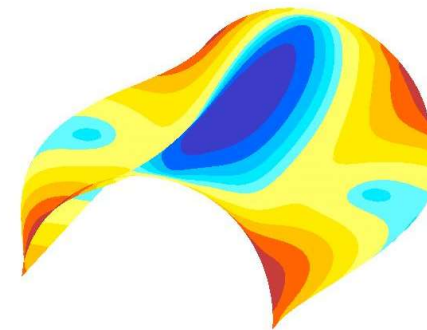


Рис. А.4. 6. Ізополі головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

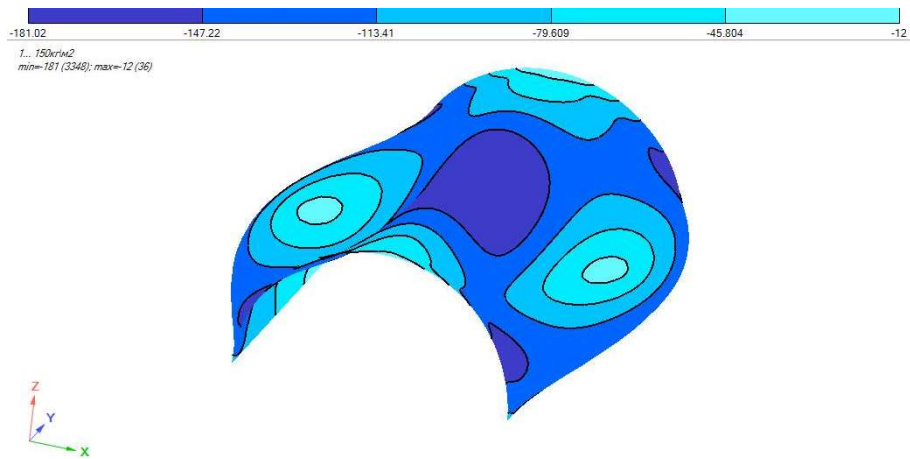


Рис. А.4. 7. Ізополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

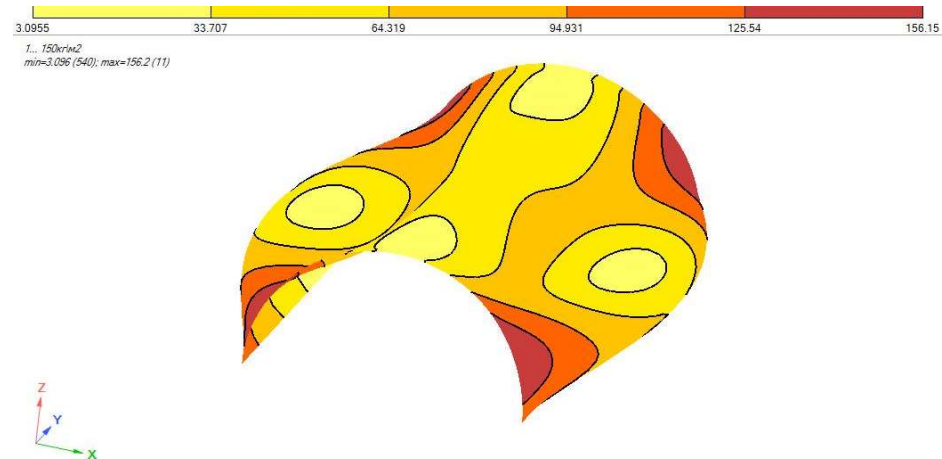


Рис. А.4. 8. Ізополя дотичних напружень  $\tau$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

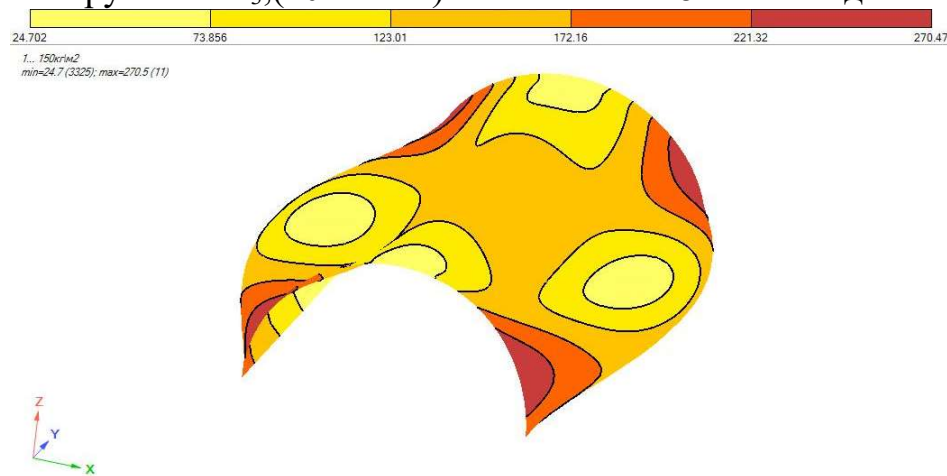


Рис. А.4. 9. Ізополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

## А.5. Гладка конструктивно-ортотропна оболонка середньої довжини з торцевими і проміжною діафрагмами



1..1. Форма потери устойчивости 1  
 $\min=0.1118 (5041)$ ;  $\max=1000 (5072)$   
 Коэффициент запаса: 56.334

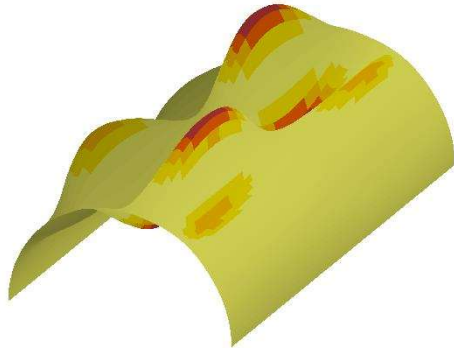


Рис. А.5. 1. Форма втрати стійкості 1



1..2. Форма потери устойчивости 2  
 $\min=0.2456 (3445)$ ;  $\max=1000 (5076)$   
 Коэффициент запаса: 56.556

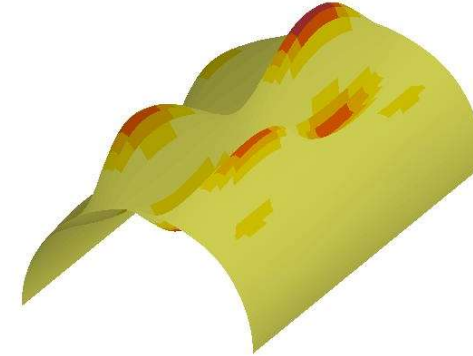


Рис. А.5. 2. Форма втрати стійкості 2



1..3. Форма потери устойчивости 3  
 $\min=0.04062 (68)$ ;  $\max=1000 (5365)$   
 Коэффициент запаса: 66.677

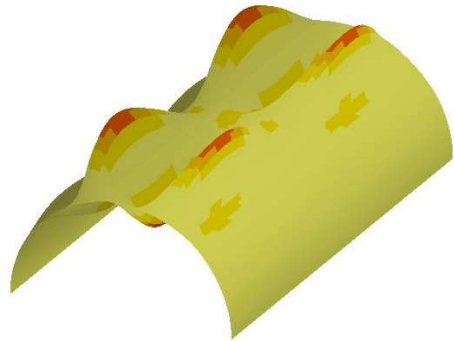


Рис. А.5. 3. Форма втрати стійкості 3



1... 150kN/m2  
 $\min=-0.1399 (2042)$ ;  $\max=0.01852 (6489)$

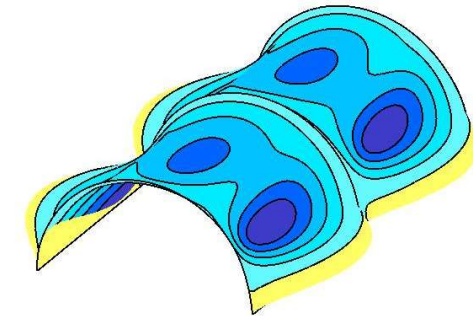


Рис. А.5. 4. Переміщення по осі Z, (мм)

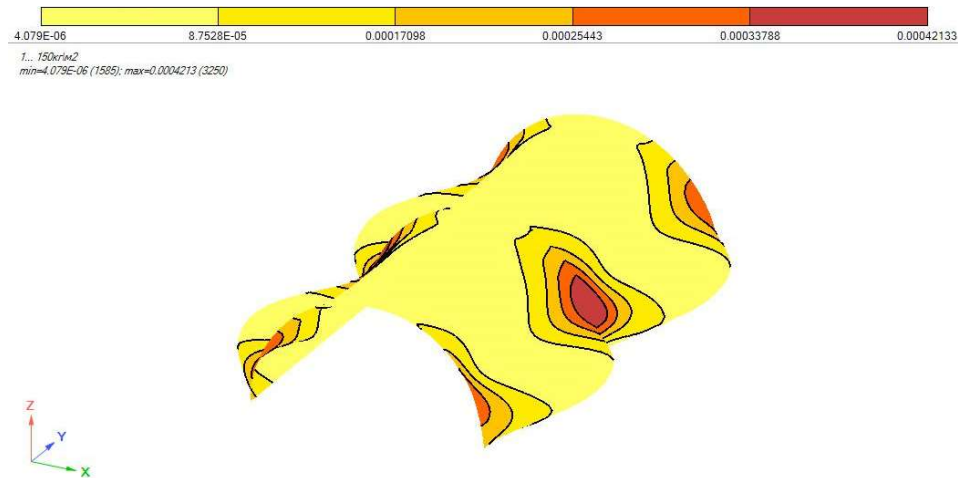


Рис. А.5. 5. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

**А.6. Гладка конструктивно-ортотропна довга оболонка без діафрагм.  $R=0.125L=H=11.585\text{м}$ .**

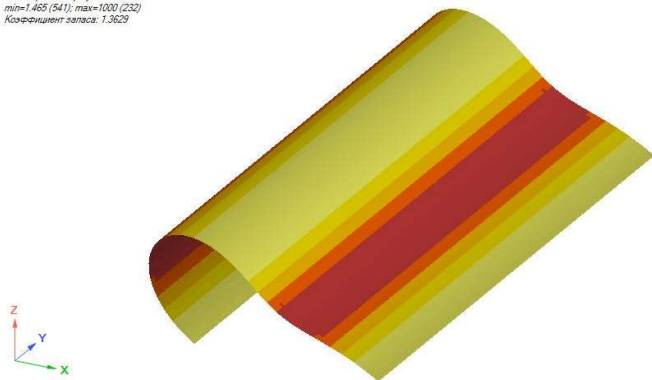


Рис. А.6. 1. Форма втрати стійкості 1

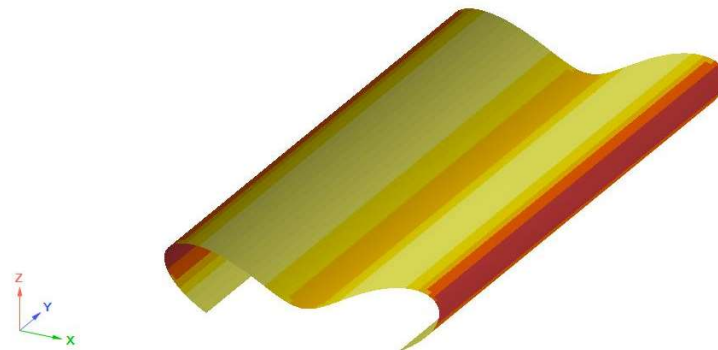


Рис. А.6. 2. Форма втрати стійкості 2





1.3 Форма потери устойчивости 3  
 min=0.05694 (5076); max=1000 (154)  
 Коэффициент запаса: 4.9424

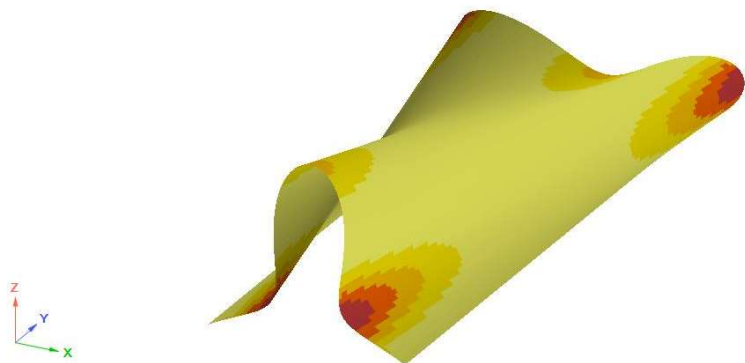


Рис. А.6. 3. Форма втрати стійкості 3



1... 150kriv2  
 min=0.0005792 (383); max=0.3485 (226)

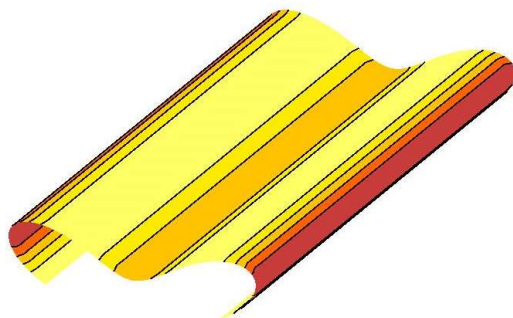
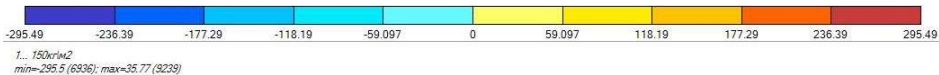


Рис. А.6. 5. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



1... 150kriv2  
 min=-295.5 (6936); max=29.77 (9239)

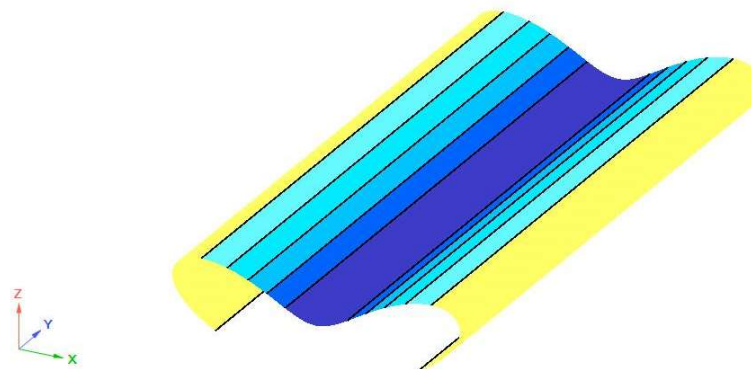
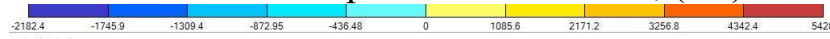


Рис. А.6. 4. Переміщення по осі Z, (мм)



1... 150kriv2  
 min=-2182 (226); max=5428 (180)

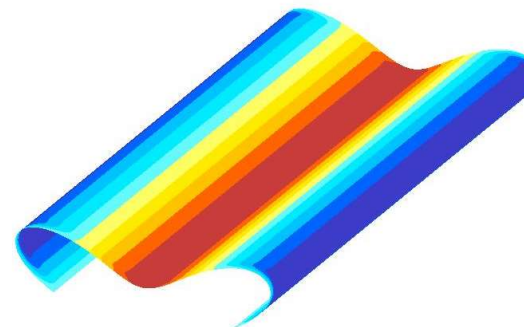


Рис. А.6. 6. Ізополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

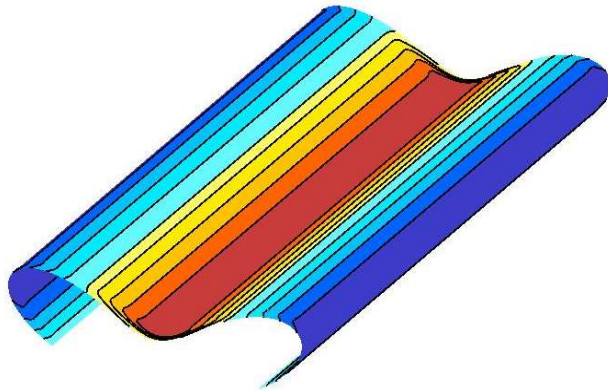
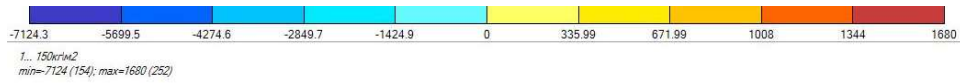


Рис. А.6. 7. Ізополя головних напружень  $\sigma_3, (10^2 \times \text{МПа})$

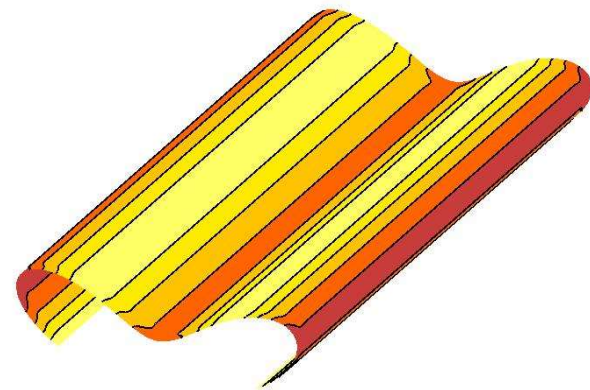


Рис. А.6. 8. Ізополя дотичних напружень  $\tau, (10^2 \times \text{МПа})$

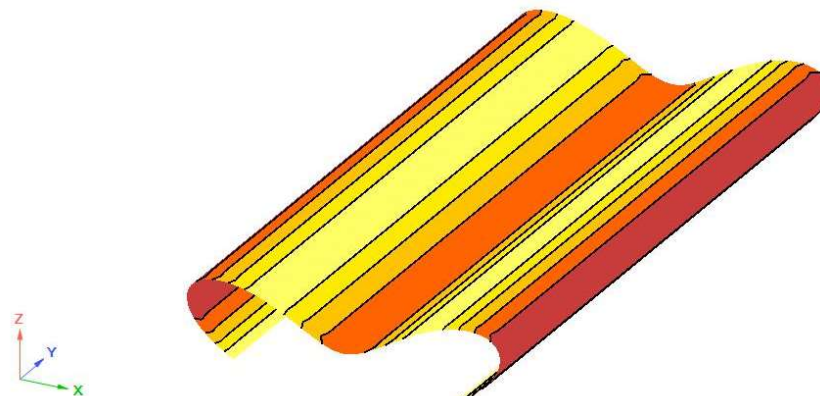


Рис. А.6. 9. Ізополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса) ,  $(10^2 \times \text{МПа})$

## А.7. Гладка конструктивно-ортотропна довга оболонка з торцевими діафрагмами. $R=0.125L=H=11.585\text{м}$ .

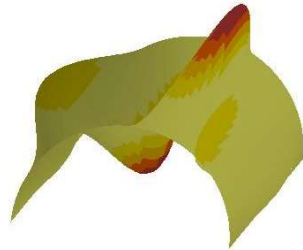


Рис. А.7.1. Форма втрати стійкості 1

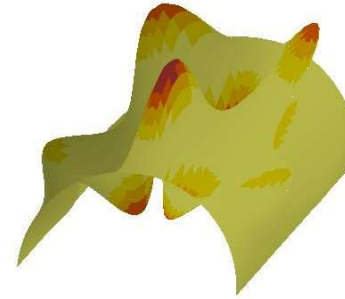


Рис. А.7.2. Форма втрати стійкості 2

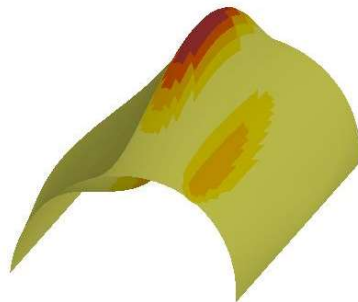


Рис. А.7.3. Форма втрати стійкості 3

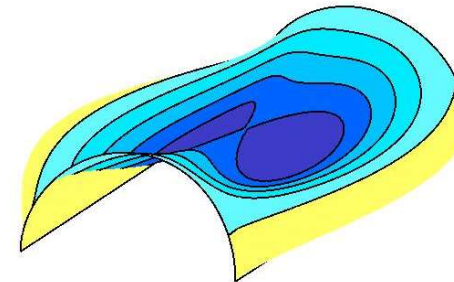
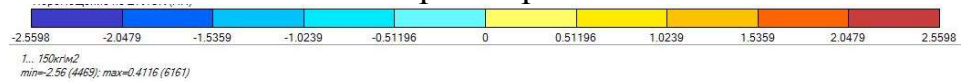


Рис. А.7.4. Переміщення по осі Z, (мм)

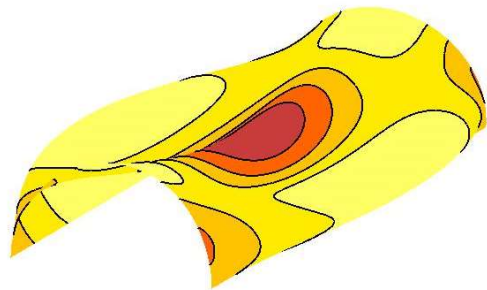


Рис. А.7.5. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

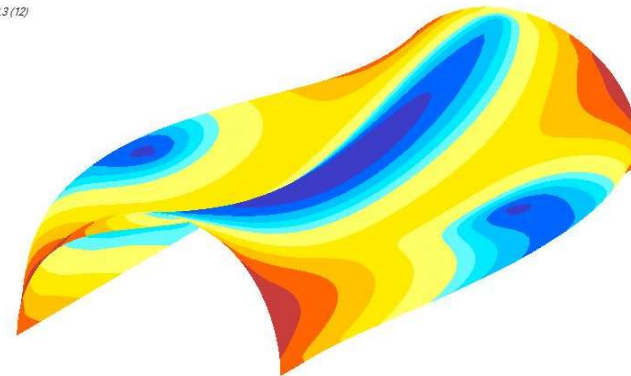
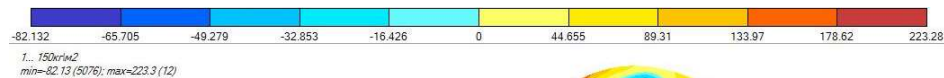


Рис. А.7.6. Ізополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

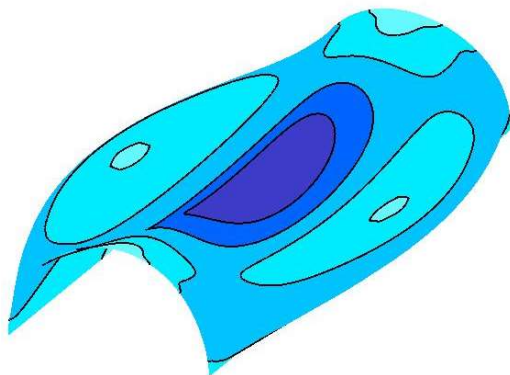


Рис. А.7.7. Ізополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

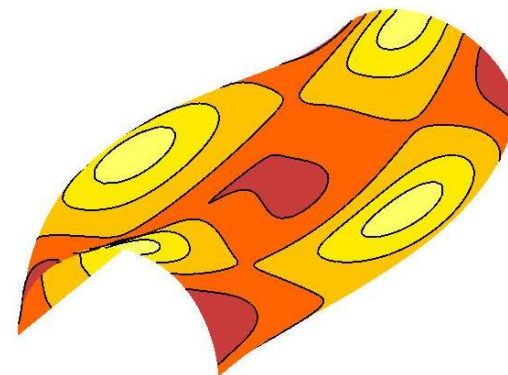


Рис. А.7.8. Ізополя дотичних напружень  $\tau$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

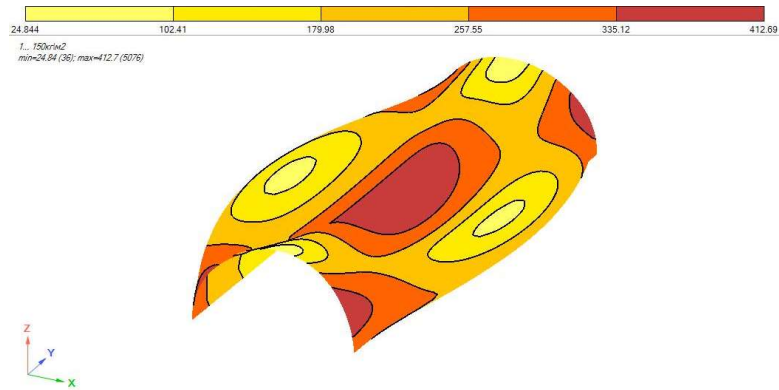


Рис. А.7.19. Ізополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

**А.8. Гладка конструктивно-ортотропна довга оболонка з торцевими і проміжними діафрагмами.  
 $R=0.125L=H=11.585\text{м}$ .**

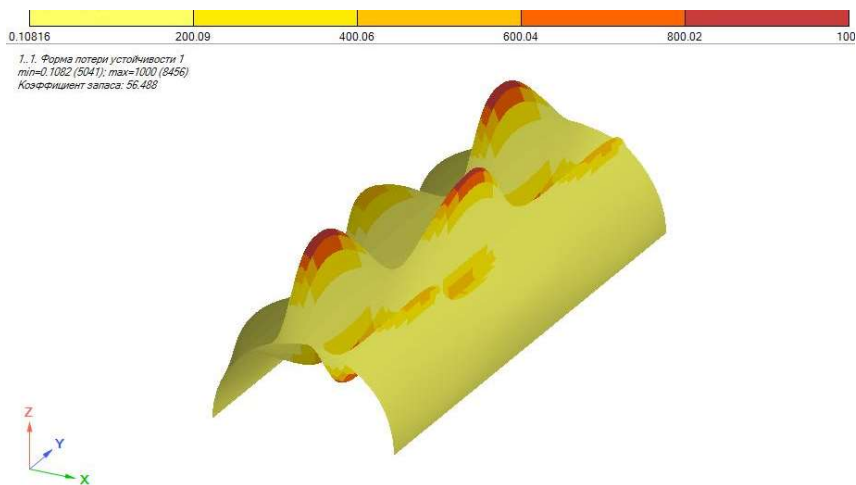


Рис. А.8.1. Форма втрати стійкості 1

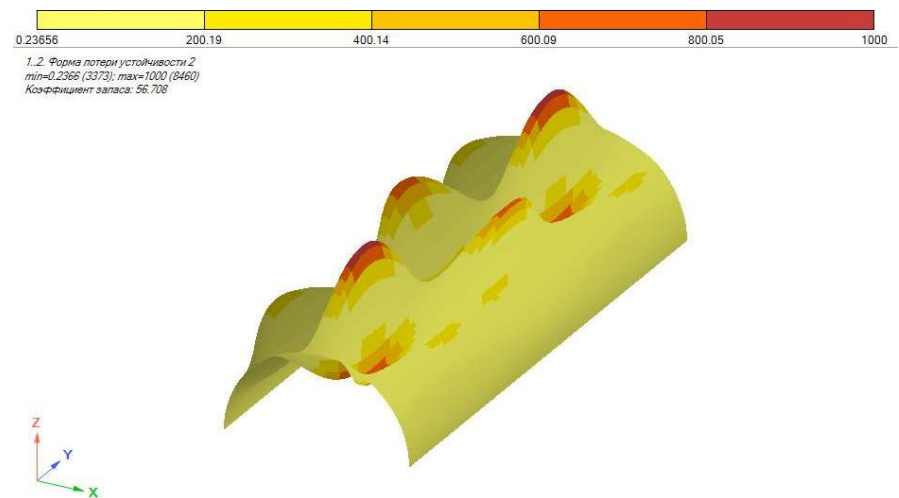


Рис. А.8.2. Форма втрати стійкості 2

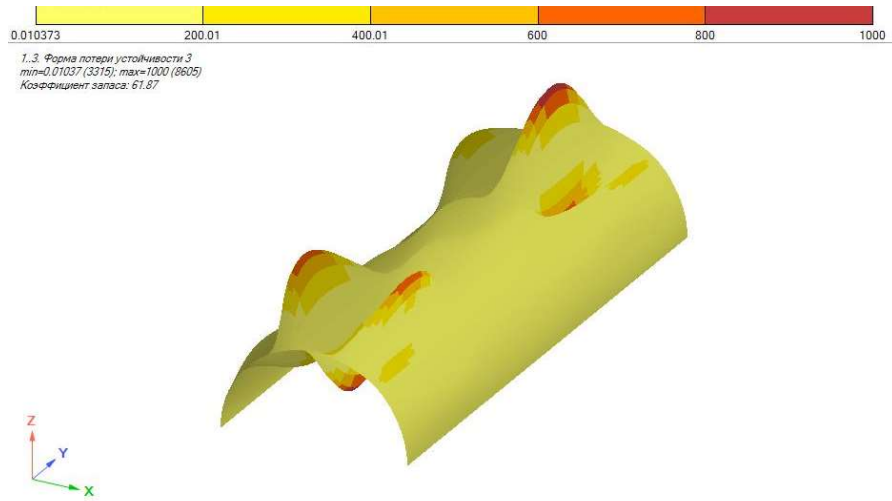


Рис. А.8.3. Форма втрати стійкості 3



Рис. А.8.5. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

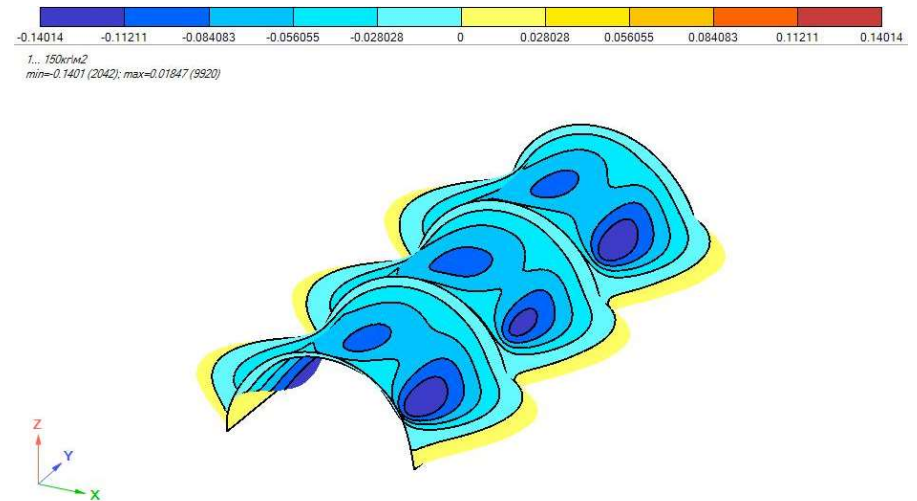


Рис. А.8.4. Переміщення по осі Z, (мм)

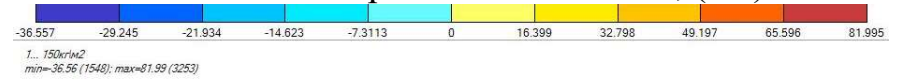


Рис. А.8.6. Ізополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

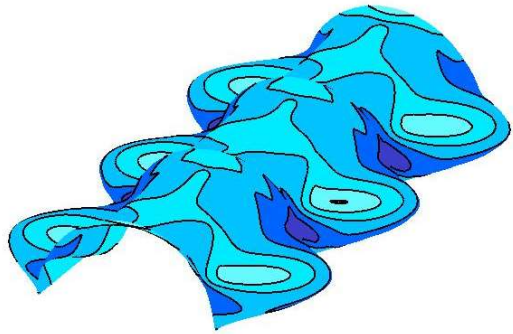
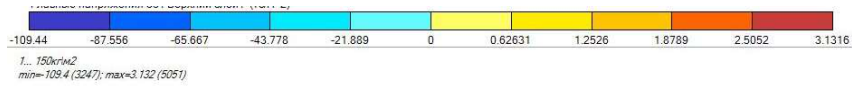


Рис. А.8.7. Ізополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

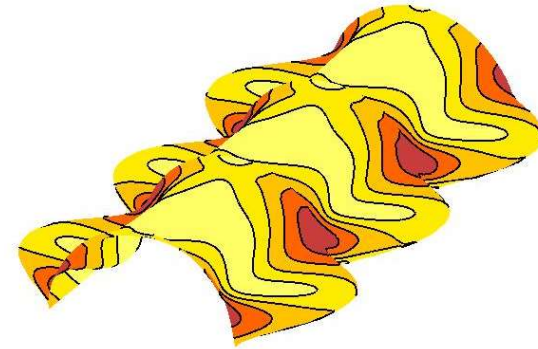


Рис. А.8.8. Ізополя дотичних напружень  $\tau$

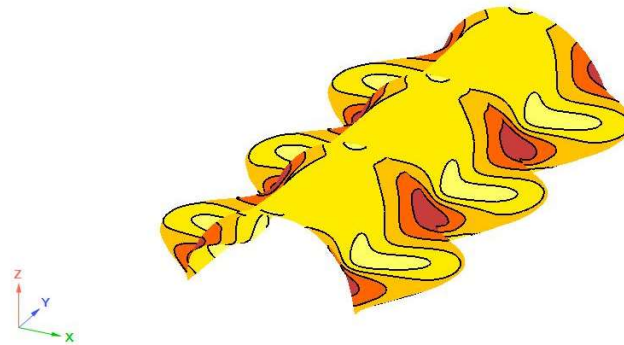


Рис. А.8.9. Ізополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

# ДОДАТОК «Б». ІЗОПОЛЯ КОМПОНЕНТІВ НДС РЕБРИСТИХ КОНТИНУАЛЬНИХ ОБОЛОНКОВИХ МОДЕЛЕЙ

## Б.1. Ребрита континуальна коротка оболонка без діафрагм



1.1. Форма потери устойчивости 1  
тип=1 (1); max=1000 (1464)  
Коэффициент запаса: 0,067752

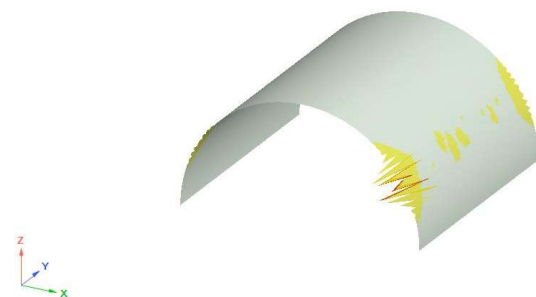


Рис. Б.1. 1. Форма втрати стійкості 1



1.2. Форма потери устойчивости 2  
тип=1 (1); max=1000 (1463)  
Коэффициент запаса: 0,067753

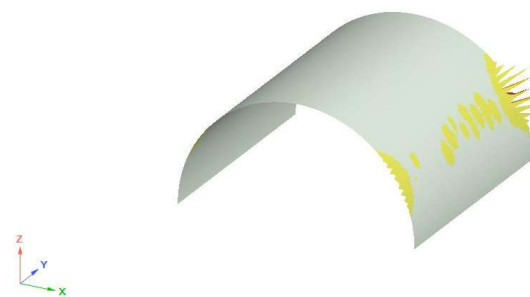
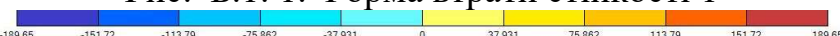


Рис. Б.1. 2. Форма втрати стійкості 2



1... Статическое нагружение  
тип=-189.7 (3338); max=33.06 (3535)

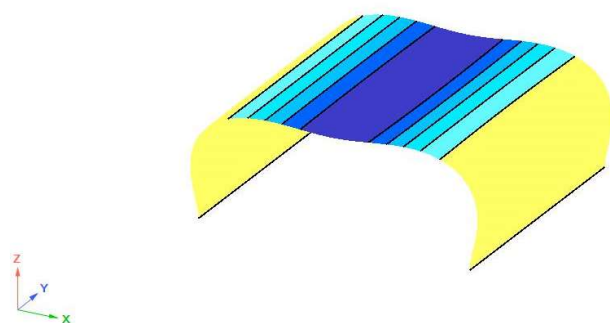


Рис. Б.1. 3. Переміщення по осі Z, (мм)



1... Статическое нагружение  
тип=3.052E-05 (3244); max=2.294 (32)

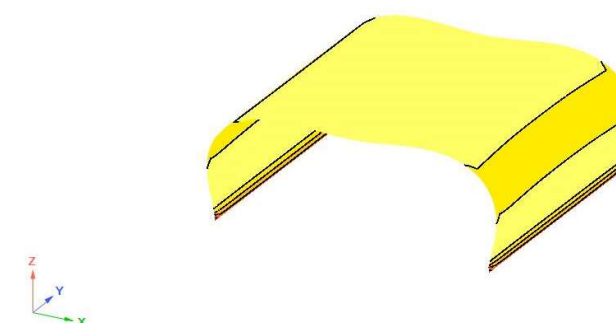
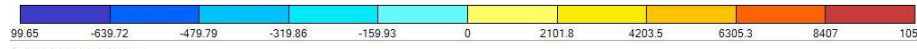


Рис. Б.1. 4. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )





1... Статическое нагружение  
 min=799.7 (7778); max=1.051E+04 (32)

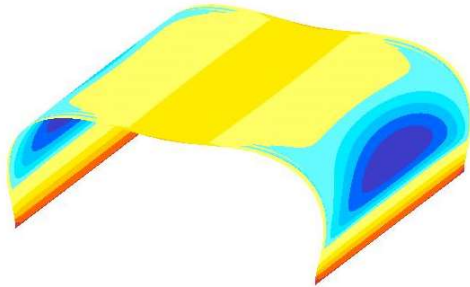


Рис. Б.1. 5. Изополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



1... Статическое нагружение  
 min=13.35 (3241); max=4321 (32)

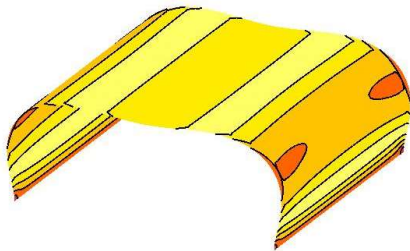
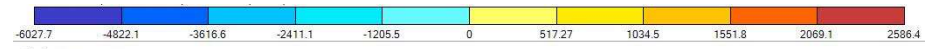


Рис. Б.1. 7. Изополя дотичних напружень  $\tau$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



1... Статическое нагружение  
 min=6028 (1562); max=2586 (9054)

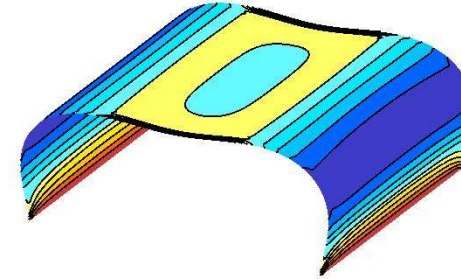


Рис. Б.1. 6. Изополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



1... Статическое нагружение  
 min=0 (627); max=1.051E+04 (32)

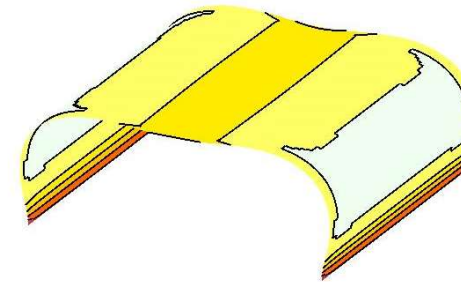


Рис. Б.1. 8. Изополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізера), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

## Б.2. Ребриста континуальна коротка оболонка з діафрагмами. $R=0.5L=H=11.585\text{м}$ .



1.1. Форма втрати стійкості 1  
 $\text{min}=0$  (1);  $\text{max}=1000$  (4525)  
 Коэффициент запаса: 0.22938

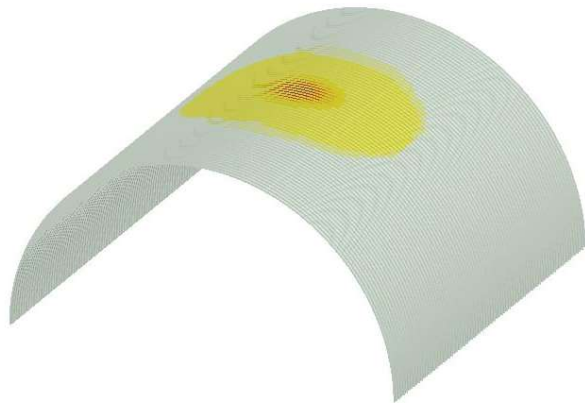
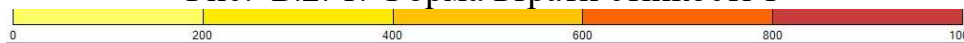


Рис. Б.2. 1. Форма втрати стійкості 1



1.3. Форма втрати стійкості 3  
 $\text{min}=0$  (1);  $\text{max}=1000$  (4520)  
 Коэффициент запаса: 0.23458



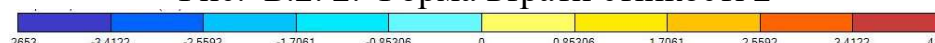
Рис. Б.2. 3. Форма втрати стійкості 3



1.2. Форма втрати стійкості 2  
 $\text{min}=0$  (1);  $\text{max}=1000$  (5065)  
 Коэффициент запаса: 0.23456



Рис. Б.2. 2. Форма втрати стійкості 2



1. Статичное нагружение  
 $\text{min}=-4.265$  (12174);  $\text{max}=0.7874$  (16308)

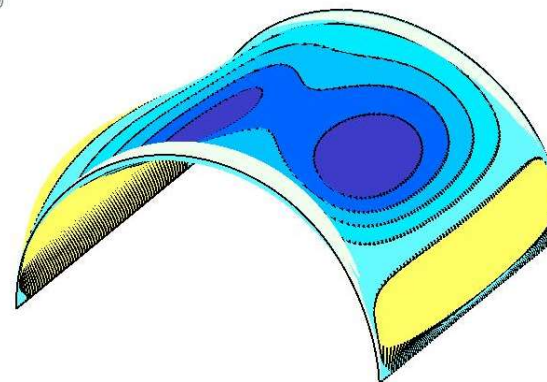


Рис. Б.2. 4. Переміщення по осі Z, (мм)

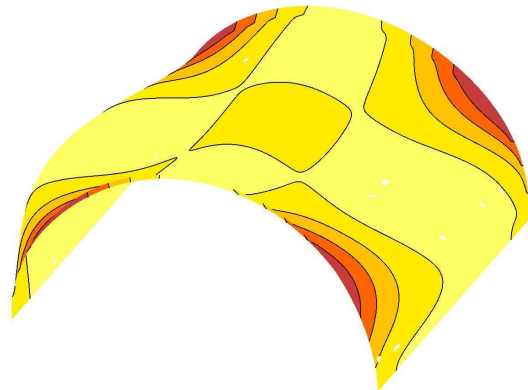


Рис. Б.2. 5. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

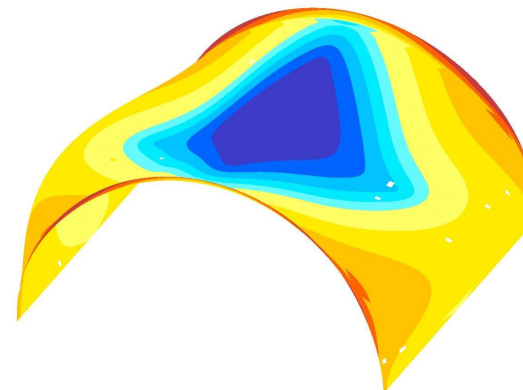


Рис. Б.2. 6. Ізополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

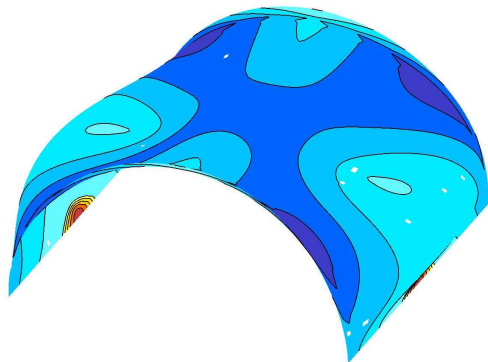


Рис. Б.2. 7. Ізополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

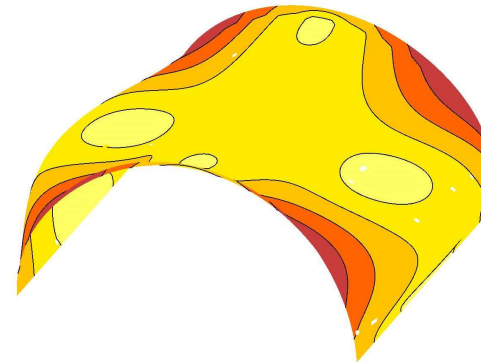


Рис. Б.2. 8. Ізополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

### Б.3. Ребриста континуальна оболонка середньої довжини без діафрагм.

$$R=0.25L=H=11.585\text{м.}$$

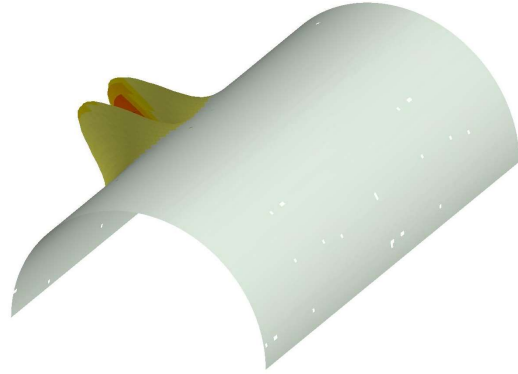


Рис. Б.3.2. Форма втрати стійкості 1

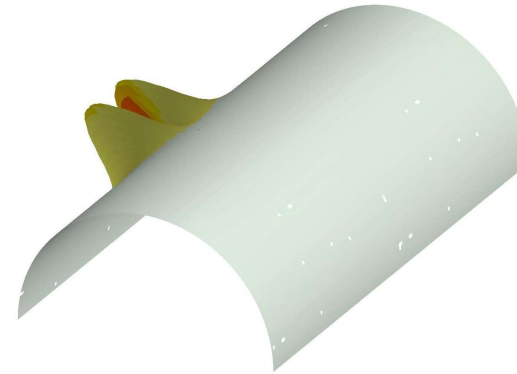


Рис. Б.3.1. Форма втрати стійкості 2

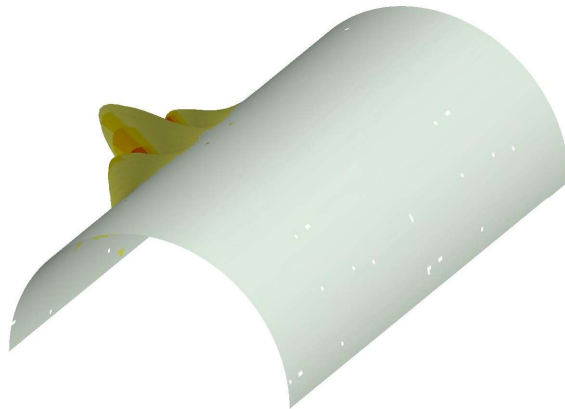


Рис. Б.3.3. Форма втрати стійкості 3

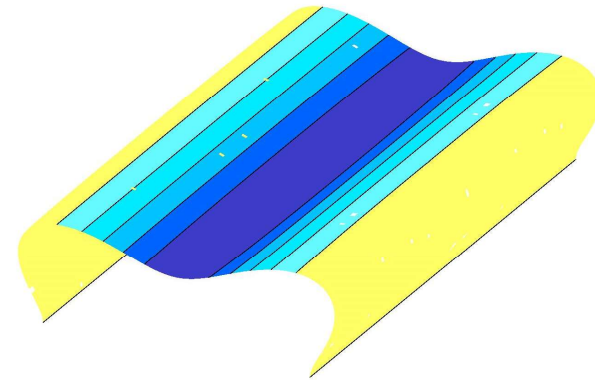
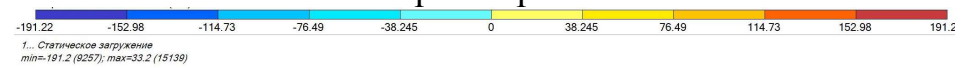


Рис. Б.3.4. Переміщення по осі Z, (мм)

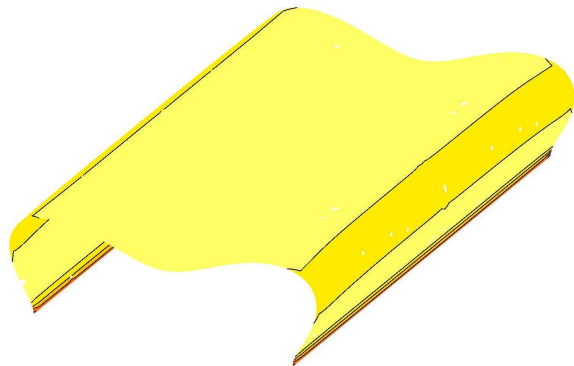


Рис. Б.3.5. Изополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

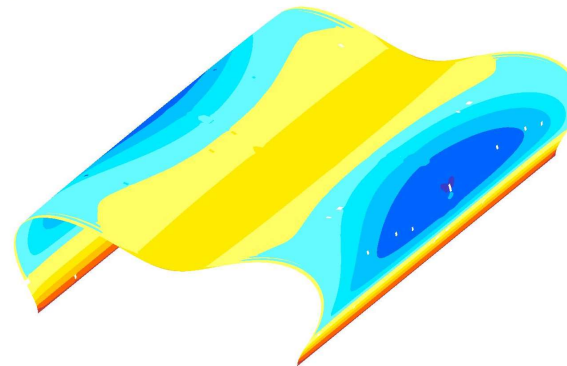
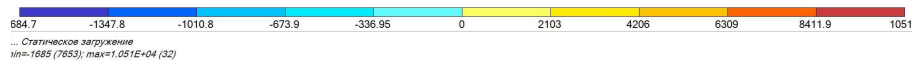


Рис. Б.3.6. Изополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

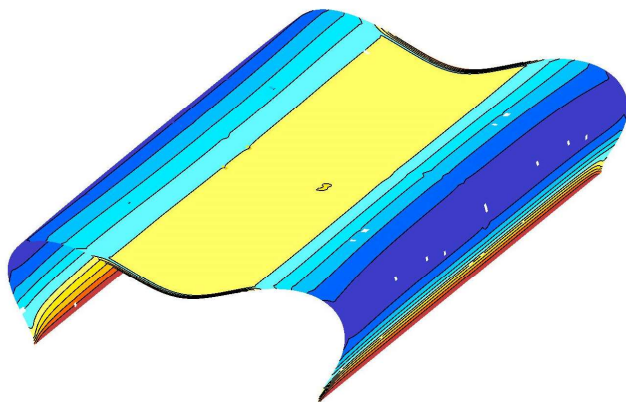
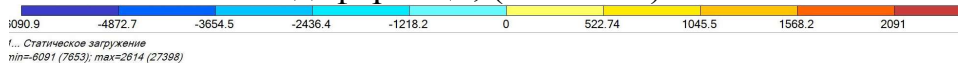


Рис. Б.3.7. Изополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

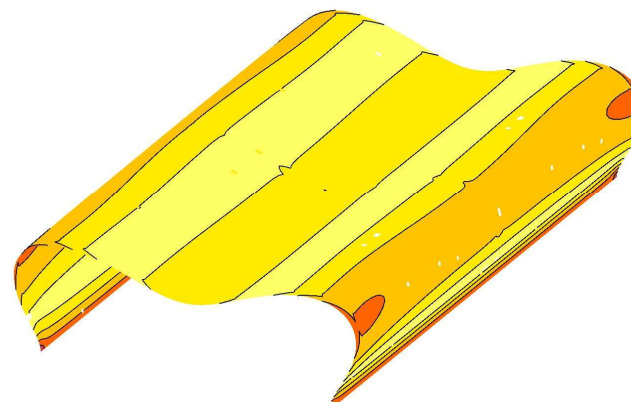


Рис. Б.3.8. Изополя дотичних напружень  $\tau$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

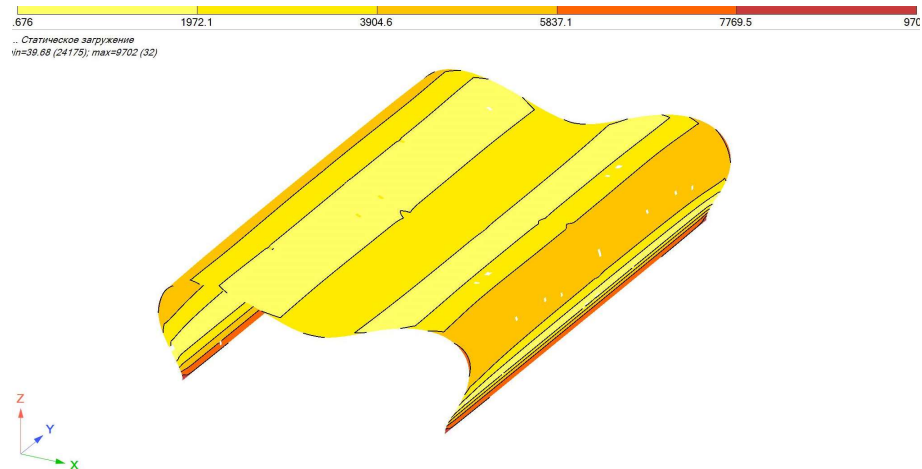


Рис. Б.3.9. Ізополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

**Б.4. Ребриста континуальна оболонка середньої довжини з торцевими діафрагмами.  $R=0.25L=H=11.585\text{м}$ .**

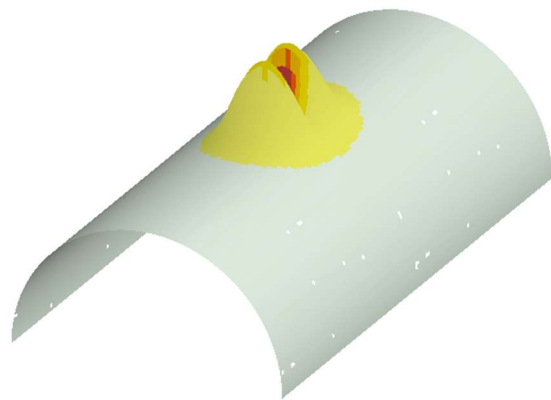


Рис. Б.4.1. Форма втрати стійкості 1

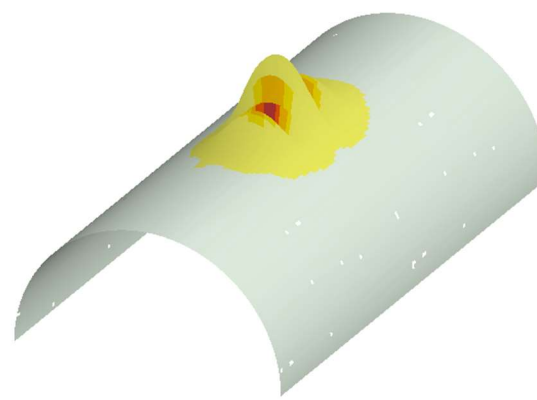


Рис. Б.4.2. Форма втрати стійкості 2

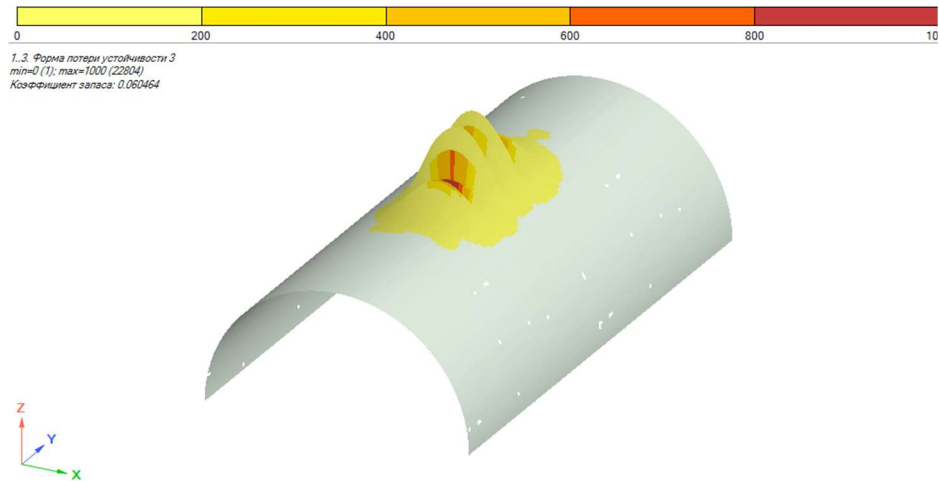


Рис. Б.4.3. Форма втрати стійкості 3

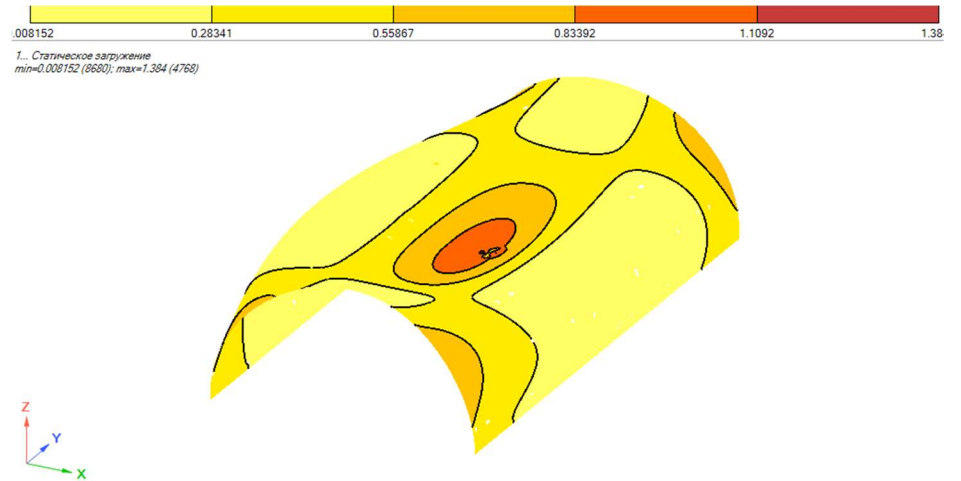


Рис. Б.4.4. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації

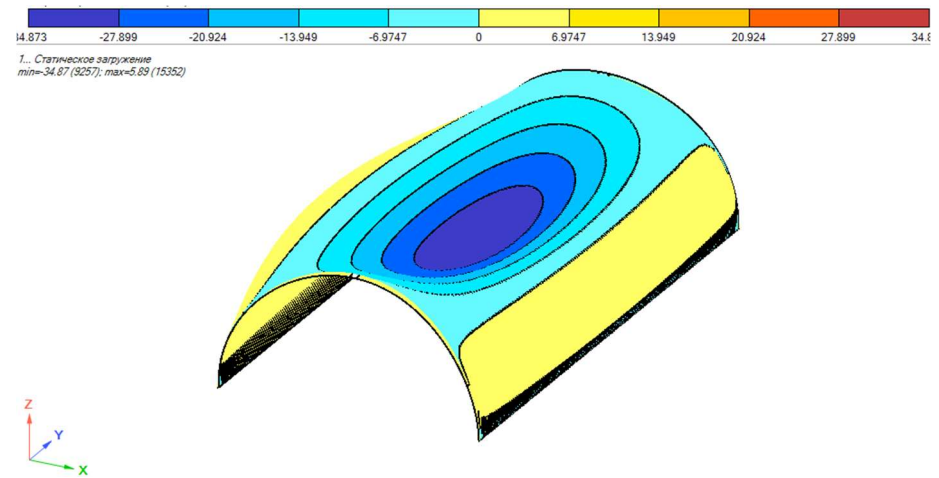


Рис. Б.4.5. Переміщення по осі Z, (мм)

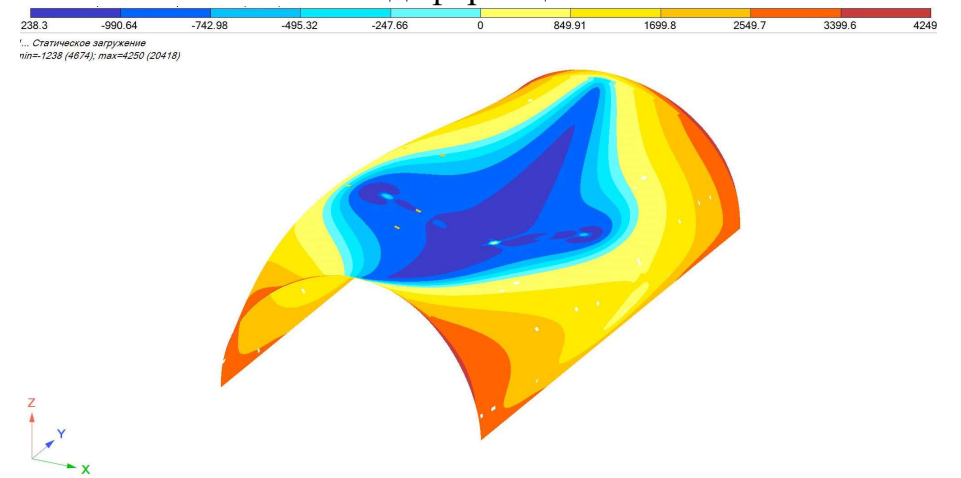


Рис. Б.4.6. Ізополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

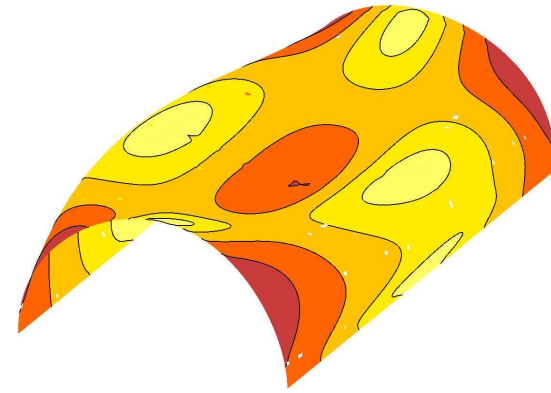
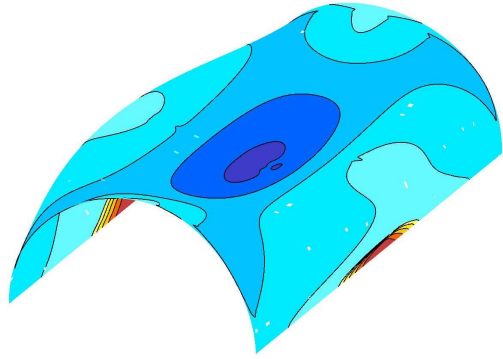
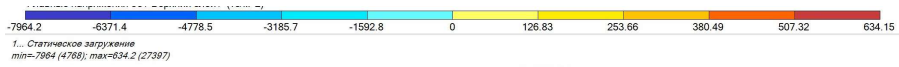


Рис. Б.4.7. Изополя головних напружень  $\sigma_3, (10^2 \times \text{МПа})$

Рис. Б.4.8. Изополя дотичних напружень  $\tau, (10^2 \times \text{МПа})$

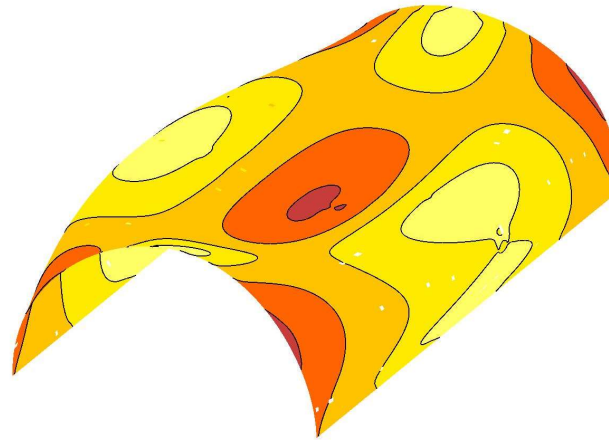


Рис. Б.4.9. Изополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса)  $, (10^2 \times \text{МПа})$



**Б.5. Ребриста континуальна оболонка середньої довжини з торцевими і проміжною діафрагмами.  
R=0.25L=H=11.585м.**

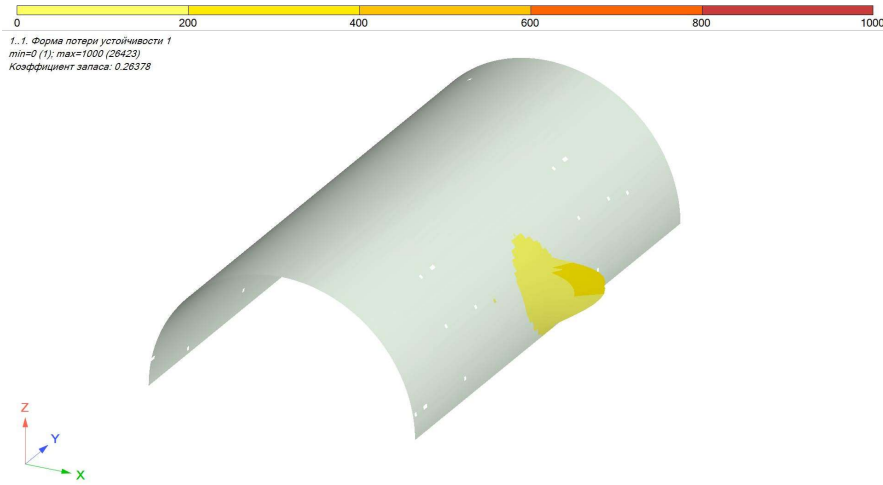


Рис. Б.5.1. Форма втрати стійкості 1

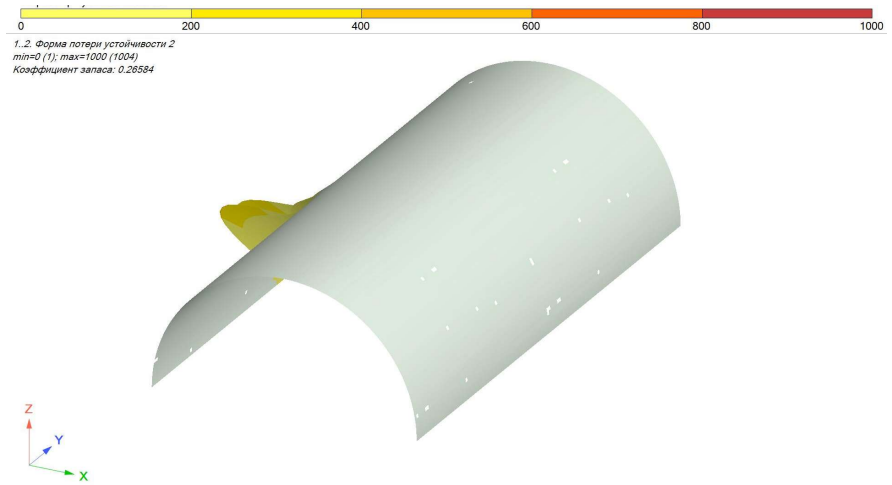


Рис. Б.5.2. Форма втрати стійкості 2

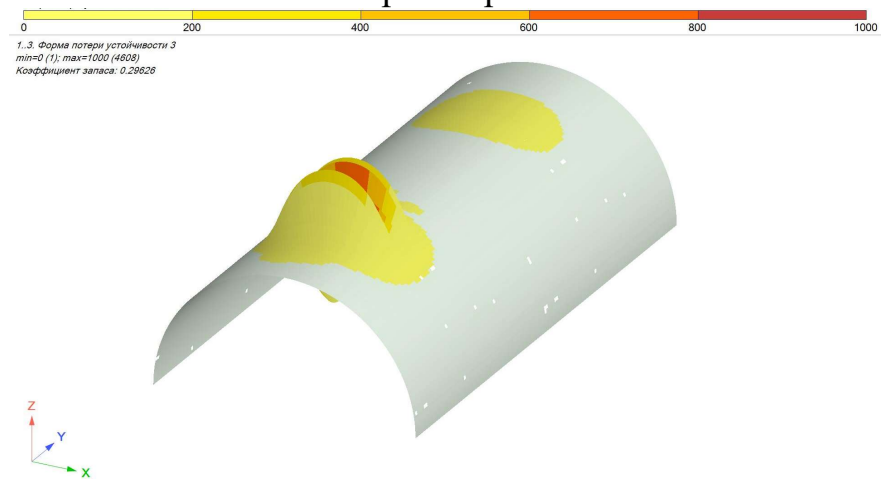


Рис. Б.5.3. Форма втрати стійкості 3

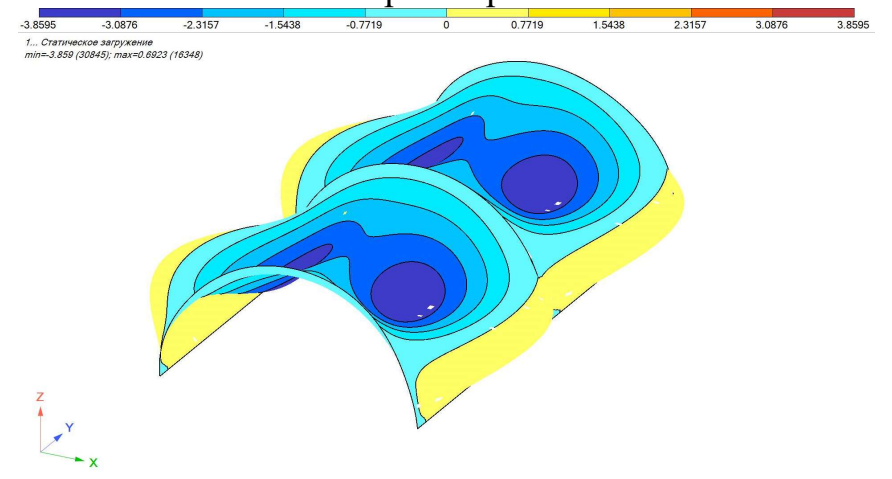


Рис. Б.5.4. Переміщення по осі Z, (мм)

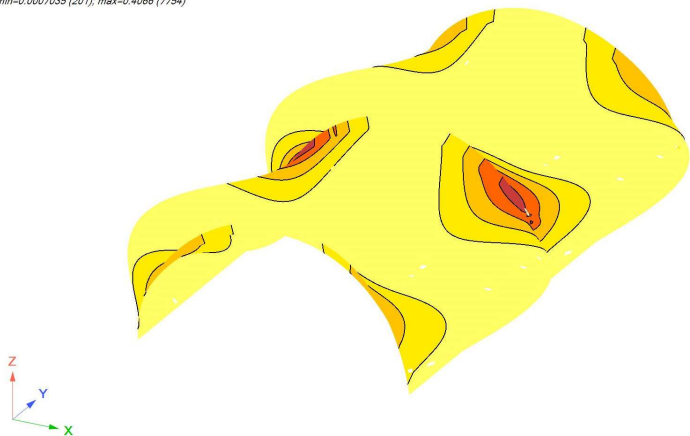


Рис. Б.5.5. Изополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

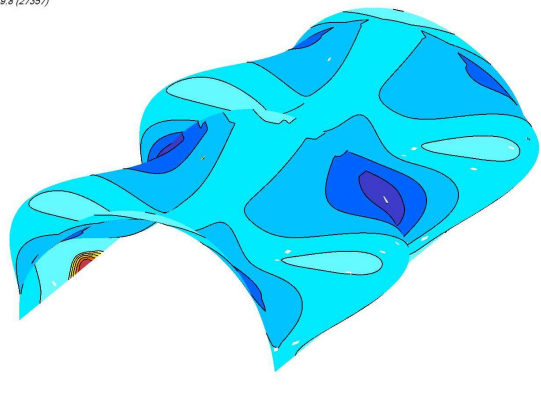
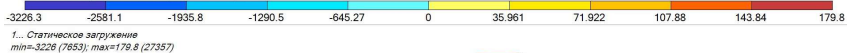


Рис. Б.5.7. Изополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

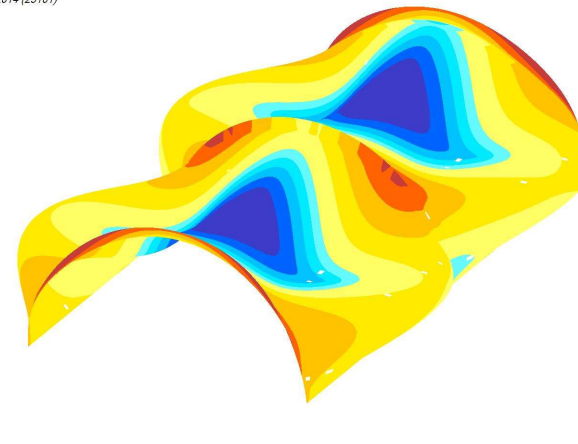
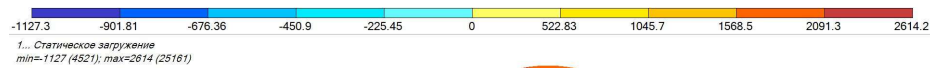


Рис. Б.5.6. Изополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

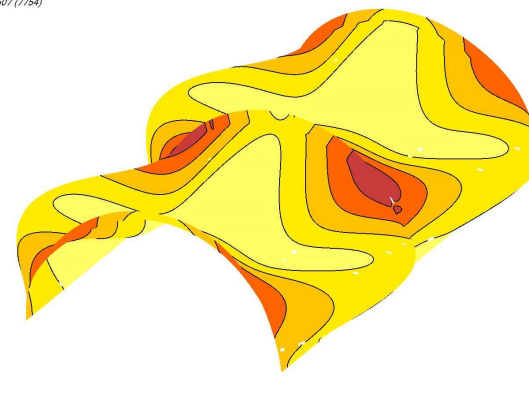
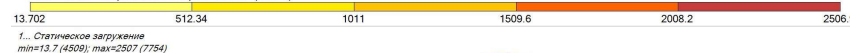


Рис. Б.5.8. Изополя дотичних напружень  $\tau$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

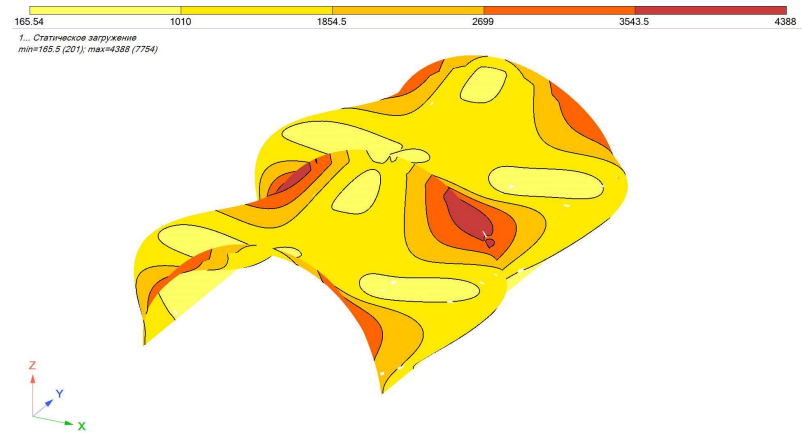


Рис. Б.5.9. Ізополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса)

**Б.6 Ребриста континуальна довга оболонка з торцевими діафрагмами.  $R=0.125L=H=11.585\text{м}$ .**

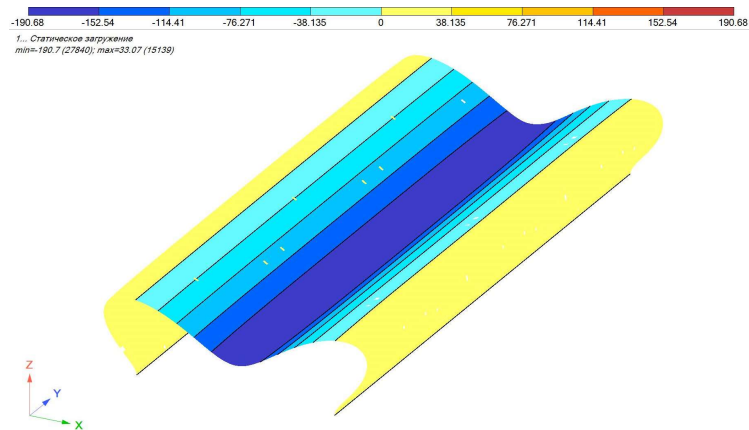


Рис. Б.6.1. Переміщення по осі Z, (мм)

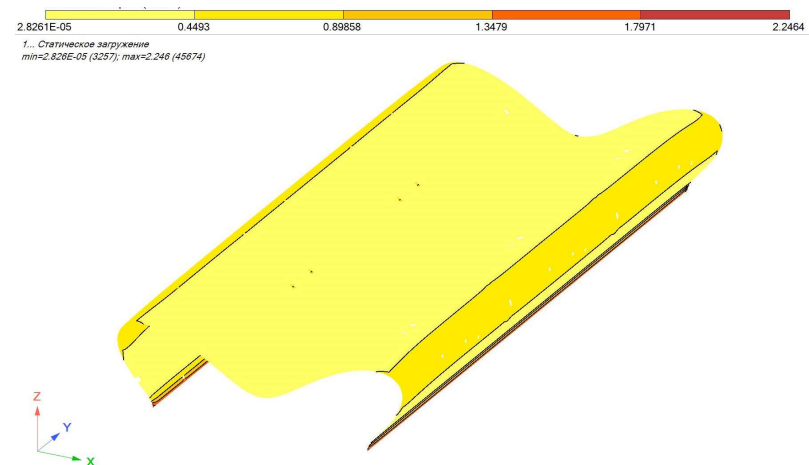


Рис. Б.6.2. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

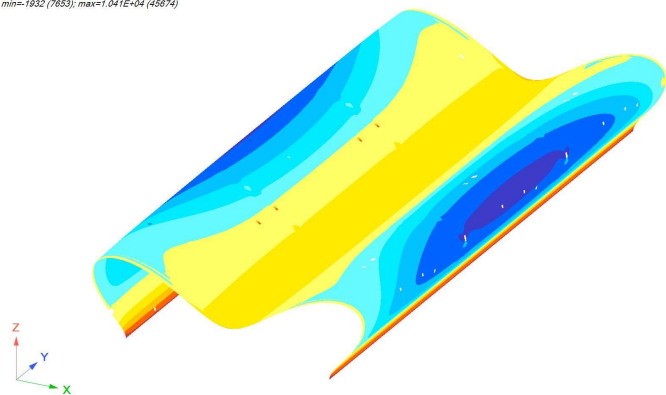
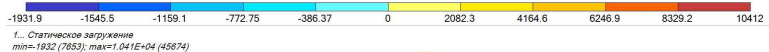


Рис. Б.6.3. Ізополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

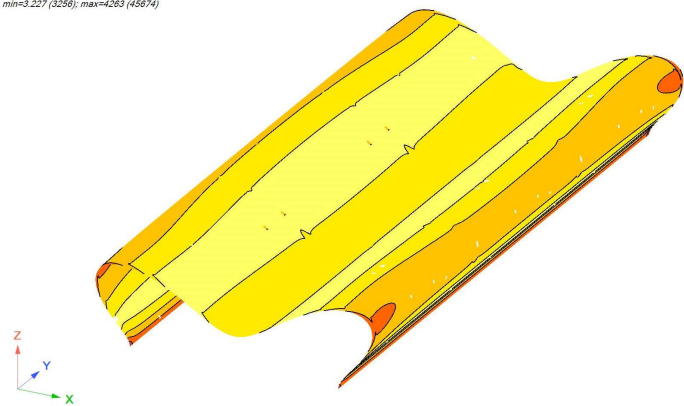
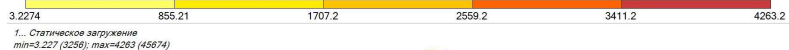


Рис. Б.6.5. Ізополя дотичних напружень  $\tau$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

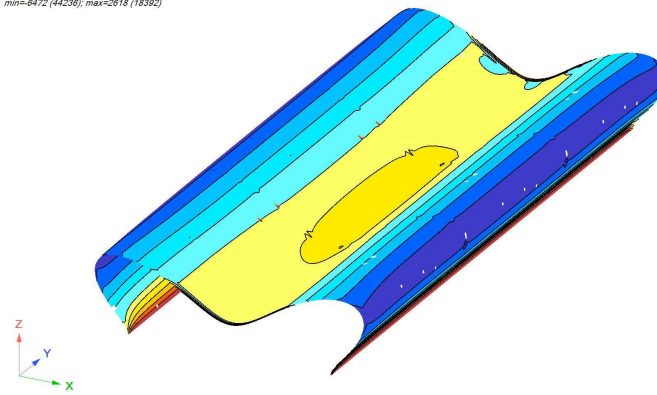
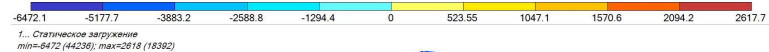


Рис. Б.6.4. Ізополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

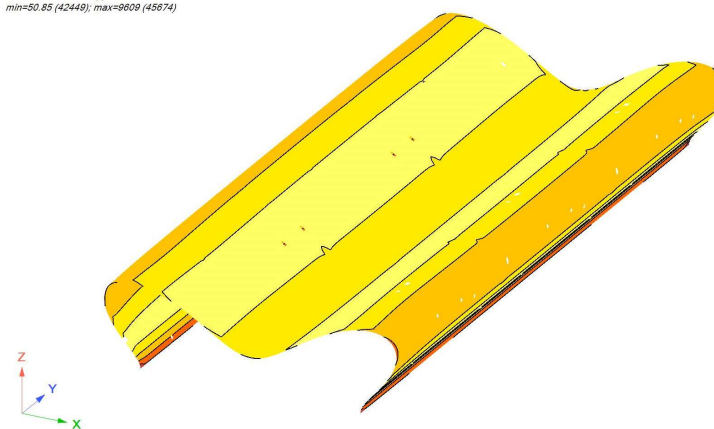


Рис. Б.6.7. Ізополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

## Б.7 Ребриста континуальна довга оболонка з торцевими діафрагмами. $R=0.125L=H=11.585\text{м}$ .

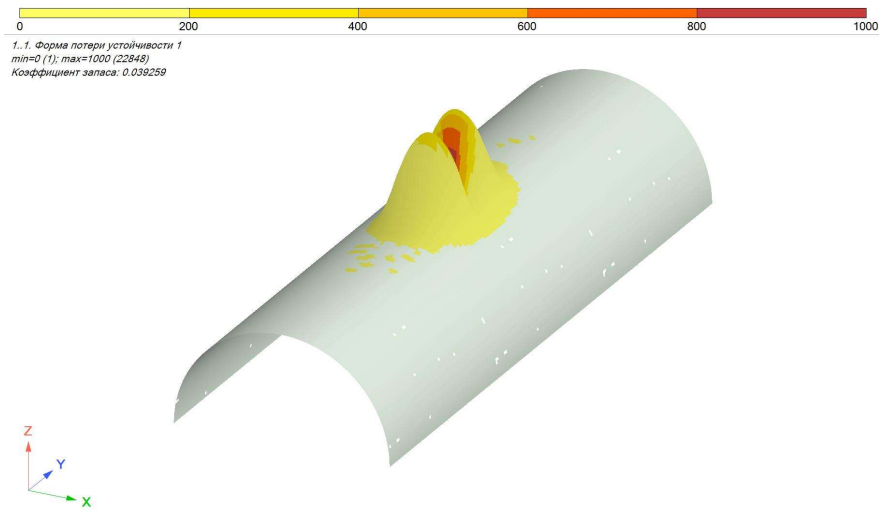


Рис. Б.7.1. Форма втрати стійкості 1

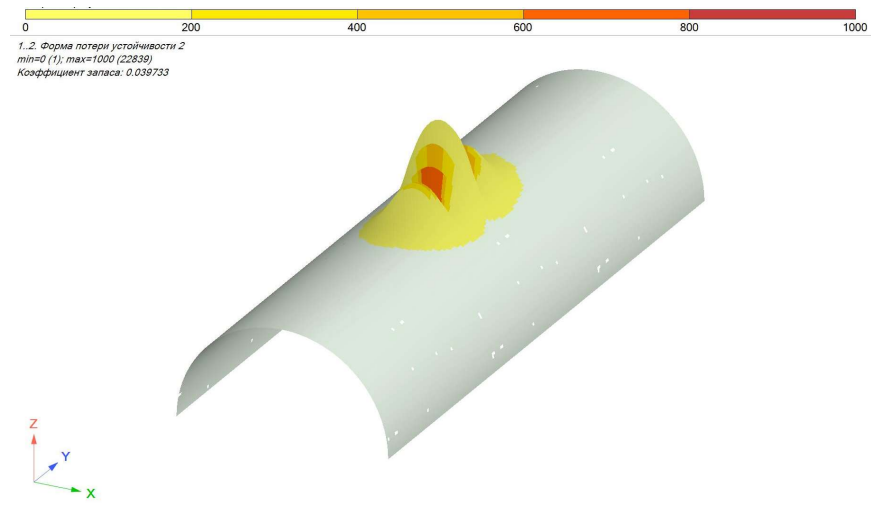


Рис. Б.7.2. Форма втрати стійкості 2

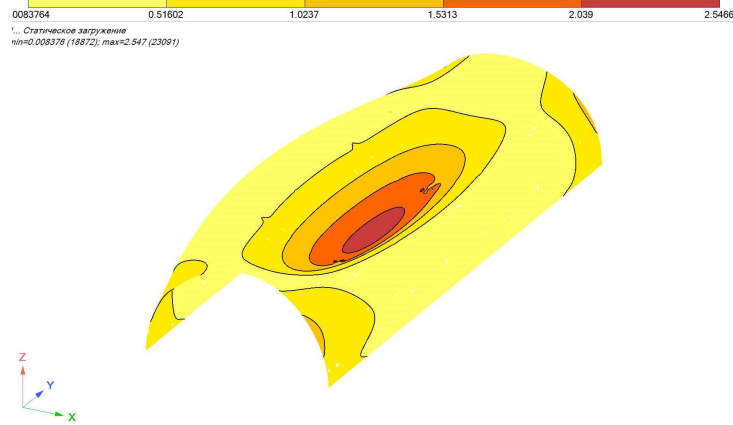


Рис. Б.7.3. Ізополя щільності потенціальної енергії деформації, ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

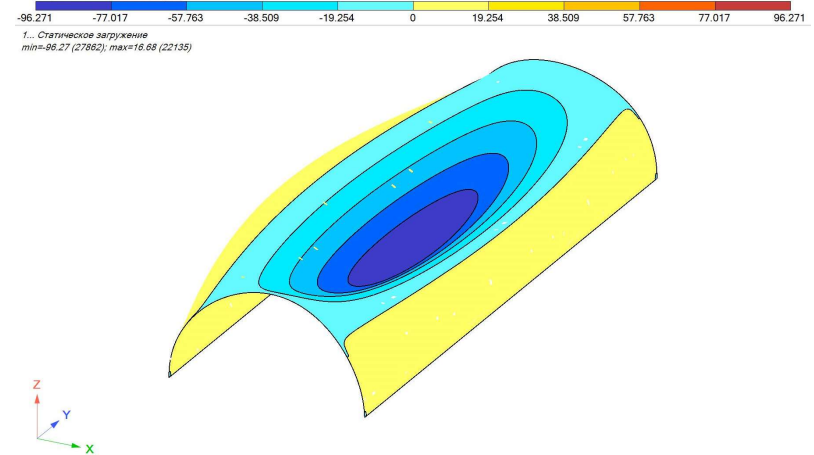


Рис. Б.7.4. Переміщення по осі Z, (мм)

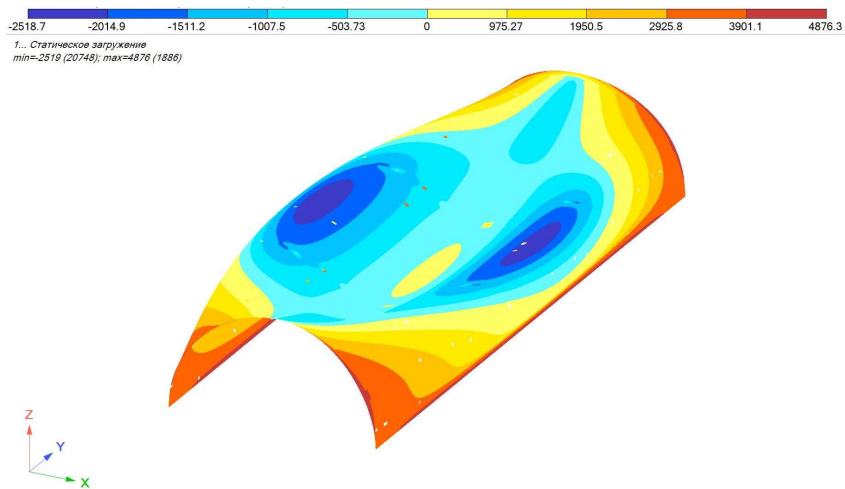


Рис. Б.7.5. Изополя головних напружень  $\sigma_1$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



Рис. Б.7.7. Изополя дотичних напружень  $\tau$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )

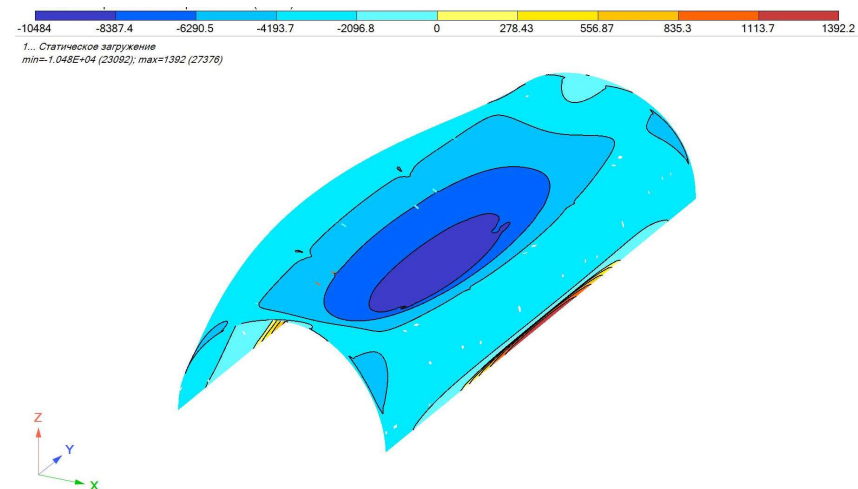


Рис. Б.7.6. Изополя головних напружень  $\sigma_3$ , ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



Рис. Б.7.8. Изополя еквівалентних напружень  $\sigma_E$  (Губера-Хенкі-Мізеса), ( $10^2 \times \text{МПа}$ )



## Б.8 Ребриста континуальна довга оболонка з торцевими та проміжними діафрагмами



1.1. Форма втрати стійкості 1  
 $\min=0$  (1);  $\max=1000$  (26441)  
 Коэффициент запаса: 0.27371

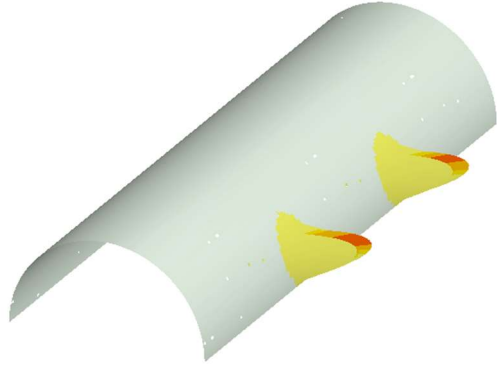
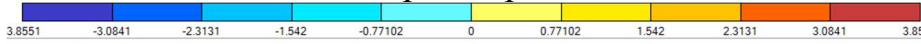


Рис. Б.8.1. Форма втрати стійкості 1



1. Статическое нагружение  
 $\min=-3.8551$  (49164);  $\max=0.6918$  (16348)

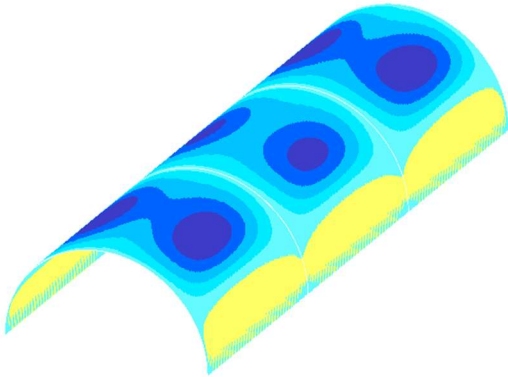


Рис. Б.8.3. Переміщення по осі Z, (мм)



1.3. Форма втрати стійкості 3  
 $\min=0$  (1);  $\max=1000$  (19288)  
 Коэффициент запаса: 0.2759

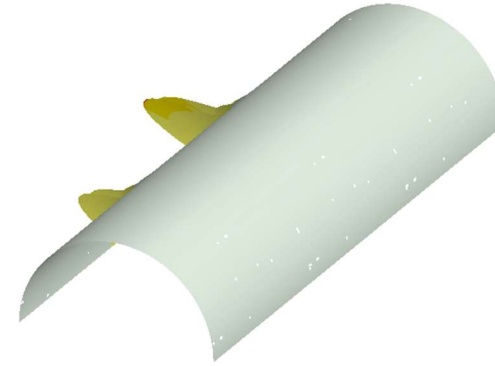


Рис. Б.8.2. Форма втрати стійкості 3



1. Статическое нагружение  
 $\min=0.00043357$  (18523);  $\max=0.4056$  (7754)

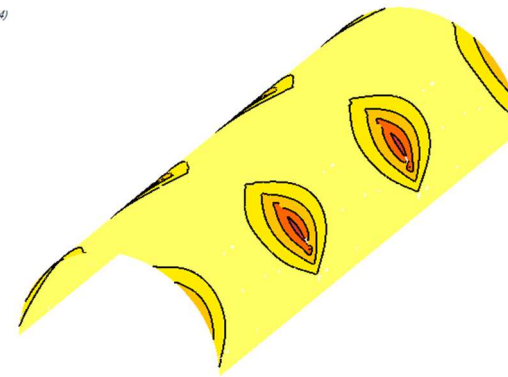


Рис. Б.8.4. Изополя щільності потенціальної енергії деформації

## ДОДАТОК «В». ІЗОПОЛЯ ПЕРЕМІЩЕНЬ ДЛЯ ПЕРШИХ ТРЬОХ ФОРМ ВЛАСНИХ КОЛИВАНЬ ДОСЛІДЖУЄМИХ МОДЕЛЕЙ

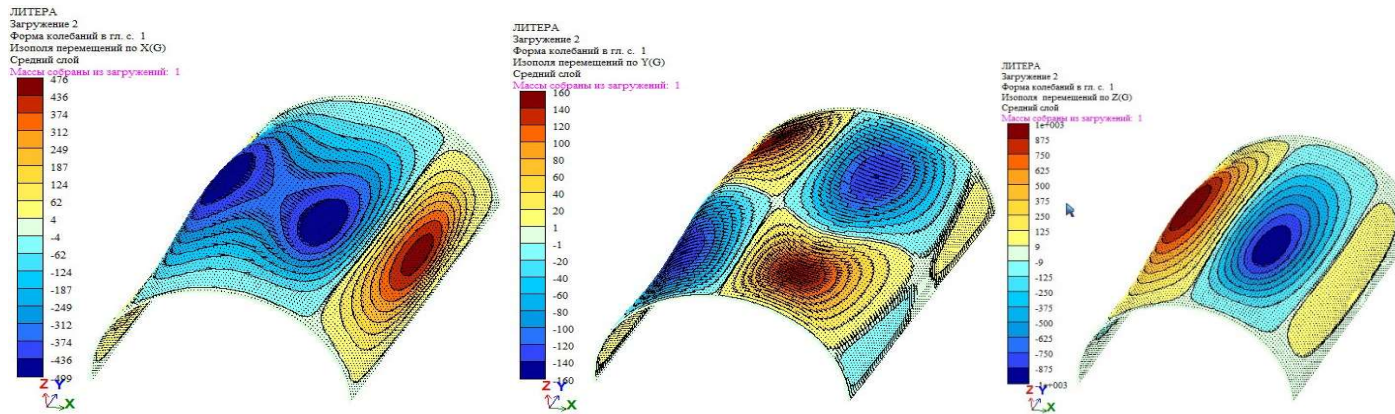


Рис. В.1. 1-ша форма власних коливань. Ізополя переміщень по осях «X», «Y», «Z», відповідно. Дискретно-континуальній модель оболонки з використанням СЕ одnobічної в'язі.

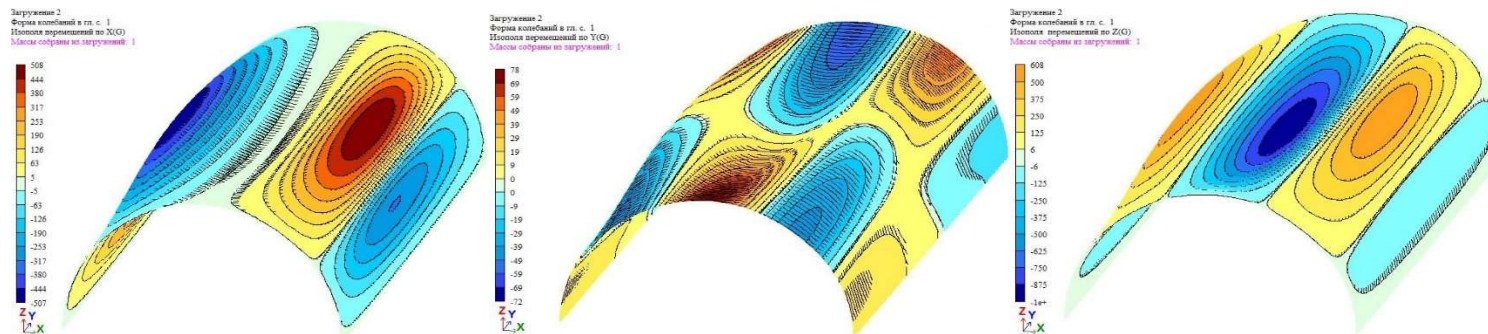


Рис. В.2. 1-ша форма власних коливань. Ізополя переміщень по осях «X», «Y», «Z», відповідно. Ребриста континуальна модель оболонки.



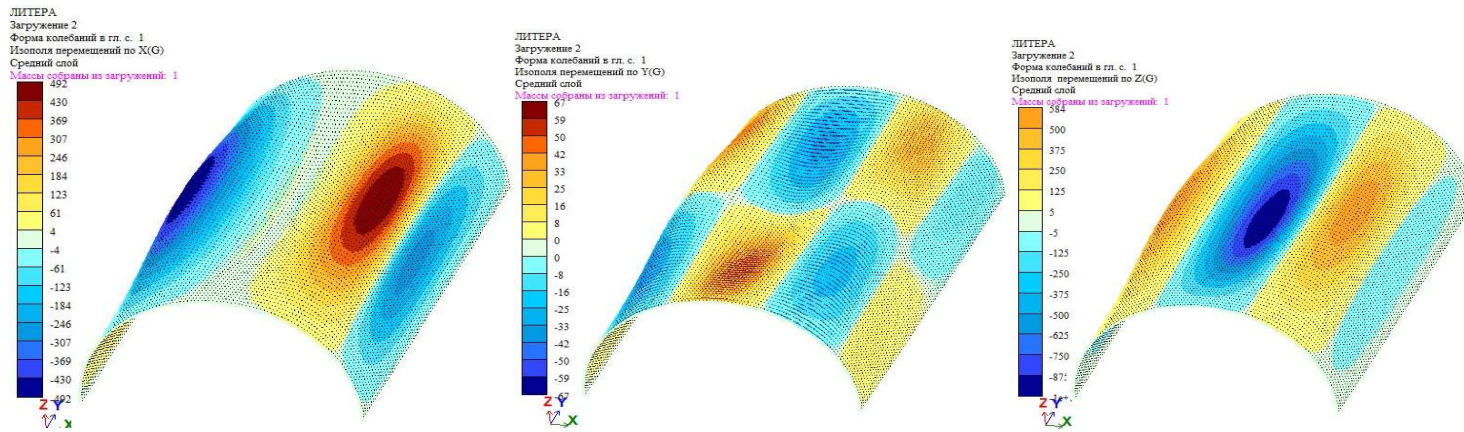


Рис. В.3. 1-ша форма власних коливань. Ізополя переміщень по осях «X», «Y», «Z», відповідно. Модернізована дискретно-континуальна модель оболонки (моделює болтове з'єднання).

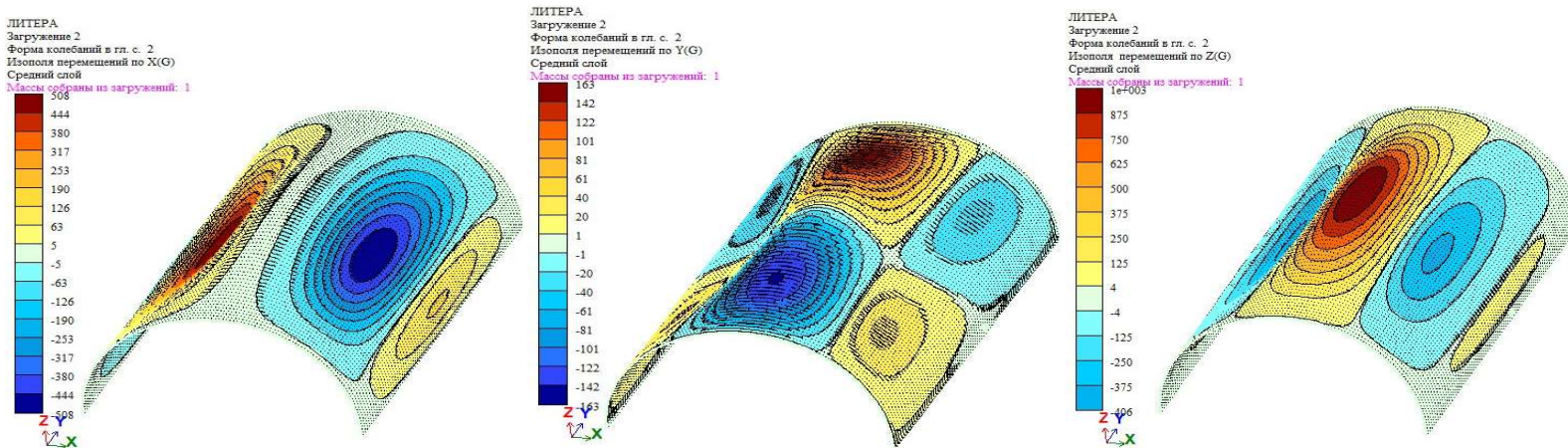


Рис. В.4. 2-га форма власних коливань. Ізополя переміщень по осях «X», «Y», «Z», відповідно. Дискретно-континуальної модель оболонки з використанням СЕ однічної в'язі.

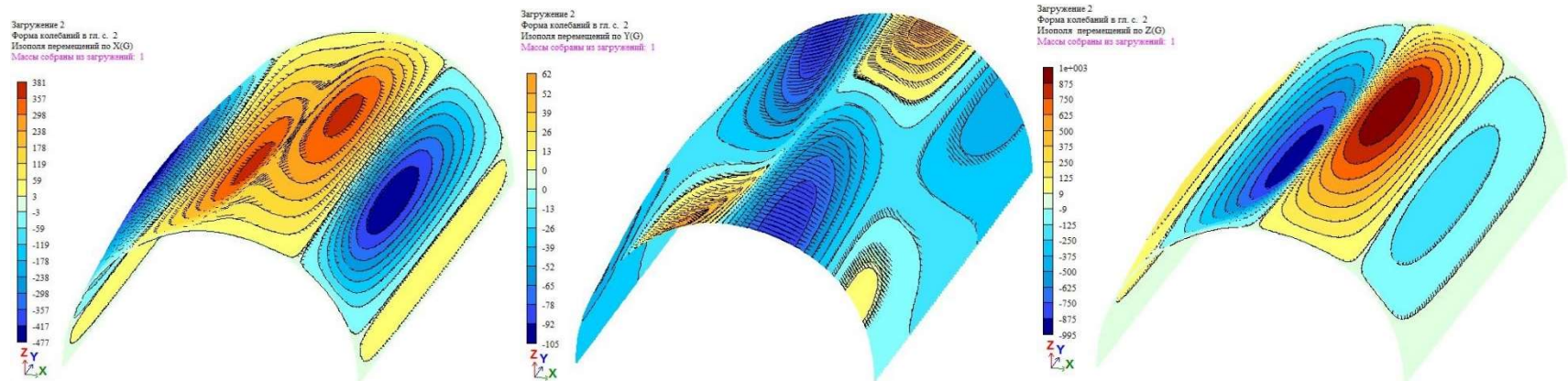


Рис. В.5. 2-га форма власних коливань. Ізополя переміщень по осях «X», «Y», «Z», відповідно. Ребриста континуальна модель оболонки.

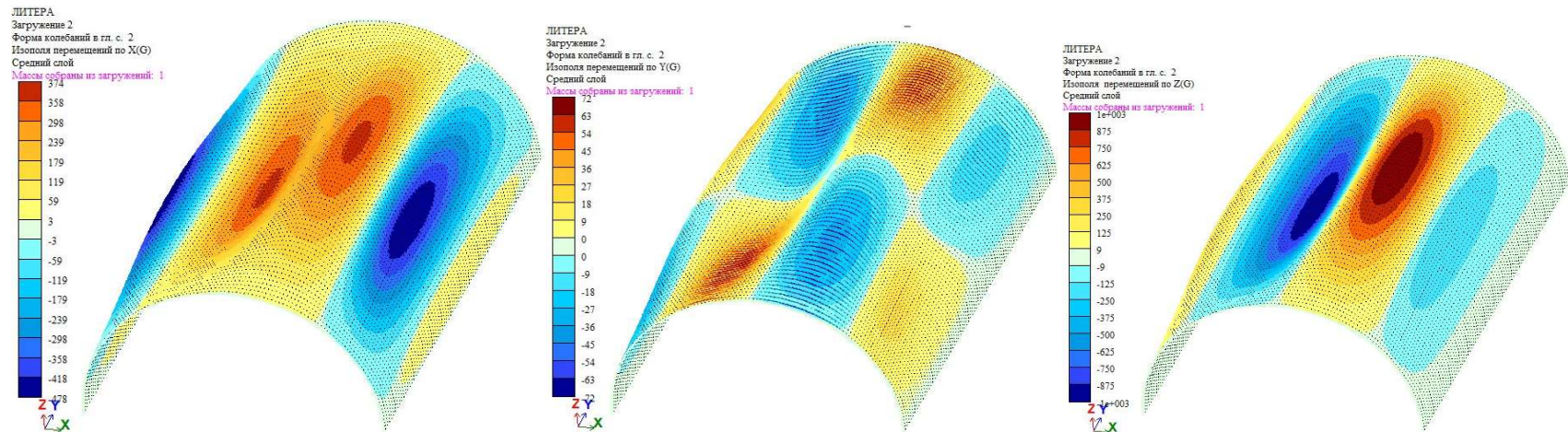


Рис. В.6. 2-га форма власних коливань. Ізополя переміщень по осях «X», «Y», «Z», відповідно. Модернізована дискретно-континуальна модель оболонки (моделює болтове з'єднання).

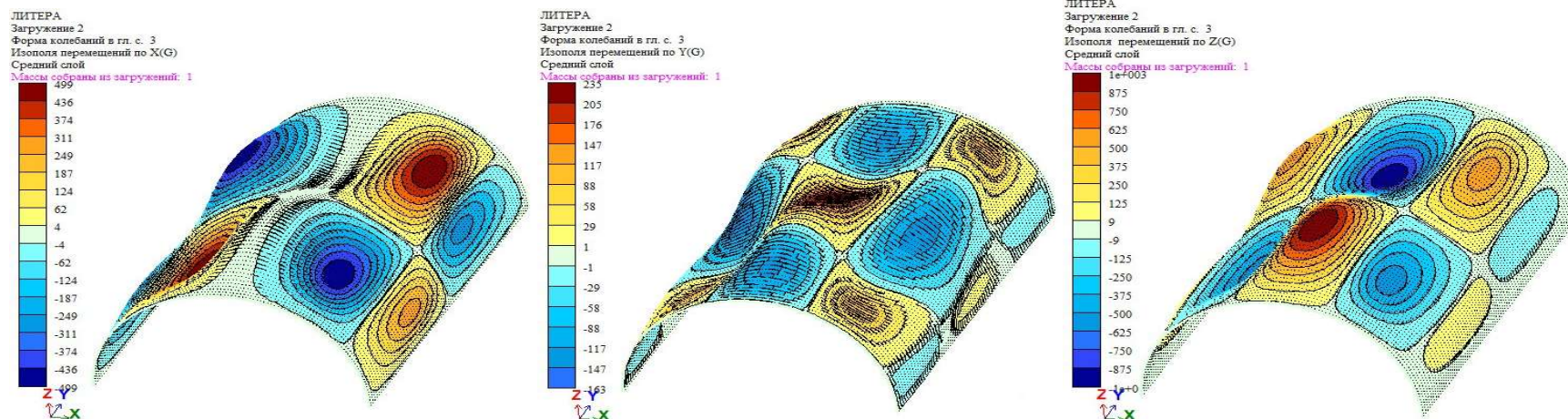


Рис. В.7. 3-тя форма власних коливань. Ізополя переміщень по осях «X», «Y», «Z», відповідно. Дискретно-континуальної модель оболонки з використанням СЕ однічної в'язі.

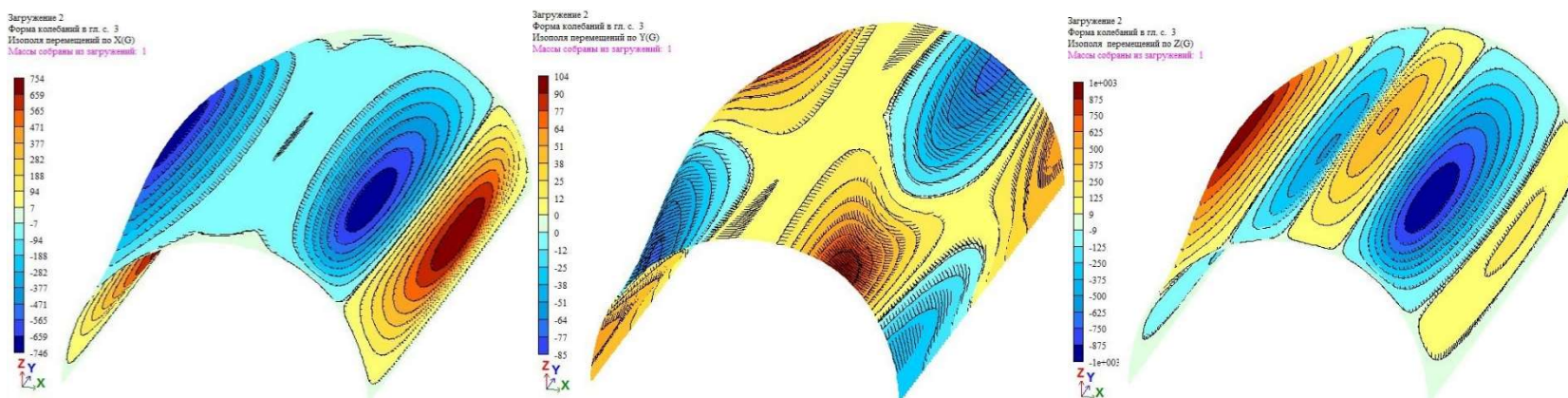


Рис. В.8. 3-тя форма власних коливань. Ізополя переміщень по осях «X», «Y», «Z», відповідно. Ребриста континуальна модель оболонки.

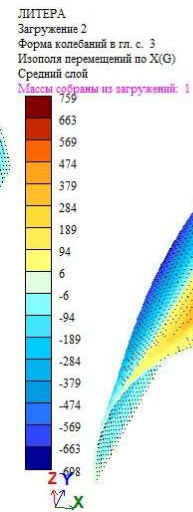
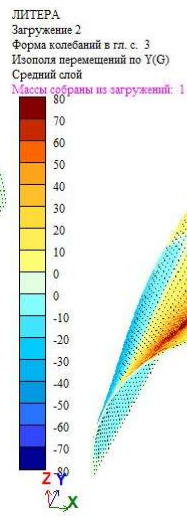
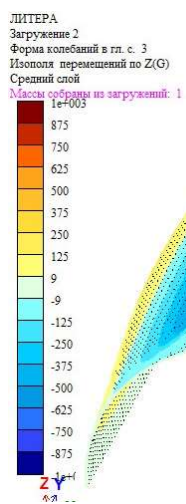


Рис. В.9. 3-тя форма власних коливань. Ізополю переміщень по осях «X», «Y», «Z», відповідно. Модернізована дискретно-континуальна модель оболонки (моделює болтове з'єднання).

**ДОДАТОК «Г». Ресурсна відомість для влаштування стандартного ФОКа  
(варіантне проектування)**

Таблиця Г.1

**Ресурсна відомість для оригінального ФОКа**

						Відпускна ціна	Транспортна складова	Загот.-склад.
					Всього, грн.	Всього	Всього	Всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1	Витрати труда робітників-будівельників	люд.год.	8 469.73	42.48	-	-	-
2		Середній розряд робіт, що виконуються робітниками-будівельниками	розряд	3.9	-	-	-	-
3	3	Витрати труда робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	люд.год.	16.25	24.9846	-	-	-
4		Середній розряд ланки робітників, які зайняті управлінням і обслуговуванням машин	розряд	4.1	-	-	-	-
5		Витрати труда робітників, заробітна плата яких передбачена в загальнопромислових витратах	люд.год.	767.0	66.8605	-	-	-
6		Разом загальна кошторисна трудомісткість	люд.год.	9 252.98	44.4677	-	-	-
		у тому числі		-	-	-	-	-
		- нормативної трудомісткості	люд.год.	8 485.98	-	-	-	-
		- розрахункової трудомісткості	люд.год.	767.0	-	-	-	-
		Середній розряд робіт	розряд	3.9	-	-	-	-
1	СН233-500-П1	Машини фальцепрокатна	маш-ч	84.328	97.00	-	-	-
2	СН233-500	Машини листогибочна спеціальна [вальци]	маш-ч	129.04	8 180	-	-	-
3	СН204-1000	Перетворювачі зварювальні з номінальним зварювальним струмом 315-500 А	маш-год	45.917	330.00	-	-	-
4	СН204-502	Установка для зварювання ручного дугового [постійного струму]	маш-год	166.683	42 583	-	-	-
		Разом	грн.	-	37.14	-	-	-
		Електроенергія	квт.г.	1 553.811303	1 705	-	-	-
		Мастильні матеріали	кг	11.259041	16.19	-	-	-
					2 699	-	-	-
					55 167	-	-	-
					1 9097	2 967.0040	-	-
					56.6400	638.2618	-	-
1	СН202-1105-1ВД	Кран на автомобільному ходу КрАЗ КС-55713, вантажопідйомність 25 т	маш-год	227.025	700.00	-	-	-
2	СН202-1141	Крани на автомобільному ходу, вантажопідйомність 10 т	маш-год	40.08	158 917	-	-	-
		Разом	грн.	-	550.00	-	-	-
		Всього	грн.	-	22 044	-	-	-
		Електроенергія	квт.г.	1 553.811303	180 961	-	-	-
		Мастильні матеріали	кг	11.259041	236 128	-	-	-
					1 9097	2 967.0040	-	-
					56.6400	638.2618	-	-
1	СН270-106	Апарат для газового зварювання і різання	маш-год	159.459				
2	СН211-101	Бадді, місткість 2 м3	маш-год	1.958				
3	СН270-117	Вібратори глибинні	маш-год	1.602				
4	СН203-204	Домкрати гідравлічні, вантажопідйомність до 100 т	маш-год	3.163				

## продовження таблиці Г.1

5	СН270-115	Дрилі електричні	маш-год	44.062				
6	СН200-40	Котел електричний бітумний, місткість 1 м3	маш-год	6.435				
7	СН203-404	Лебідки електричні, тягове зусилля до 31,39 кН [3,2 т]	маш-год	0.092				
8	СН203-401	Лебідки електричні, тягове зусилля до 5,79 кН [0,59 т]	маш-год	0.338				
9	СН203-403	Лебідки електричні, тягове зусилля до 19,62 кН [2 т]	маш-год	103.127				
10	СН233-301	Машини шліфувальні електричні	маш-год	-3.068				
11	СН270-135	Перфоратори електричні	маш-год	681.315				
12	СН270-119	Шуруповерти	маш-год	425.868				
		Разом вартість ресурсів, спожитих механізованим інструментом і врахованих в вартості матеріалів	грн.	-	679	-	-	-
		Електроенергія	квт.г.	621.741021	1.0320	641.6367		
		Масильні матеріали	кг	2.437566	14.7500	35.9541		
		Гідравлічна рідина	кг	0.063268	15.8800	1.0047		
1	С130-39	Болти М12	кг	67.2	51.18	50.00	0.18	1.00
					3 439	3 360	12	67
2	С111-856	Вітробарьєр	м2	1 257.0	16.30	15.60	0.38	0.32
					20 489	19 609	478	402
3	С111-253	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1	т	0.00144	1 623.99	1 500.00	92.15	31.84
					2	2	-	-
4	С142-10-2	Вода	м3	0.0	-	-	-	-
					-	-	-	-
5	С121-253	Ворота сталеві 4,4x4,15	шт	1.0	33 666.01	33 300.00	115.39	250.62
					33 666	33 300	115	251
6	С130-37	Гайка М12	кг	12.6	38.95	38.00	0.19	0.76
					491	479	2	10
7	С1545-249	Гвинт 4,2x1,6	100шт	30.0	56.34	55.00	0.24	1.10
					1 690	1 650	7	33
8	С1113-21	Грунтовка ГФ-021 червоно-коричнева	т	0.000219	35 974.90	35 000.00	269.51	705.39
					8	8	-	-
9	С123-521	Дерев'яні деталі рихтувань	м3	0.04995	-	-	-	-
					-	-	-	-
10	С124-64	Детали закладные и накладные, изготовленные с применением сварки, гнутья, сверления [пробивки] отверстий, поставляемые отдельно	т	1.067844	25 759.23	25 345.65	108.37	305.21
					27 507	27 065	116	326
11	С112-70	Доски необрезные из хвойных пород, длина 4-6,5 м, все ширины, толщина 19,22 мм, IV сорт	м3	0.042714	3 424.65	3 300.00	98.68	25.97
					146	141	4	1
12	С112-61	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 44 мм і більше, III сорт	м3	0.02916	3 473.68	3 300.00	105.57	68.11
					101	96	3	2
13	С111-816	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення світлий, діаметр 1,1 мм	т	0.00432	19 860.31	19 344.70	126.19	389.42
					86	84	1	2
14	С111-1519	Електроди, діаметр 4 мм, марка Э55	т	0.042186	51 166.44	50 000.00	163.18	1 003.26
					2 159	2 109	7	42
15	С111-324	Кисень технічний газоподібний	м3	2.015456	16.34	13.37	2.65	0.32

## продовження таблиці Г.1

16	C111-1639	Круги армовані абразивні зачистні, діаметр 180x6 мм	шт	2.138784	33	27	5	1
					36.89	36.05	0.12	0.72
					79	77	-	2
17	C123-517-У	Опалубка розбірна із щитів, ширина 2000 мм, товщина 40 мм	м2	18.87	-	-	-	-
18	C10000-3-1-7	Оцинкований гладколістовий прокат (1,2мм)	т	21.17344	30 654.39	30 300.00	126.19	228.20
					649 059	641 555	2 672	4 832
19	C123-360-1	Прогон Z50	м	2 000.0	59.30	58.00	0.14	1.16
					118 600	116 000	280	2 320
20	C1546-66	Пропан-бутан технічний	м3	0.525938	24.36	19.91	3.97	0.48
					13	10	2	-
21	C111-827-1-4	Профнастил ПС-20 RAL	м2	1 290.0	155.32	150.00	2.27	3.05
					200 363	193 500	2 928	3 935
22	1655-24-1	Самонарізний болт М5x38	шт	6 000.0	1.12	1.10	-	0.02
					6 720	6 600	-	120
23	1655-25-1	Саморіз 3,5x1,6	шт	392.0	0.51	0.50	-	0.01
					200	196	-	4
24	C1545-42	Саморіз оцинкований 4,8x19 RAL	100шт	95.68	153.00	150.00	-	3.00
					14 639	14 352	-	287
25	C121-34-1	Спецпланка (Двері)	мп	13.0	141.38	140.00	0.33	1.05
					1 838	1 820	4	14
26	C123-360-1	Спецпланка торцева RAL	м	34.0	199.04	195.00	0.14	3.90
					6 767	6 630	5	133
27	C123-360-1	Спецпланка торцева переходна RAL	м	122.4	203.63	199.50	0.14	3.99
					24 924	24 419	17	488
28	C111-1843	Сталеві деталі рихтувань	т	0.19425	61 188.64	60 583.13	150.01	455.50
					11 886	11 768	29	88
29	C111-1814	Сталь угловая 100x100x8	т	0.735	22 292.14	22 000.00	126.19	165.95
					16 385	16 170	93	122
30	C111-1814	Сталь угловая 75x75 L=75мм (100шт)	т	0.046284	21 284.64	21 000.00	126.19	158.45
					985	972	6	7
31	C111-1814	Сталь угловая 75x75x7	т	0.28656	21 284.64	21 000.00	126.19	158.45
					6 099	6 018	36	45
32	C1424-11612	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м3	3.654	2 218.28	1 800.00	374.78	43.50
					8 106	6 577	1 369	159
33	C114-69-2	Утеплювач 100 мм	м2	1 155.15	155.55	152.00	0.50	3.05
					179 684	175 583	578	3 523
34	C114-69-2	Утеплювач 50 мм	м2	1 155.15	78.70	76.00	1.16	1.54
					90 910	87 791	1 340	1 779
35	C111-175	Цвяхи будівельні з конічною головкою 4,0x100 мм	т	0.001325	18 778.53	18 250.00	160.32	368.21
					25	24	-	-
36	C111-181	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x60 мм	т	0.00035	31 116.56	30 346.11	160.32	610.13
					11	11	-	-
37	C130-38	Шайба М12	кг	21.0	46.08	45.00	0.18	0.90
					968	945	4	19
38	C111-1838	Швелери N18	т	0.2934	24 665.81	24 356.00	126.19	183.62
					7 237	7 146	37	54
39	C123-514-У	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м2	2.33604	334.10	325.13	2.42	6.55
					780	760	6	15
		Разом	грн.	-	1 436 095	1 406 854	10 157	19 083
		Кошторисна трудомісткість (I)	люд.год.	9 252.98	411 459.0	-	-	-
		Будівельні машини і механізми (II+III)	грн.	-	236 128	-	-	-
		Будівельні матеріали, вироби та конструкції (IV+V)	грн.	-	1 436 773	-	-	-

Таблиця Г.2

## Ресурсна відомість для модернізованого ФОКа

Ч.ч.		Найменування	Одиниця виміру	Кількість	Початкова ціна за	Відпускна ціна	Транспортна складова	Загот.-склад.
					Всього, грн.	Всього	Всього	Всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1	Витрати труда робітників-будівельників	люд.год.	8 469.73	42.48	-	-	-
2		Середній розряд робіт, що виконуються робітниками-будівельниками	розряд	3.9	-	-	-	-
3	3	Витрати труда робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	люд.год.	16.25	24.9846	-	-	-
4		Середній розряд ланки робітників, які зайняті управлінням і обслуговуванням машин	розряд	4.1	-	-	-	-
5		Витрати труда робітників, заробітна плата яких передбачена в загальновиробничих витратах	люд.год.	767.0	66.8605	-	-	-
6		Разом загальна кошторисна трудомісткість у тому числі	люд.год.	9 252.98	44.4677	-	-	-
		- нормативної трудомісткості	люд.год.	8 485.98	-	-	-	-
		- розрахункової трудомісткості	люд.год.	767.0	-	-	-	-
		Середній розряд робіт	розряд	3.9	-	-	-	-
1	CH233-500-ПІ	Машина фальцепрокатна	маш-ч	84.328	97.00	-	-	-
2	CH233-500	Машины листогибочна спеціальна [вальци]	маш-ч	129.04	8 180	-	-	-
3	CH204-1000	Перетворювачі зварювальні з номінальним зварювальним струмом 315-500 А	маш-год	45.917	330.00	-	-	-
4	CH204-502	Установка для зварювання ручного дугового [постійного струму]	маш-год	166.683	42 583	-	-	-
		Разом	грн.	-	37.14	-	-	-
		Електроенергія	квт.г.	1 553.811303	1 705	-	-	-
		Мастильні матеріали	кг	11.259041	16.19	-	-	-
		Всього	грн.	-	2 699	-	-	-
		Електроенергія	квт.г.	1 553.811303	55 167	2 967.0040	-	-
		Мастильні матеріали	кг	11.259041	1.9097	638.2618	-	-
1	CH202-1105-1ВД	Кран на автомобільному ходу КрАЗ КС-55713, вантажопідйомність 25 т	маш-год	227.025	700.00	-	-	-
2	CH202-1141	Крани на автомобільному ходу, вантажопідйомність 10 т	маш-год	40.08	158 917	-	-	-
		Разом	грн.	-	550.00	-	-	-
		Електроенергія	квт.г.	1 553.811303	22 044	-	-	-
		Мастильні матеріали	кг	11.259041	180 961	-	-	-
		Всього	грн.	-	236 128	-	-	-
		Електроенергія	квт.г.	1 553.811303	1.9097	2 967.0040	-	-
		Мастильні матеріали	кг	11.259041	56.6400	638.2618	-	-
1	CH270-106	Апарат для газового зварювання і різання	маш-год	159.459				
2	CH211-101	Бадді, місткість 2 м3	маш-год	1.958				
3	CH270-117	Вібратори глибинні	маш-год	1.602				
4	CH203-204	Домкрати гідравлічні, вантажопідйомність до 100 т	маш-год	3.163				



## продовження таблиці Г.1

5	СН270-115	Дрилі електричні	маш-год	44.062				
6	СН200-40	Котел електричний бітумний, місткість 1 м3	маш-год	6.435				
7	СН203-404	Лебідки електричні, тягове зусилля до 31,39 кН [3,2 т]	маш-год	0.092				
8	СН203-401	Лебідки електричні, тягове зусилля до 5,79 кН [0,59 т]	маш-год	0.338				
9	СН203-403	Лебідки електричні, тягове зусилля до 19,62 кН [2 т]	маш-год	103.127				
10	СН233-301	Машини шліфувальні електричні	маш-год	-3.068				
11	СН270-135	Перфоратори електричні	маш-год	681.315				
12	СН270-119	Шуруповерти	маш-год	953.868				
		Разом вартість ресурсів, спожитих механізованим інструментом і врахованих в вартості матеріалів	грн.	-	821	-	-	-
		Електроенергія	квт.г.	621.741021	1.0320	641.6367		
		Масильні матеріали	кг	2.437566	14.7500	35.9541		
		Гідравлічна рідина	кг	0.063268	15.8800	1.0047		
1	С130-39	Болти М12	кг	67.2	51.18	50.00	0.18	1.00
					3 439	3 360	12	67
2	С111-856	Вітробарьєр	м2	1 257.0	16.30	15.60	0.38	0.32
					20 489	19 609	478	402
3	С111-253	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1	т	0.00144	1 623.99	1 500.00	92.15	31.84
					2	2	-	-
4	С142-10-2	Вода	м3	0.0	-	-	-	-
					-	-	-	-
5	С121-253	Ворота сталеві 4,4x4,15	шт	1.0	33 666.01	33 300.00	115.39	250.62
					33 666	33 300	115	251
6	С130-37	Гайка М12	кг	12.6	38.95	38.00	0.19	0.76
					491	479	2	10
7	С1545-249	Гвинт 4,2x1,6	100шт	30.0	56.34	55.00	0.24	1.10
					1 690	1 650	7	33
8	С1113-21	Грунтовка ГФ-021 червоно-коричнева	т	0.000219	35 974.90	35 000.00	269.51	705.39
					8	8	-	-
9	С123-521	Дерев'яні деталі риштувань	м3	0.04995	-	-	-	-
					-	-	-	-
10	С124-64	Детали закладные и накладные, изготовленные с применением сварки, гнутья, сверления [пробивки] отверстий, поставляемые отдельно	т	1.067844	25 759.23	25 345.65	108.37	305.21
					27 507	27 065	116	326
11	С112-70	Доски необрезные из хвойных пород, длина 4-6,5 м, все ширины, толщина 19,22 мм, IV сорт	м3	0.042714	3 424.65	3 300.00	98.68	25.97
					146	141	4	1
12	С112-61	Доски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 44 мм і більше, III сорт	м3	0.02916	3 473.68	3 300.00	105.57	68.11
					101	96	3	2
13	С111-816	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення світлий, діаметр 1,1 мм	т	0.00432	19 860.31	19 344.70	126.19	389.42
					86	84	1	2
14	С111-1519	Електроди, діаметр 4 мм, марка Э55	т	0.042186	51 166.44	50 000.00	163.18	1 003.26
					2 159	2 109	7	42
15	С111-324	Кисень технічний газоподібний	м3	2.015456	16.34	13.37	2.65	0.32

## продовження таблиці Г.1

16	C111-1639	Круги армовані абразивні зачистні, діаметр 180x6 мм	шт	2.138784	33	27	5	1
					36.89	36.05	0.12	0.72
					79	77	-	2
17	C123-517-У	Опалубка розбірна із щитів, ширина 2000 мм, товщина 40 мм	м2	18.87	-	-	-	-
					-	-	-	-
18	C10000-3-1-7	Оцинкований гладколістовий прокат (1,2мм)	т	21.17344	30 654.39	30 300.00	126.19	228.20
					649 059	641 555	2 672	4 832
19	C123-360-1	Прогон Z50	м	2 000.0	59.30	58.00	0.14	1.16
					118 600	116 000	280	2 320
20	C1546-66	Пропан-бутан технічний	м3	0.525938	24.36	19.91	3.97	0.48
					13	10	2	-
21	C111-827-1-4	Профнастил ПС-20 RAL	м2	1 290.0	155.32	150.00	2.27	3.05
					200 363	193 500	2 928	3 935
22	1655-24-1	Самонарізний болт М5x38	шт	18 000.0	1.12	1.10	-	0.02
					6 720	6 600	-	120
23	1655-25-1	Саморіз 3,5x1,6	шт	900.0	0.51	0.50	-	0.01
					200	196	-	4
24	C1545-42	Саморіз оцинкований 4,8x19 RAL	100шт	95.68	153.00	150.00	-	3.00
					14 639	14 352	-	287
25	C121-34-1	Спецпланка (Двері)	мп	13.0	141.38	140.00	0.33	1.05
					1 838	1 820	4	14
26	C123-360-1	Спецпланка торцева RAL	м	34.0	199.04	195.00	0.14	3.90
					6 767	6 630	5	133
27	C123-360-1	Спецпланка торцева переходна RAL	м	122.4	203.63	199.50	0.14	3.99
					24 924	24 419	17	488
28	C111-1843	Сталеві деталі риштувань	т	0.19425	61 188.64	60 583.13	150.01	455.50
					11 886	11 768	29	88
29	C111-1814	Сталь угловая 100x100x8	т	0.735	22 292.14	22 000.00	126.19	165.95
					16 385	16 170	93	122
30	C111-1814	Сталь угловая 75x75 L=75мм (100шт)	т	0.046284	21 284.64	21 000.00	126.19	158.45
					985	972	6	7
31	C111-1814	Сталь угловая 75x75x7	т	0.28656	21 284.64	21 000.00	126.19	158.45
					6 099	6 018	36	45
32	C1424-11612	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м3	3.654	2 218.28	1 800.00	374.78	43.50
					8 106	6 577	1 369	159
33	C114-69-2	Утеплювач 100 мм	м2	1 155.15	155.55	152.00	0.50	3.05
					179 684	175 583	578	3 523
34	C114-69-2	Утеплювач 50 мм	м2	1 155.15	78.70	76.00	1.16	1.54
					90 910	87 791	1 340	1 779
35	C111-175	Цвяхи будівельні з конічною головкою 4,0x100 мм	т	0.001325	18 778.53	18 250.00	160.32	368.21
					25	24	-	-
36	C111-181	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x60 мм	т	0.00035	31 116.56	30 346.11	160.32	610.13
					11	11	-	-
37	C130-38	Шайба М12	кг	21.0	46.08	45.00	0.18	0.90
					968	945	4	19
38	C111-1838	Швелери N18	т	0.2934	24 665.81	24 356.00	126.19	183.62
					7 237	7 146	37	54
39	C123-514-У	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м2	2.33604	334.10	325.13	2.42	6.55
					780	760	6	15
		Разом	грн.	-	1 536 274	1 406 854	10 157	19 083
		Кошторисна трудомісткість (I)	люд.год.	9 855.0	438 254.0	-	-	-
		Будівельні машини і механізми (II+III)	грн.	-	252 307	-	-	-
		Будівельні матеріали, вироби та конструкції (IV+V)	грн.	-	1 522 769	-	-	-

## ДОДАТОК «Д». Акт впровадження дисертаційного дослідження

ЗАТВЕРДЖУЮ:  
Директор ТОВ «СТРОЙ ІНЖІНІРІНГ  
ДЕВЕЛОПМЕНТ»

\_\_\_\_\_/О.В. Божко/

### АКТ

#### ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ НА ТОВ «СТРОЙ ІНЖІНІРІНГ ДЕВЕЛОПМЕНТ»

Результатів дисертаційної роботи

«Прогресуюче руйнування аркових покриттів спеціального виду»

що виконана аспірантом Харківського національного університету міського господарства

ім. О.М. Бекетова Коренєвим Р.В.

складено комісією у складі:

#### ГОЛОВА КОМІСІЇ:

Директор ТОВ «СТРОЙ ІНЖІНІРІНГ  
ДЕВЕЛОПМЕНТ»

Божко О. В.

#### ЧЛЕНИ КОМІСІЇ:

Начальник виробничо-технічного відділу  
ТОВ «СТРОЙ ІНЖІНІРІНГ ДЕВЕЛОПМЕНТ»

Логінов Д. Ю.

Старший викладач кафедри будівельних конструкцій,  
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, к.т.н.

Резнік П. А.

аспірант ХНУМГ ім. О. М. Бекетова

Коренєв Р. В.

У період з 16 по 21 квітня 2018 року комісія провела роботу з визначення практичного впровадження результатів дисертаційної роботи «Прогресуюче руйнування аркових покриттів спеціального виду» :

1. Розробка прийнята до впровадження у травні 2018 року.
2. Характеристика впровадження.

Впровадження результатів дослідження наукової роботи здійснювалося при варіантному проектуванні ряду об'єктів в Харківській області.

3. Результати впровадження.

а) розроблено принципи моделювання арочних покриттів спеціального виду, які полягають в обліку просторової роботи конструкції і жорсткості вальцьованого з'єднання холоднодеформованих профілів.

б) розроблено 3D скінченно-елементні моделі аркових покриттів спеціального виду, що враховує можливість настання прогресуючого обвалення. Встановлено максимальну відстань між діафрагма арочного покриття спеціального виду, що забезпечує стійкість до прогресуючого обвалення і рівне ~ 15м, для радіусу арки 11.63 м. Дано рекомендації на підставі аналізу розроблених КЕ моделей по влаштуванню болтового з'єднання.

в) створена інженерна методика розрахунку аркових покриттів спеціального виду

4. Висновки та пропозиції щодо подальшого використання розробки.

Розроблені принципи моделювання, та скінченно-елементні моделі аркових конструкцій спеціального виду, що враховує можливість настання прогресуючого обвалення

придатні для подальшого використання при проектуванні будівель та споруд різного призначення.

ГОЛОВА КОМІСІЇ:

ЧЛЕНИ КОМІСІЇ:

Божко О.В.

Логінов Д.Ю.

Резнік П. А.

Коренєв Р. В.

**ДОДАТОК «Є». Список публікацій здобувача за темою дисертації*****Статті у наукових фахових виданнях України:***

1. Коренєв Р. В., Резнік П. А. Особливості використання ефективних оболонкових систем у промисловому та цивільному будівництві. *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин. Збірник наукових праць*. 2018. №35. С. 123–128. (Особистий внесок: виконано аналіз використання металевих оболонок спеціального виду у промисловому будівництві)
2. Коренєв Р. В., Резнік П. А. Розрахунок та аналіз безкаркасних аркових систем, виконаних із тонкостінних холоднодеформованих профілів. *Наука та будівництво*. 2018. №1. С. 100–110. (Особистий внесок: виконано дослідження геометричних характеристик конструктивних елементів металевої оболонки, виконано оцінку стійкості рівноваги систем, що досліджували)
3. Коренєв Р. В., Резнік П. А. Вплив конструктивних особливостей на напружено-деформований стан спеціальних оболонкових систем. *Науковий вісник будівництва*. 2018. Том 91, №1. С. 317–325. (Особистий внесок: виконано скінчено-елементне моделювання просторових моделей оболонок спеціального виду, проведено експериментальну верифікацію)
4. Коренєв Р. В. Вплив віртуальних недосконалостей на напружено-деформований стан і стійкість спеціальних оболонкових систем. *Комунальне господарство міст*. 2018. Вип. 140. С. 109–119.
5. Коренєв Р. В. Вплив діафрагм на напружено-деформований стан та стійкість аркових систем спеціального типу. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Серія : Теорія і практика будівництва*. 2019. Вип. 912. С. 75–83.
6. Коренєв Р. В., Гапонова Л. В., Гребінчук С. С. До визначення характеристик жорсткості вальцьового з'єднання металевих оболонок спеціального виду. *Вісник національного університету водного господарства та природокористування. Технічні науки*. 2019. Вип. 1(85). С. 196–177.

*(Особистий внесок – виконано розробку просторових 3D-моделей конструктивних елементів оболонки спеціального виду).*

**Статті у міжнародних виданнях та збірниках наукових праць, що включені до міжнародних наукометричних баз:**

7. Коренєв Р. В., Резнік П. А. Особливості деформування споруди оболонкового типу в умовах динамічного навантаження. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. 2018. Вип. 178. С.78–88. *(Особистий внесок – виконано натурне дослідження амплітудно-частотних характеристик споруди оболонкового типу в умовах динамічного навантаження )*.
8. Koreniev R., Reznik P., Grebenchuk S., Bondarenko V. Research of the specific steel shells progressive collapse prevention. *Academic journal Series: Industrial machine building, civil engineering*. 2019. Issue 1(52). P. 58–64. *(Особистий внесок – виконано розробку конструктивної модернізації задля попередження прогресуючого обвалення)*
9. Резнік П.А., Гапонова Л. В., Гребінчук С. С., Коренєв Р.В. Експериментально-теоретичні випробування ефективності конструктивних заходів щодо запобігання прогресуючого обвалення металевих оболонок спеціального виду. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. 2019. Вип. 185. С. 71–81. *(Особистий внесок – виконано розробку алгоритму обчислення НДС металевих оболонок спеціального виду з можливістю відображення прогресуючого обвалення, розробку скінченно-елементних моделей оболонок за зазначеним алгоритмом)*

**Публікації апробаційного характеру:**

10. Резнік П. А., Коренєв Р. В. Особливості використання ефективних оболонкових систем у промисловому та цивільному будівництві. *Ефективні технології в будівництві: зб. Матеріалів доп. учасн. Міжнар. наук.-практ. конф., 28–29 березня 2018 р. Київ : КНУБА, 2019. С. 109–110.*

*(Особистий внесок: виконано аналіз використання металевих оболонок спеціального виду у промисловому будівництві)*

### **Відомості про апробацію результатів дисертації**

Основні результати дисертаційної роботи доповідалися і обговорювалися на:

- III-й Міжнародній науково-технічній конференції «Ефективні технології в будівництві» в Київському національному університеті будівництва і архітектури (м Київ, 28 - 29 березень 2018 р.) *(Особиста участь)*.

- Міжнародній науково-практичній конференції «Стратегія розвитку міст: молодь і майбутнє (інноваційний ліфт)» в Харківському національному університеті міського господарства імені О.М. Бекетова (м. Харків, 12.04 - 13.04.2018 р) *(Особиста участь)*.

- 83-й науково-технічній та науково-методичній конференції у Харківському національному автомобільно-дорожньому університеті (м. Харків 13-17 травня 2019 р) *(Особиста участь)*.

- Міжнародній науково-практичній конференції «Ефективні технології і конструкції в будівництві та архітектура села. Розробка інноваційних моделей екопоселень Прикарпаття та Карпат» (м. Дубляни 15-17 травня 2019р) *(Особиста участь)*.

- XX-му міжнародному науково-практичному форумі «Теорія і практика розвитку агропромислового комплексу та сільських територій» (м. Львів 17-19 вересня 2019р) *(Особиста участь)*.