

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних конструкцій

До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
Будівельних конструкцій

/...../

підпис

«__» _____ 2024 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

На тему: «Визначення несучої здатності залізобетонного
перекриття мостового прольоту»

Виконав (ла)

(підпис)

Цигикал К.С.

(Прізвище, ініціали)

Група

(Науковий)

керівник

(підпис)

Срібняк Н.М.

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2024 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівельних конструкцій

Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Цигикал Костянтин Сергійович

Тема роботи: Визначення несучої здатності залізобетонного
перекриття мостового прольоту

Затверджено наказом по університету № 541/ос від " 21 " 02 2024р.
Строк здачі студентом закінченої роботи: " " 2024 р.

Вихідні дані до роботи:

Конструктивне рішення залізобетонного мосту – прольотної будови
в 18,0 м залізобетонного мосту.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)

Визначити набір скінчених елементів, способів та прийомів для створення скінченоелементної моделі мостового залізобетонного прольоту шляхопроводу. Сформувати навантаження та їх сполучення, що впливають на споруду. Обчислити за методиками різних нормативів несучу здатність перерізу балки конструкції, що досліджуються. Сформулювати висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)

Мультимедійна презентація в форматі Microsoft PowerPoint

Керівник :

(підпис)

Н.М. Срібняк

(Прізвище, ініціали)

Консультант

(підпис)

В.В. Душин

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач

(підпис)

К.С. Цигикал

(Прізвище, ініціали)

Анотація

Цигикал Костянтин Сергійович. Визначення несучої здатності залізобетонного перекриття мостового прольоту – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2024.

Робота складається із змісту, загальної характеристики роботи та її кваліфікаційних ознак, опису об'ємно-планувального та конструктивного рішення будівлі, огляду досліджень за обраною темою, розділів основної частини, висновків за результатами досліджень та формулювань перспектив досліджень (українською та англійською мовами).

Сформульовано мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.

Результати досліджень Результати досліджень дозволяють визначити за нормами ДБН, СНиП та EN (Eurocode 2) несучу здатність таврового перерізу мостової балки та порівняти її з максимальним моментом вигину від зовнішнього завантаження.

Аналіз досліджень встановив, дослідженням напружено-деформованого стану плитно-ребристих мостових систем та деформаційними моделями цих систем займалося багато авторів. Прогонові будови мостів, побудовані 20–40 років тому, фактично пропускають більш важкі навантаження, ніж передбачені проектами. Це положення відноситься до нещодавно давно побудованих споруд і до об'єктів, що, якщо збільшення нормованих навантажень продовжиться в майбутньому. Як показують спостереження і обстеження мостових споруд, що

експлуатуються, збільшення нормованих навантажень не призвело до пошкоджень і ускладнень нормальної експлуатації несучих конструкцій технічно справних прогонових будов, що вказує на наявність резервів вантажопідйомності й тріщиностійкості.

Встановлено, що різні методики розрахунків дають деякі розбіжності в кінцевих результатах розрахунків.

В **основній частині** наведено опис конструктивного вирішення мостової залізобетонної споруди за типовим проектом, показано етапність виконання числового експерименту, в результаті якого визначається максимальне розрахункове зусилля від найбільш небезпечного поєднання навантажень; виконано розрахунок несучої спроможності таврової балки за різними нормами проектування.

У **висновках** порівняно результати щодо підбору робочої арматури та визначення несучої здатності перерізу за різними нормами.

Ключові слова: плитно-ребриста система, балка, тавровий переріз, рухоме навантаження, несуча здатність

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Цигикал К.С., Срібняк Н.М., Галушка С.А. МЕТОД РЕГУЛЮВАННЯ ЗУСИЛЬ В НЕРОЗРІЗНІЙ БАЛЦІ// Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023. С. 144

В **додатках** наведено; тези конференції, альбом слайдів мультимедійної презентації.

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 45 сторінках, у тому числі 13 таблиці, 36 рисунків. Текст роботи містить 7 розділів, що включають загальну характеристику роботи й висновки, список з 22 джерел, 2 додатків на 28 сторінках. Графічна частина складається з 24 слайдів мультимедійної презентації.

Abstract

Tsyhykal Kostiantyn Serhiiovich. Determination of the bearing capacity of the reinforced concrete covering of the bridge span – Master's qualification work with manuscript rights.

Master's qualification work in specialty 192 "Construction and civil engineering". – Sumy National Agrarian University, Sumy, 2024.

The work consists of the content, the general characteristics of the work and its qualification features, a description of the volume-planning and constructive solution of the building, an overview of research on the chosen topic, sections of the main part, conclusions based on the results of research and formulations of research perspectives (in Ukrainian and English).

The **goal, tasks, object and subject of research, methods of scientific research** are formulated.

Research results. The research results make it possible to determine the load-bearing capacity of the girder cross-section of the bridge girder according to the standards of DBN, SNiP and EN (Eurocode 2) and compare it with the maximum bending moment from external loading.

The analysis of the research established that many authors were engaged in the study of the stress-strain state of slab-and-rib bridge systems and the deformation

models of these systems. The span structures of bridges, built 20-40 years ago, actually pass heavier loads than the projects provide. This provision applies to recently built structures and to objects that if the increase in normalized loads continues in the future. As shown by observations and surveys of bridge structures in use, the increase in normalized loads did not lead to damage and complications in the normal operation of the load-bearing structures of technically sound span structures, which indicates the presence of capacity reserves and crack resistance.

It was established that different methods of calculations give some discrepancies in the final results of analysis.

In the **main part**, a description of the constructive solution of a reinforced concrete bridge structure according to a typical project is given, the stages of the numerical experiment are shown,

As a **result** of which the maximum analysis force from the most dangerous combination of loads is determined; the bearing capacity of the girder was designed according to various design standards.

In the **conclusions**, the results regarding the selection of working fittings and determination of the load-bearing capacity of the cross-section according to various norms are compared.

Key words: plate and rib system, beam, T-section, moving load, bearing capacity

A list of the student's publications and/or speeches at conferences:

Tsyhykal K.S., Sribniak N.M., Halushka S.A. THE METHOD OF REGULATING EFFORT IN AN INDISTINCT BALANCE// Materials of the All-Ukrainian scientific conference of students and postgraduates dedicated to the International Student Day (November 13-17, 2023) - Sumy, 2023. P. 144

In the **appendices** are given; abstracts of the conference, an album of multimedia presentation slides.

Structure of work. The work consists of the main text on 45 pages, including 13 tables, 36 figures. The text of the work contains 7 chapters, including a general description of the work and conclusions, a list of 22 sources, 2 appendices on 28 pages. The graphic part consists of 24 slides of a multimedia presentation.

ЗМІСТ

Завдання	
Анотація	
РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ	
1.1 Актуальність теми	
1.2 Мета, задачі, об'єкт й предмет дослідження. Методи наукового дослідження, що прийнято.....	
РОЗДІЛ 2. БІБЛІОГРАФІЧНИЙ ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ	
РОЗДІЛ 3. МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ	
РОЗДІЛ 4. ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ МОСТОВОЇ СПОРУДИ МЕТОДОМ ЧИСЛОВОГО ЕКСПЕРИМЕНТУ	
4.1 Конструктивне вирішення мостової споруди.....	
4.2 Скінченоелементна схема споруди	
4.3 Жорсткості елементів розрахункової скінченоелементної схеми.....	
4.4 Види навантажень та впливів на конструкцію мостового шляхопроводу.....	
РОЗДІЛ 5 АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ	
5.1 Аналіз напруженого стану.....	
РОЗДІЛ 6. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ БАЛКИ МОСТОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ ЗА РІЗНИМИ НОРМАТИВНИМИ МЕТОДИКАМИ	
6.1 Відмінності в розрахунках за різними нормами (фізико-механічні характеристики бетону й арматури).....	
6.2 Визначення несучої здатності перерізу за методикою норм України [5]....	
6.2.1 Визначення несучої здатності таврового перерізу.....	
6.2.2 Визначення площі розтягнутої арматури в тавровому перерізі.....	
6.2.3 Визначення несучої здатності таврового перерізу із полкою в стиснутій зоні при перетині при $x \leq h_f$ за аналітичним традиційним методом за [5].....	
6.3 Розрахунок за нормами [6].....	

6.4 Розрахунок за нормами ЄС [7].....

РОЗДІЛ 7. ВИСНОВКИ.....

ЛІТЕРАТУРА.....

Додатки.....

Додаток 1.Тези доповіді на конференції

Додаток 2.Графічний матеріал (презентація)

РОЗДІЛ 1. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

1.1 Актуальність теми

Метод кінцевих елементів є числовим методом. За його допомогою розраховують статично невизначені системи, якими, зокрема, є диски перекриття. Метод скінчених елементів дає передбачає можливість урахувати багато факторів при створенні розрахункової моделі будівлі та її розрахунку. В програмних комплексах, які реалізують метод скінчених елементів, є можливість враховувати просторову роботу конструкції. Просторова робота елементів конструктиву, в свою чергу обумовлює нерівномірний перерозподіл зусиль між його окремими елементами [1]. В роботах значної кількості авторів [2,3,4,5,6] та інших дослідженнях показано, що просторова робота монолітних та збірних ділянок горизонтальних плитно-балочних систем впливає на напружений та деформований стан їх окремих елементів.

Плитно-балкові розрізні системи залізобетонної мостової конструкції широко використовуються в сучасному будівництві мостів. Зокрема такі конструкції зводять на автомобільних й міських дорогах з метою перекриття прольотів до 33,0 м. Такі споруди майже повністю замінили інші різновиди прогонових споруд шляхопроводів. Із загального об'єму цих конструкцій частка прогонових споруд будов, які монтуються з напружених попередньо балок із двотавровим перетином, наближається до 40% та продовжує зростати.

Значний й багаторічний досвід впровадження та вдосконалення подібних систем дозволяє досягти параметрів високої якості й довговічності залізобетонних балок, вузлів замоноличення, конструктивів мостового полотна, деформаційних швів. Всі ці елементи забезпечують гідроізоляцію, внутрішній дренаж, організоване водовідведення, захист конструкцій, що несуть, від руйнування бетону й кородування арматури [2]. Результатами цих досягнень є зазначені в [1]. терміни експлуатації прогонових споруд із залізобетону із попереднім напруженням арматури. Так загальний термін передбачено як 70 років, а термін, що відповідає часу до першого ремонту –

40 років.

Тимчасові вертикальні навантаження, що встановлені збіркою правил проектування, збільшуються через певні проміжки часу. Таке збільшення обумовлюється із зростанням ваги колон автомобілів та важких одиночних екіпажів, що допускаються до процесу руху на дорогах загального користування.

Впродовж останніх 60 років перегляд норм відбувався двічі.

Прийняті в нормах [3] тимчасові вертикальні навантаження: автомобільне й важке колісне – за схемами А14 та Н14 є більшими за аналогічні навантаження А11, Н11 (НК-80), які були чинними до 2007 року, в 1,3 рази. Навантаження А11, що діяло з 1984 по 2007 роки, є більшим, аніж автомобільне навантаження за схемою Н-30, що встановлено нормами 1962 року, в 1,2 рази.

Споруди мостів, що було зведено 20-40 років тому, по факту зазнають більших навантажень, аніж передбачено проектами. Як свідчать спостереження за мостовими спорудами та обстеження їх технічного стану в стадії експлуатації, збільшення навантажень за нормами не призвело до пошкоджень чи ускладнень нормальної експлуатації конструкцій, що несуть. Цей факт вказує на те, що присутні резерви вантажопідйомності й тріщиностійкості.

Отже, дослідження теоретичної несучої здатності плитно-балочної мостової споруди є **актуальною задачею**.

1.2 Мета, задачі, об'єкт й предмет дослідження. Методи наукового дослідження, що прийнято

Дослідження має на меті визначення та порівняння несучої здатності перерізу конструкції прогонової споруди залізобетонного мосту, визначеної за різними нормативами (ДБН, СНиП, EN).

Для досягнення цієї мети були сформульовані такі задачі:

- ознайомлення з нормами щодо проектування мостових споруд та

розрахунку залізобетонних конструкцій [5,6,7] ;

- визначення геометрії мостової споруди, що розраховується, та її конструктивного вирішення;
- збір навантажень, що діють на мостову конструкцію, формування завантажень, а також їх розрахункових сполучень;
- ознайомлення з методами та особливостями утворення скінченоелементної моделі прогонової будови мосту в ПК ЛІРА-САПР 2024;
- проведення числового експерименту із визначення максимальних моментів вигину $M_{y, \max}$ від найбільш несприятливого сполучення навантажень;
- визначення аналітичним способом теоретичної несучої здатності перерізу балки мостової споруди за різними нормативними методиками [5,6,7], оцінювання та порівняння їх результатів.

Об'єкт дослідження – залізобетонні збірно-монолітні балочні, розрізні, з каркасним армуванням, виготовлені відповідно до типового проекту прогонової конструкції шляхопроводу.

Предмет дослідження – несуча здатність перерізу мостової балки, що обчислена аналітично за різними нормативними методиками.

Практичне значення отриманих результатів

Порівняння результатів визначення несучої здатності балки споруди мостову за різними нормативним методиками дає можливість більш комплексно оцінити роботу конструкції за умовами першої групи граничних станів. Зокрема критерій міцності перерізу елементів конструкції; дає можливість, в деякій мірі, виявити розбіжності в різних нормах проектування.

Апробація й публікація результатів роботи

Результати роботи опубліковано в збірнику тез студентсько-викладацької щорічної конференції Сумського національного аграрного університету.

Цигикал К.С., Срібняк Н.М., Галушка С.А. МЕТОД РЕГУЛЮВАННЯ ЗУСИЛЬ В НЕРОЗРІЗНІЙ БАЛЦІ// Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.) – Суми, 2023. С. 144

РОЗДІЛ 2

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ ОГЛЯД ДОСЛІДЖЕНЬ

Теоретично-практичному дослідженню роботи мостових споруд присвячено багато робіт [9, 10, 11, 12, 17]. Дослідження авторів Д. М. Шапіро, А.П. Тюніна, М.А. Jayaram, Т.Р. Jagadeesh, N K, Praful, Hanumant, Balaso, стосуються розробки теорії числового розрахунку плитно-балкових залізобетонних пролітних споруд мостів. В рамках цієї теорії наведено методику просторового деформаційного розрахунку за несучою здатністю. Основи деформаційного нелінійного розрахунку залізобетонних балок, які зазнають згину в складі плитно-ребристих конструктивних систем досліджували Д. М. Шапіро, А.П. Тюнін. Питання безвідмовності та довговічності залізобетонних мостових споруд розглянуто в [12]. Дослідженнями точності нормативного методу розрахунку зусиль в плитних конструкціях мосту на дію колісного навантаження [11] займалися Irfan-ul-Hassan, Muhammad Siddiqi, Zahid Ashraf, Muhammad. Дослідженнями напружено-деформованого стану проїздної частини полотна плитних конструктивів мосту від одиночного колісного навантаження займалися Н.А. Барченкова та І.А. Іл'їних, Lazem, Adnan [13].



Рис. 1.1 Балки залізобетонної мостової споруди [13]

Дослідженням ефективних конструкцій збірно-монолітних прольотних споруд автодорожніх мостів із залізобетону із застосуванням попередньо напружених балок займалися А.Є. Фаль, С.В. Стоянович, П.М. Коваль. Просторовим деформаційним нелінійним розрахунком залізобетонних плитно-ребристих систем, які використовуються в мостобудуванні займався Чан Тхі Тхюї Ван.

В [14] сказано, що конструкція настилу залізобетонних плитних мостів і поздовжніх балок Т-подібних й коробчатих мостових балок може бути розраховано традиційним або емпіричним методом проектування, наведеним у Посібниках з проектування мостів. В роботі [14] описано спосіб використання електронної таблиці як інструмента проектування мостових споруд. Ці таблиці призначені для спрощення задачі проектування плитних і балкових мостів. Вказано, що подальша робота над цією проблемою важлива для мінімізації сил та часу, необхідних для проектування залізобетонних мостів.

РОЗДІЛ 3

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Серед методів, що було задіяні в дослідженні, слід виокремити наступні:

- метод аналізу інформації – огляд досліджень, як теоретичних так і розрахункових щодо методик розрахунку мостових конструкцій в різних країнах; збір інформації щодо впливу навантаження за нормами різних років на несучу здатність мостових балок.
- *математичний метод (метод скінчених елементів)* – один із математичних методів та методів будівельної механіки, який застосовується для статичних розрахунків будівельних систем. За результатами статичних розрахунків можна встановити зусилля в стержневих скінчених елементах та напруження в пластинчатих елементах. Метод скінчених елементів застосовано також й для моделювання розрахункової схеми мостової конструкції.
- нормативна аналітична інженерна методика України [5] для визначення несучої здатності таврового перерізу залізобетонної балки;
- аналітична інженерна методика визначення за нормами ЄС [7] несучої здатності таврового перерізу залізобетонної балки;
- аналітична інженерна методика визначення за нормами СНіП [6] несучої здатності таврового перерізу залізобетонної балки;
- метод аналізу та узагальнення даних статичних та аналітичних розрахунків за допомогою ПК Microsoft Excel.

РОЗДІЛ 4

ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ МОСТОВОЇ СПОРУДИ МЕТОДОМ ЧИСЛОВОГО ЕКСПЕРИМЕНТУ

4.1 Конструктивне вирішення мостової споруди

До конструктивних елементів шляхопроводу, що існує, входять:

-накладні тротуари пониженого типу з парапетним огородженням. В

розрахунковій схемі буде враховувати лише навантаження від них (разом з покриттям та пішоходами).

- конструкція транспортного полотна
- залізобетонні балки таврового перерізу

Споруду запроєктовано за розрізною схемою 2,35+18,0+15,0+12,5+2,35 м. Загальна довжина шляхопроводу становить 50,2 м (рис.4.1).

Розглянемо проліт довжиною 18,0 м, в якому й будемо визначати несучу здатність перетину балок.

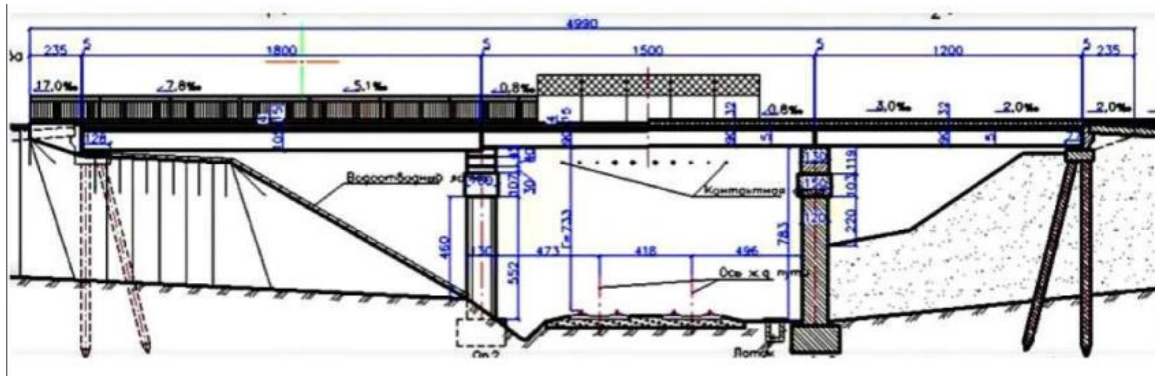


Рис.4.1 Поздовжній переріз прольотної будови шляхопроводу

Поперечник прольоту довжиною 18,0 м наведено на рис.4.2 2

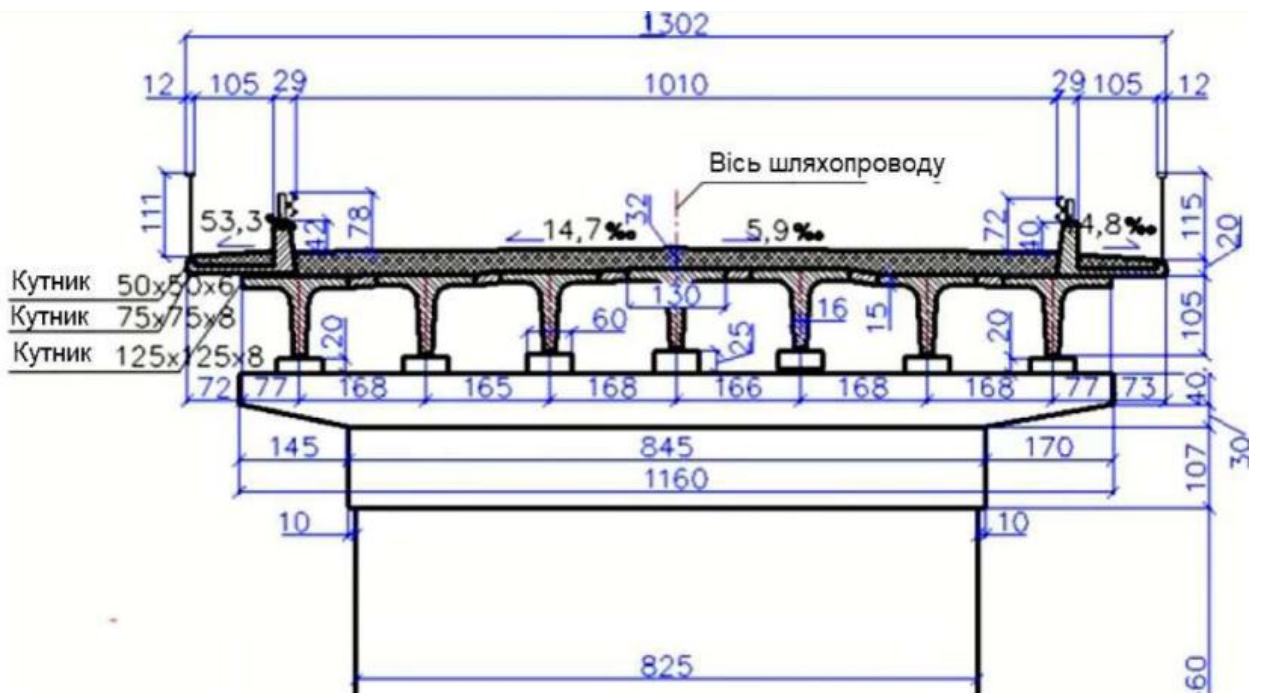


Рис.4.2 Поперечник залізобетонного шляхопроводу через залізничну дорогу

Розрахункова довжина поперечника за рис. 4.2 становить 17,4 м.

Пролітна будова в поперечному перерізі складається з накладних тротуарів пониженого типу з парпетним огородженням. Скінченоелементну схему поперечника задано без урахування тротуарів, вважаючи тротуари навантаженням разом з шарами покриття та пішоходами.

Балки таврового перерізу : $0,77 \text{ м (консоль)} + 6 \times 1,67 \text{ м (відстані між осями ребер)} + 0,77 \text{ м (консоль)}$.

Довжина балок становить $17,7 \text{ м}$. Висота перерізу балок $1,05 \text{ м}$. Товщина полки $0,15 \text{ м}$.

Об'єднання балок здійснюється шляхом замонолічування швів (так званий стик Передерія). Влаштується шов петлевого стику, який з'єднує полки прилеглих балок вздовж усього прольоту. Стик являє собою з'єднання, що виконане за допомогою петлеподібних арматурних випусків, всередині яких бетон працює умовах всебічного стиску.



Рис. 4.3 Стик Передерія

Стик Передерія, є одним з головних місць з'єднання елементів. Здебільшого він використовується в мостобудуванні. За характером роботи він дуже подібний до рівномірного стику монолітної конструкції, але при цьому має невеликі відмінності. Переважно його використовують для стикування прогонових конструкцій. При цьому саме з'єднання розміщують біля лінії переходу моментів згину з "+" на "-" або навпаки. Напруження в арматурі стику є вищими на 25% від напружень, що виникають в звичайній

конструкції без стикування (монолітній плиті). Різниця в деформаціях становить всього 5% (податливість вузла стику склала 5% від повнозбірного монолітного варіанту).

Матеріали: бетон класу С 20/25, ненапружена арматура сталь класу А-400С.

4.2 Скінченоелементна схема споруди

Плита, що з'єднує прольоти, та на яку прикладається навантаження, має товщину верхнього поясу балки й дорівнює 15,0 см. Ця плита моделюється пластинчатими скінченими елементами типу «плита» (СЕ №41) з трьома ступенями свободи у вузлі.

Ширина верхнього поясу балки на момент її виготовлення складає 130 см. Ширину верхнього поясу балки прийнято із урахуванням монолітних ділянок, тобто з врахуванням ширини верхнього поясу на стадії експлуатації. Отже, ширину верхнього поясу прийнято 167 см. Ця величина дорівнює обраному кроку балок. Повна висота балки становить 105 см. Для спрощення завдання ширину верхнього поясу крайніх балок також прийнято по 167 см. Питома вага для цієї плити не задається (див. табл.4.1), так як вона здійснює лише розподільчу функцію та не є додатковим навантаженням.

Для моделювання опорних частин обираємо скінчений одновузловий спеціальний скінчений елемент №51. Цей спецеелемент моделює опорні реакції вздовж осі Z з метою «зняття» опорних реакцій балок. Елементи, що моделюють опорні частини, характеризуються значною жорсткістю, тобто є майже абсолютно жорсткими (див. табл. 4.1).

Балки таврового перетину змодельовано скінченим елементом №10 – просторовим стержнем та призначаємо характеристики жорсткості таврового перерізу (див. табл.4.1).

Отже, для перевірки вимог граничних станів першої групи (за несучою здатністю) розроблено плитно-стрижневу просторову розрахункову схему мостової споруди (рис. 4.4, 4.5).

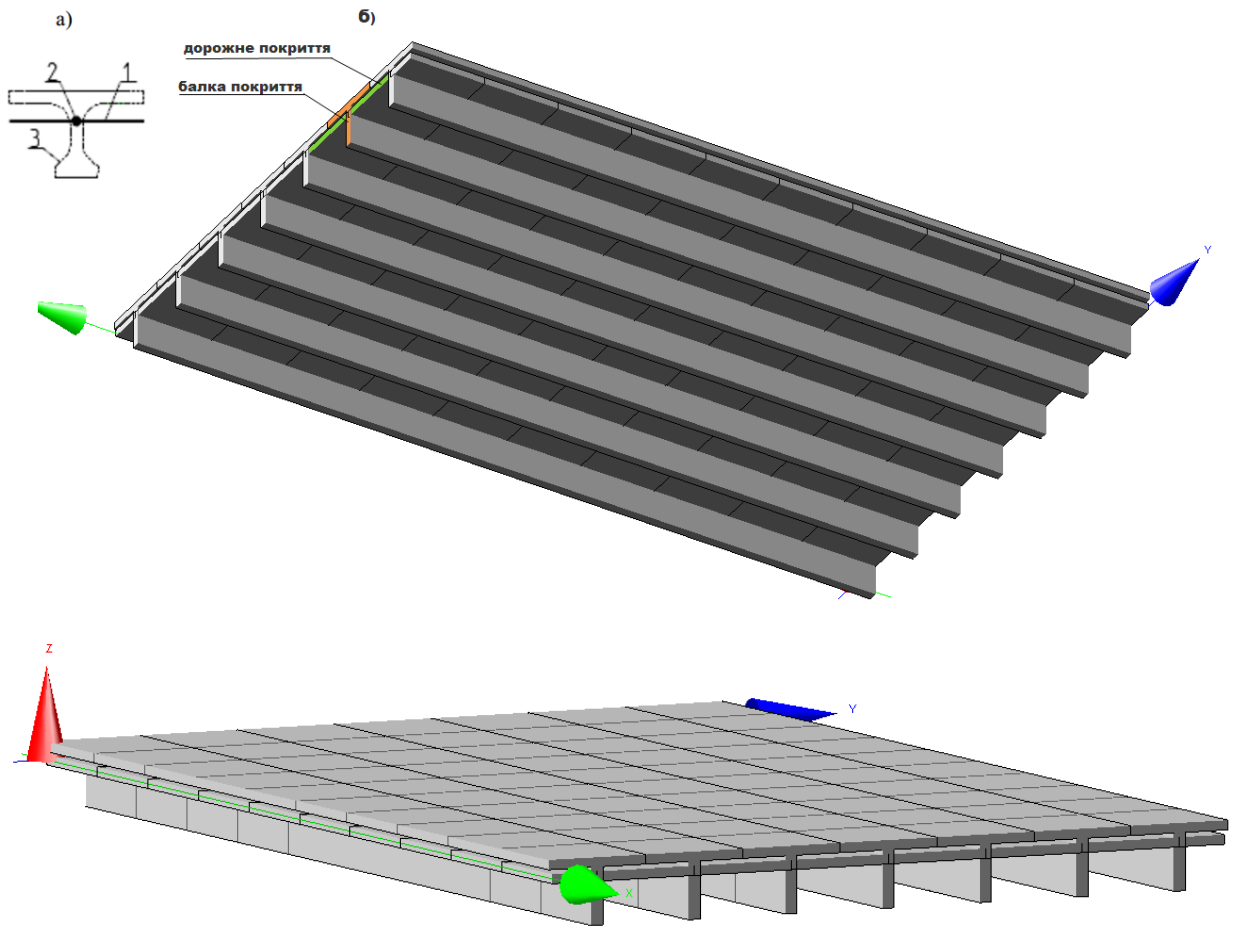
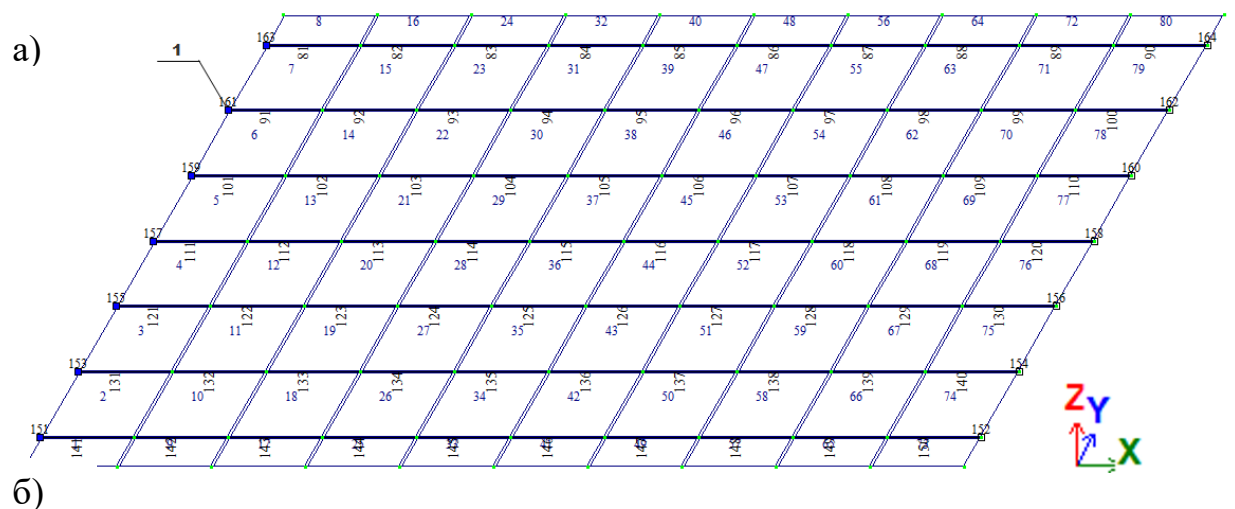


Рис.4.4 Розрахункова схема балки (а); 3-D модель скінчоелементної розрахункової схеми– (б): 1 – скінчені елементи плити; 2 - стрижневий кінцевий елемент, що моделює балку; 3 - контур балки прогонової будови

Скінчоелементна схема ребристої мостової споруди наведена на рис.4.5.



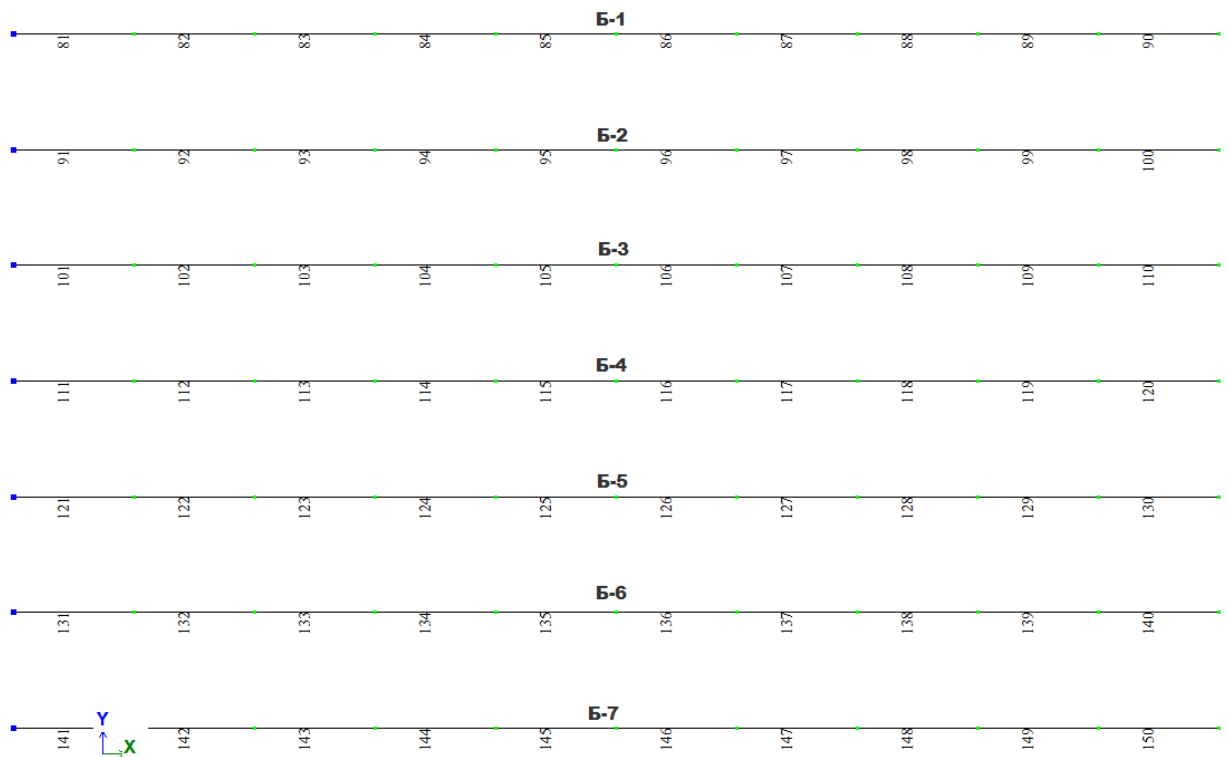


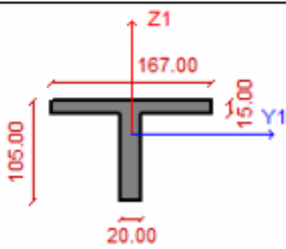
Рис.4.5 Скінченоелементна схема плитно-ребристої мостової споруди з нумерацією кінцевих елементів (а); схема розташування головних балок Б-1...Б-7 (б); 1- спеціальний одноузловий СЕ №51, що імітує опорні реакції ребер вздовж осі Z в місцях їх спрання

4.3 Жорсткості елементів розрахункової скінченоелементної схеми

Для елементів розрахункової схеми прийємо параметри важкого бетону як для класу С 20/25 ($f_{ck,cube}=25$ МПа, $f_{cd} = 14,5$ МПа; $E_{cm} = 30 \cdot 10^3$ МПа).

Жорсткості елементів розрахункової моделі прийнято в пружній постановці із характеристиками, що наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1- Характеристики жорсткості кінцевих елементів
розрахункової схеми

№ з/п	Назва конструктивного елемента (кінцевого елемента)	Переріз	$E, \text{т/м}^2$	ν	$R, \text{т/м}^3$
1.	Розподільча плита (СЕ № 41 типа пластина)	Товщина $H=0,15 \text{ м}$	$3 \cdot 10^6$	0,2	0
2.	Опорні частини по Z (СЕ №51-одноточковий)	Абсолютно жорсткий елемент ($R_z=9 \cdot 10^9 \text{ т/м}$)			
3.	Балка таврова (СЕ №10 - просторовий стержень)		$3 \cdot 10^6$	0,2	2,5

4.4 Види навантажень та впливів на конструкцію мостового шляхопроводу

Навантаження й впливи, які прийнято при розрахунку мостів, поділяють на постійні та тимчасові. До **основних постійних** впливів відносять власну вагу прольотних споруд та опор, сили попереднього натягнення, тиск від ваги ґрунту на основу [14].

До **основних тимчасових впливів** належать навантаження від транспортних засобів, які рухаються мостом й пішоходів. За схемою прикладення навантаження їх можна класифікувати як: вертикальні рухомі навантаження, горизонтальні навантаження, що направлені поперек, від відцентрової сили та бокових ударів рухомого навантаження; поздовжні навантаження, що спрямовані горизонтально; навантаження, які виникають

від гальмування рухомого навантаження; тиск ґрунту, що виникає від дії рухомого складу.

Конструкції прольотних будов необхідно розраховувати на навантаження й впливи за розрахунковими сполученнями навантажень. Значення навантажень, що прийнято для розрахунку конструкцій за обома групами граничних станів прийнято із коефіцієнтами надійності за навантаженням γ_f та динамічними коефіцієнтами: $1 + \mu$.

Тимчасове навантаження може по-різному розташовуватися відносно ширини мосту. Для визначення тимчасового навантаження на окрему балку прогонової споруди треба тимчасове навантаження установити в положення, яке забезпечує найбільше значення перерозподілу розрахункових навантажень. Розподіл тимчасового навантаження поперек мостової споруди описується коефіцієнтом поперечної установки – k . Коефіцієнт визначає частку навантаження, яке є тимчасовим та яке припадає на балку, що розглядається.

КПУ – являє собою відношення частки вертикального тимчасового навантаження, що сприймається однією головною балкою, яка розглядається, до тимчасового навантаження, яке розподілено по всій прогоновій споруді в одній смузі навантаження з двома вісями.

Реалізовано декілька методів визначення коефіцієнту поперечної установки (КПУ). Серед них: метод позацентрового стиску, метод позацентрового стиску із врахуванням кручення, методика М.Є. Гібшмана, методика Б.Є. Улицького, метод важіля, метод позацентрового стиску.

Окрім основних видів навантаження, на мостові споруди впливають **інші навантаження**, такі як: вітрові, льодові, монтажні, сейсмічні, температурні, внаслідок пучення ґрунтів при сильних низьких температурах.

При розрахунку мостових конструкцій навантаження приймають до розрахунку у різних комбінаціях, що є можливими. **Основними поєднаннями** навантажень вважається одночасна дія постійного навантаження, вплив рухомого тимчасового вертикального навантаження, відцентрової сили, тиск

грунту, що викликаний тимчасовим навантаженням. Додатковими називають комбінації, за яких одночасно з одним чи кількома навантаженнями основних комбінацій діє також один чи декілька з решти типів навантажень, окрім сейсмічних та монтажних. Особливими називають комбінації, що включають в себе монтажні або сейсмічні навантаження, разом з іншими навантаженнями.

Характеристичні значення тимчасових вертикальних навантажень від складу що рухається, на автодорогах, є мінливими у часі та мають тенденцію постійного їх збільшення.

З 2006 року із введенням в дію норм [22] встановлено нові навантаження на автодорожні мости. Згідно з цими нормами навантаження від автомобільних засобів в теперішній проміжок час приймається як смуги навантаження АК (рис. 4.6, а). Кожна із смуг включає один двовісний візок із навантаженням на вісь P , що дорівнює $9,81K$, (кН), та навантаження, що розподілене рівномірно, інтенсивністю v (на обидві колії), що дорівнює $0,98K$, (кН/м). Внутрішні зусилля від колеса візка розподіляються на майданчику з розмірами сторін $0,2$ м вздовж руху та $0,6$ м впоперек руху візка. Інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження $0,5v$ на кожну смугу в поперечному напрямі розподіляється на ширині $0,6$ м.

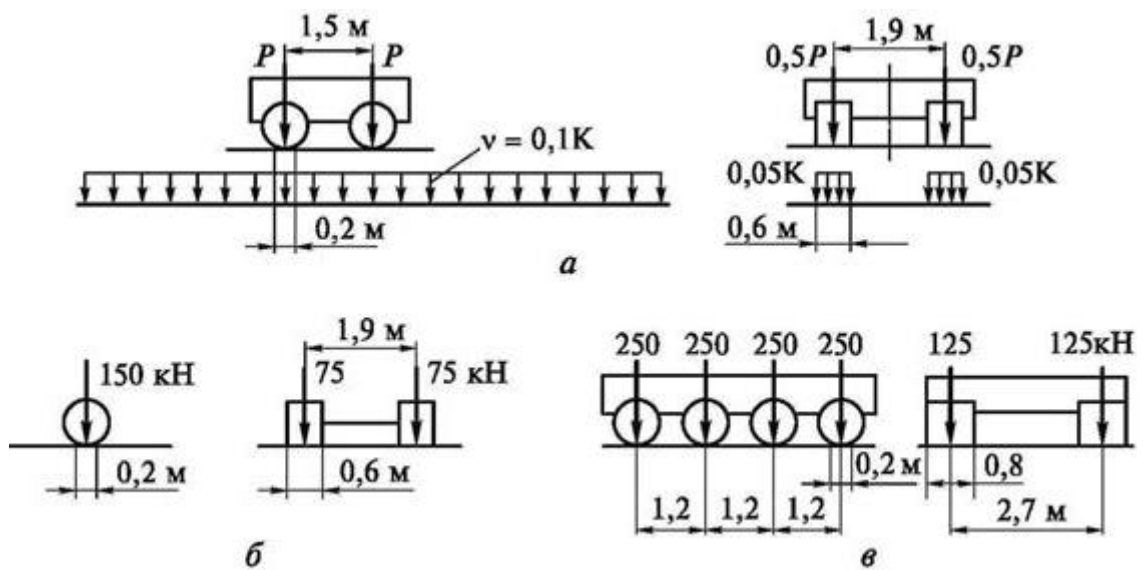


Рис. 4.6 Сучасні схеми тимчасових навантажень для розрахунку автодорожніх і міських мостів: а – автомобільне навантаження АК; б – одиночна вісь для перевірки елементів проїзної частини; в – НК-100

Для автомобільних доріг різних категорій: I, II та III категорій, міських автомобільних магістралей та магістральних вулиць загальноміського значення, а також для мостівих споруд довжиною більше 200 м незалежно від їхнього розміщення прийнято навантаження НК-100, а для решти автомобільних доріг й вулиць населених пунктів прийнято навантаження НК-80. Елементи проїзної частини мостів, які запроектовано під навантаження А8, А11, виконують перевірку на зусилля, що виникають від одиночної осі, й яке дорівнює 150 кН (див. рис. 4.6, б).

На кожній смузі навантаження АК встановлюють в найнесприятливішу позицію лише один візок по довжині завантаження. Навантаження не залежить від кількості ділянок завантаження. Рівномірно розподілене навантаження діє на усіх зонах ліній впливу, що мають один знак. Кількість смуг навантаження, що розташовуються на проїзній частині, не повинна перевищувати кількості смуг руху, що встановлені. Віддаль між вісями суміжних смуг навантаження повинна бути не меншою аніж 3,0 м.

Передбачено два можливі випадки завантаження навантаженням АК. В першому із випадків на проїзній частині розміщуються невідгідно всі смуги руху, які передбачено проектом, й тротуари завантажуються пішохідним навантаженням. В випадку №2 на їздовому полотні невідгідно розташовуються лише дві смуги руху, а на мостах, що мають тільки одну смугу, – тільки одна смуга. При цьому тротуари не завантажуються навантаженням від пішоходів.

Вісі смуг навантаження АК, що є крайніми, при цьому повинні бути розташовані не ближче аніж 1,5 м від кромки проїзної частини у першому випадку та від огорожі проїзджого полотна у другому випадку.

При розрахунку конструкцій мостів на вплив декількох смуг навантаження АК найсприятливіше з них приймають із коефіцієнтом $S_1 = 1$. Решту смуг навантаження приймають із коефіцієнтами $S_1 = 1$ для візків та

$S_1 = 0,6$ для навантаження, що розподілено рівномірно. Коефіцієнт S_1 описує зменшення ймовірності того, що одночасно повністю будуть завантажені обидві смуги.

Окрім навантаження від автомобілів, по мостах рухаються особливо важкі одиночні вантажі: трактори, трейлери, тягачі й спеціальні види техніки. Таким чином, конструкції мосту перевіряють на пропускну здатність одиночних колісних навантажень. Мости, які розраховуються на навантаження A_{15} , перевіряють на вплив одного важкого трейлера НК-100 (рис. 4.6, в), що важить 1000 кН. У поперечному напрямленні навантаження НК-100 розташовано на проїзній частині (вмвузькому сенсі) у будь-якому положенні, що є найбільш несприятливим. Край колеса чи гусениці не повинен виступати за її межі.

Міські мости, на яких запроектовано шляхи метрополітену або трамваю на полотні, що спеціально виділено, перевіряють на дію характеристичних навантажень від поїздів метро чи трамваю. Мости, які розташовано на дорогах промпідприємств, перевіряють на спеціальні автомобільні навантаження, що відповідають вантажним автомобілям.

Вертикальне навантаження на тротуари та мости, що є пішохідними, приймають як натовп людей. При розрахунку мостів, в яких передбачено тротуари, його враховують спільно із навантаженням АК. При проходженні одиночних навантажень НК-100 тротуари не є завантаженими в розрахунковій схемі.

Характеристичне навантаження від натовпу людей на мостах, що також мають пішохідне призначення, приймають рівномірно розподіленим вертикальним по усій поверхні проходу із інтенсивністю P , кПа:

- на пішохідні мости й тротуари міських мостів – 3,92 кПа (400 кгс/м²);
- на тротуари мостів (під час розрахунків із врахуванням інших навантажень, що є чинними) – 1,96 кПа (200 кгс/м²).

При локалізації споруд на горизонтальних кривих радіусом 600 м й менше до уваги беруть поперечне горизонтальне навантаження. Це

навантаження виникає від дії відцентрових сил, які, в свою чергу, викликані рухом тимчасового навантаження по кривій. Показник відцентрової сили залежить від радіусу горизонтальної кривої, показника класу вертикального тимчасового навантаження та кількості смуг руху й довжини смуги завантаження.

Всі характеристичні тимчасові рухомі вертикальні навантаження, що розглянуті, впливають на міст динамічно та викликають в його конструкціях зусилля й деформації більші, ніж за статичних впливів.

Врахування динамічного впливу навантажень, що є рухомими, в мостових спорудах здійснюється способом збільшення статичних навантажень на величину, що дорівнює значенню динамічних коефіцієнтів. Коефіцієнти отримують за результатами аналізу масових випробувань мостів, що експлуатуються, на динамічні впливи. Динамічний коефіцієнт стає меншим при збільшенні прольоту. Значення величин коефіцієнтів надійності й динамічних коефіцієнтів [22] для мостів під автотранспорт наведено в табл. 4.2.

З метою групування основних навантажень та їх класифікації на рис. 4.7 наведено плитно-стрижневу розрахункову скінчено-елементну схему.

Таблиця 4.2-Коефіцієнти надійності до динамічних коефіцієнтів для мостів під автомобільний транспорт

Проектні ситуації	Коефіцієнти до рухомих навантажень	
	надійності	динаміки
Довготривалі	$\gamma_f \geq 1$	$(1 + \mu) \geq 1$
Короткочасні	$\gamma_f = 1$	$(1 + \mu) = 1$
Випадкові	$\gamma_f \leq 0,75$	$(1 + \mu) = 1$

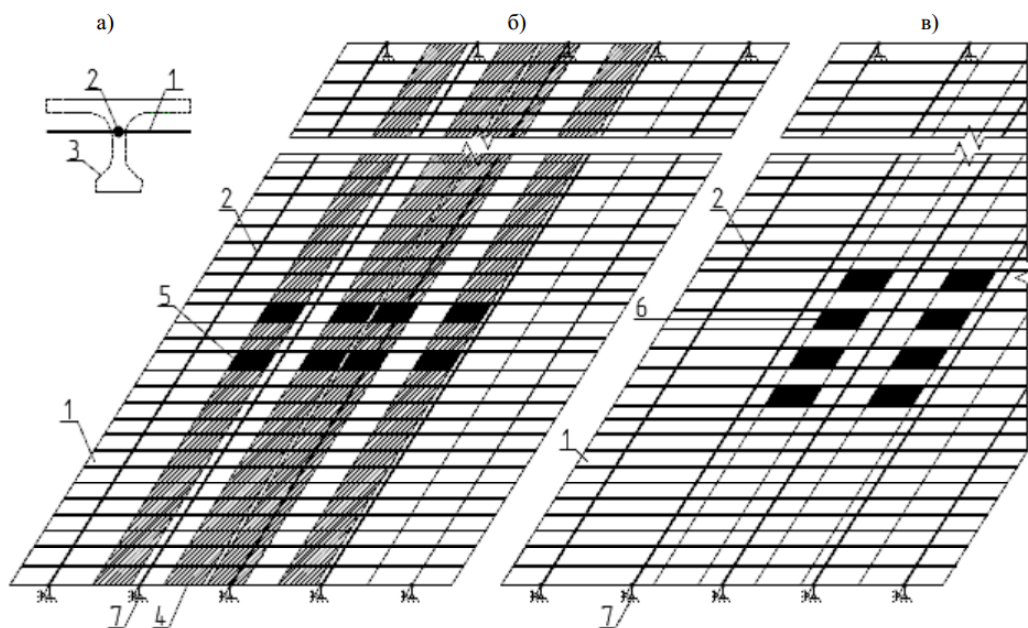


Рис.4.7 Плитно-стрижнева розрахункова схема МСЕ:

а) розрахункова схема балки; б) розрахункова схема прольоту з двома смугами тимчасової автомобільного навантаження АК; в) те ж з важкої навантаженням НК; 1 – кінцеві елементи плити; 2 – стрижневий кінцевий елемент, що моделює балку; 3 – контур балки прогонової будови; 4 – колія навантаження АК; 5 – майданчики тиску коліс візка АК; 6 – те ж навантаження НК; 7 – вузли обпирання балок на опорні частини

Навантаження, що прийняті як діючі на конструкцію, наведено в табл. 4.3.

Таблиця 4.3-Навантаження, що діють на конструкцію мосту

№ навантаження	Назва навантаження	Одиниця виміру	Величина навантаження
Постійні навантаження			
1	Власна вага залізобетонних конструкцій: – балок таврового перерізу інтенсивністю -вага від тротуарів на крайні балки	т/м	1,08
2	вага покриття інтенсивністю	т/м ²	0,735
Тимчасові навантаження			
3	А 11 (1) смуга 1 - перша смуга завантаження	т/м	0,56 (крок триангуляції навантаження 0,1 м)

4	А 11 (1) - візок 1 в середині прольоту	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6
5	А 11 (1) візок 1 у опори	т/м	3,733
		т	5,6
6	А 11 (1) смуга 2 - перша смуга завантаження	т/м	0,56 (крок триангуляції навантаження 0,1 м)
7	А11 (2) візок 2 посередині прольоту	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6
8	А11 (2) візок 2 у опори	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6
9	Натовп (інтенсивність 0,21 т/м , з кроком триангуляції навантаження 0,1 м, що еквівалентно зосередженій силі 0,021 т)	т/м	0,21 (крок триангуляції навантаження 0,1 м)
		т	0,021
10	А11 (2) смуга 1: не враховуються смуги безпеки (інтенсивність 0,56 т/м , крок триангуляції 0,1 м, що еквівалентно зосередженій силі 0,056 т)	т/м	0,56 (крок триангуляції навантаження 0,1 м)
		т	0,056
11	А11 (2) - візок 1 в прольоті	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6
12	А11 (2) - візок 1 у опори	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6

13	A11 (2) смуга 2: не враховуються смуги безпеки	т/м	0,56 (крок триангуляції навантаження 0,1 м)
		т	0,056
14	A11 (2) - візок 2 в прольоті	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6
15	A11 (2) - візок 2 у опори	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6
16	H 11 в прольоті - навантаження НК з базою колісного навантаження 1,2 м	т/м	8,417 (крок триангуляції навантаження 1,2 м)
		т	10,1
17	H 11 у опори - навантаження НК з базою колісного навантаження 1,2 м	т/м	8,417 (крок триангуляції навантаження 1,2 м)
		т	10,1

Схеми прикладення навантажень за таблицею 4.3 наведено на рис.4.8 – 4.24.

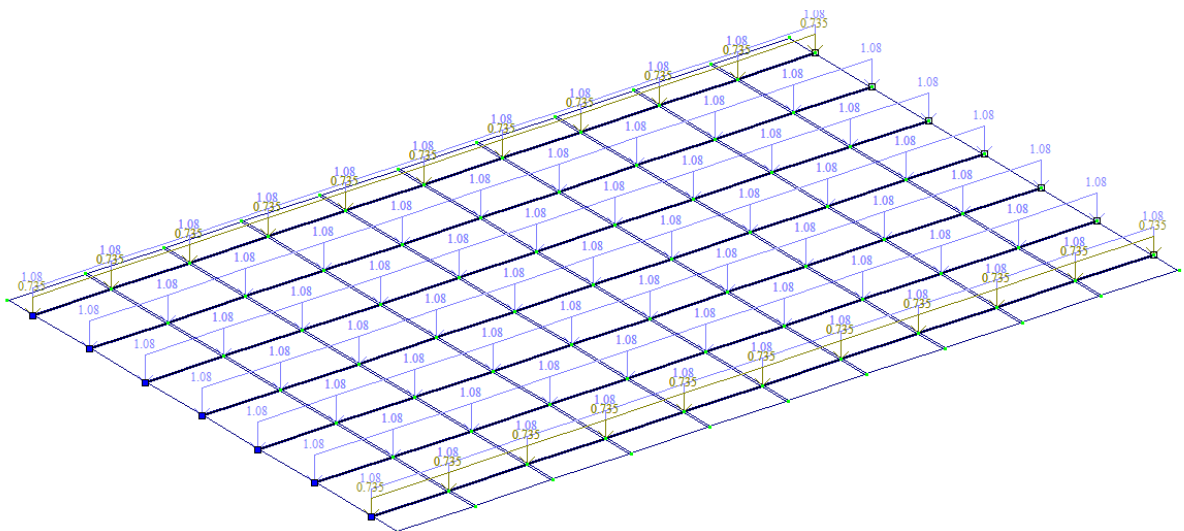


Рис. 4.8 Завантаження №1: власна вага залізобетонних конструкцій – балок таврового перерізу інтенсивністю 1,08 т/м та вага від тротуарів на крайні балки 0,735 т/м

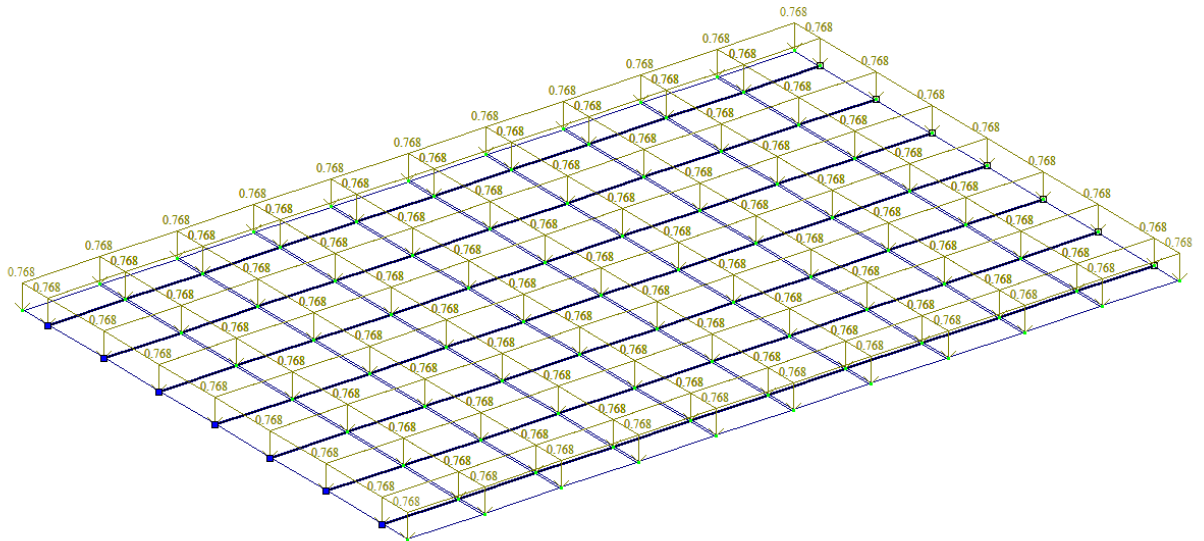


Рис. 4.9 Завантаження № 2: вага покриття інтенсивністю $0,768 \text{ т/м}^2$

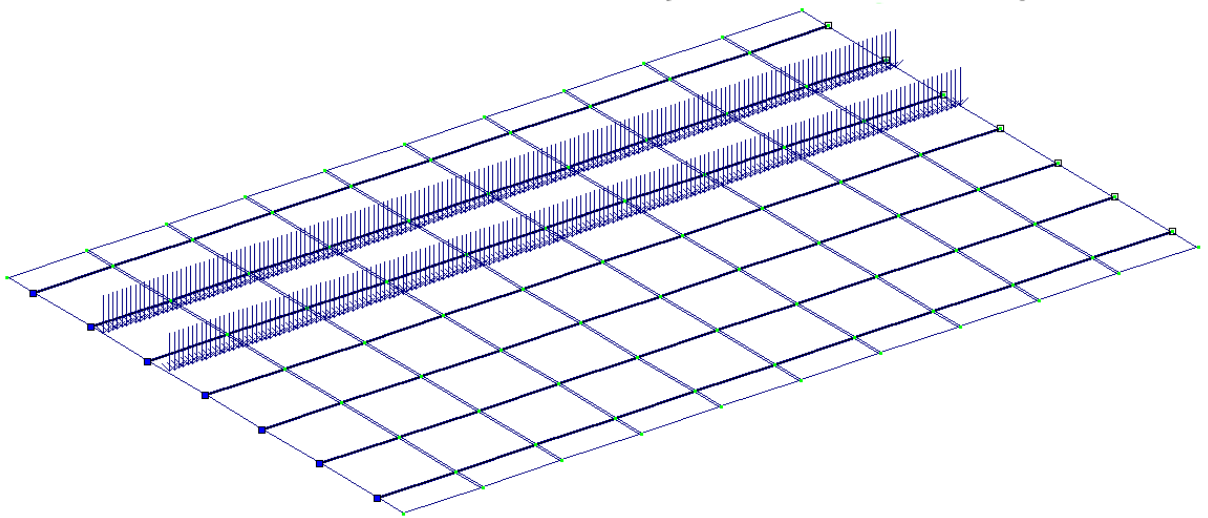


Рис. 4.10 Завантаження № 3: А 11 (1) смуга 1 - перша смуга завантаження (інтенсивність $0,56 \text{ т/м}$, крок триангуляції навантаження $0,1 \text{ м}$)

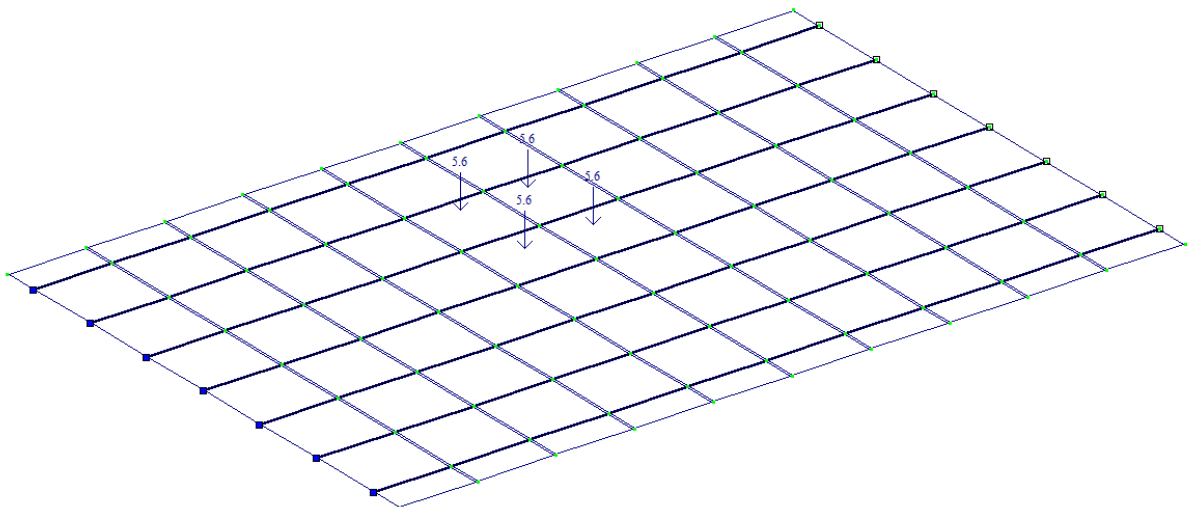


Рис. 4.11 Завантаження № 4: А 11 (1) - візок 1 в середині прольоту (інтенсивність колісного навантаження 3,733 т/м, крок триангуляції навантаження 1,5 м що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

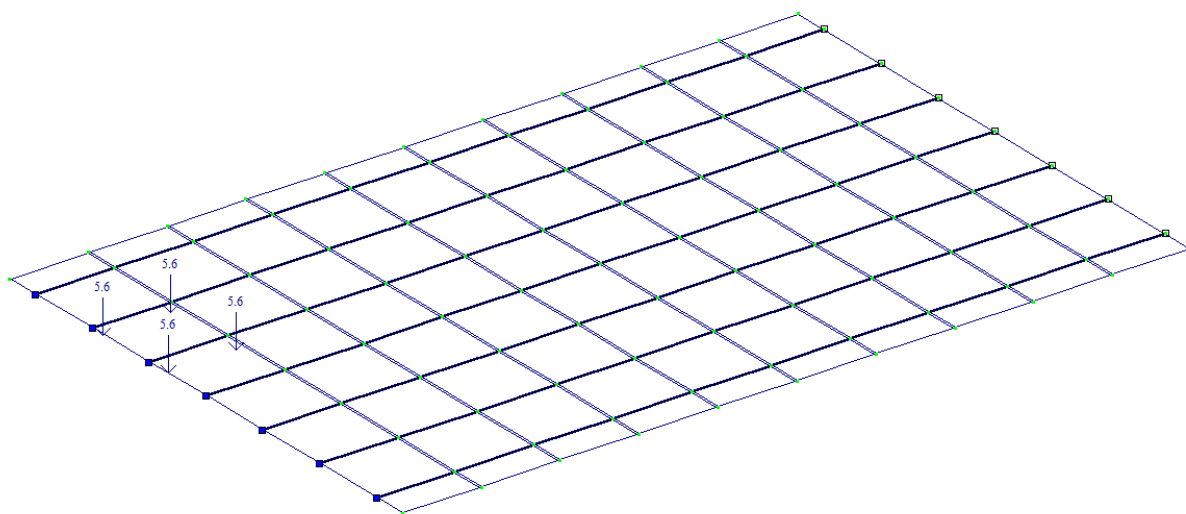


Рис. 4.12 Завантаження № 5: А 11 (1) візок 1 у опори (інтенсивність колісного навантаження 3,733 т/м, крок триангуляції навантаження 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

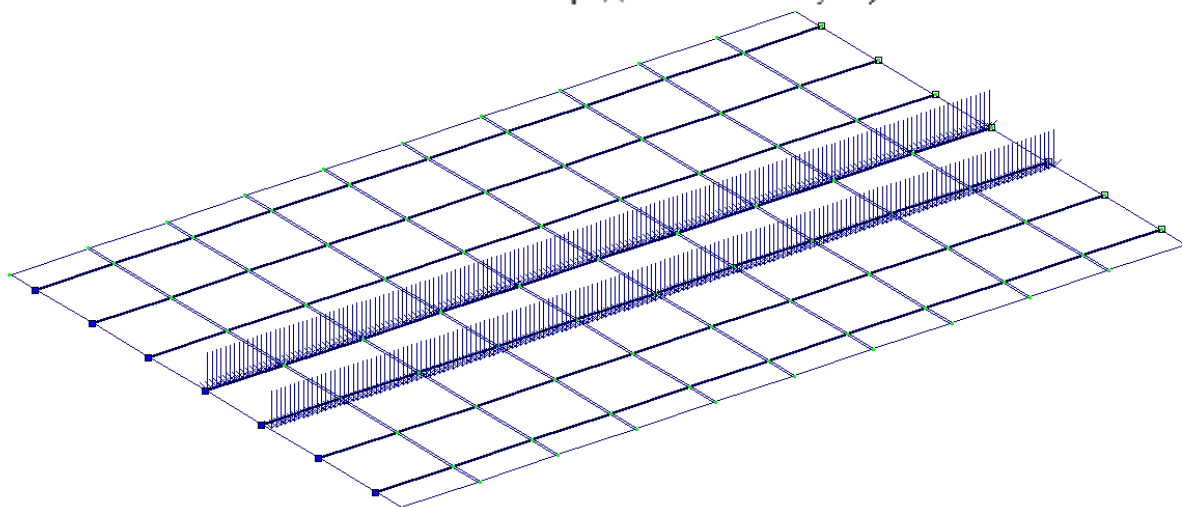


Рис. 4.13 Завантаження № 6: А 11 (1) смуга 2 - перша смуга завантаження (інтенсивність 0,56 т/м, крок триангуляції навантаження 0,1 м)

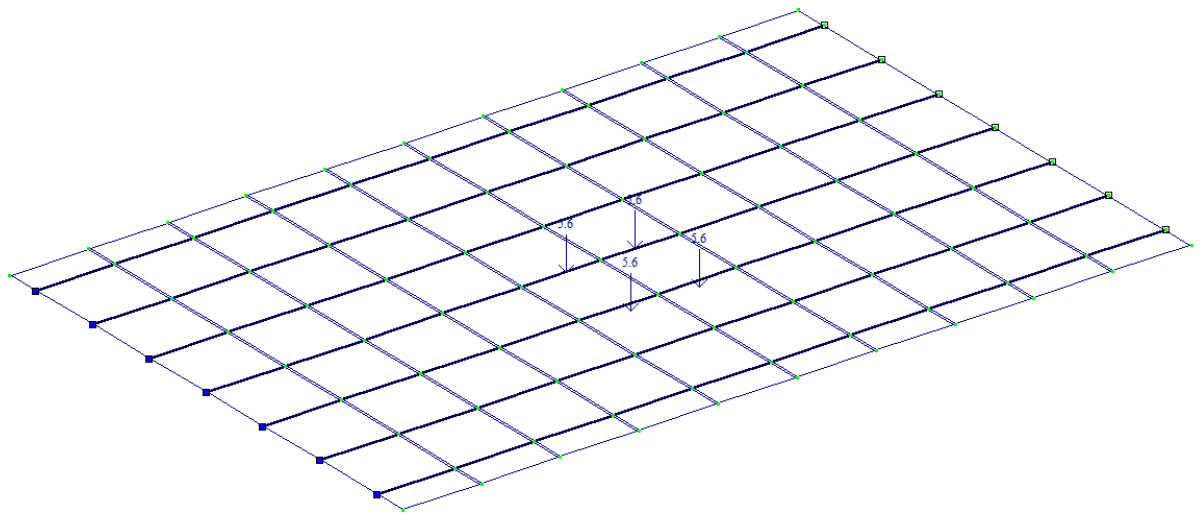


Рис. 4.14 Завантаження № 7: візок 2 посередині прольоту (навантаження А11 (2) інтенсивністю 3,733 т/м та з кроком триангуляції навантаження 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

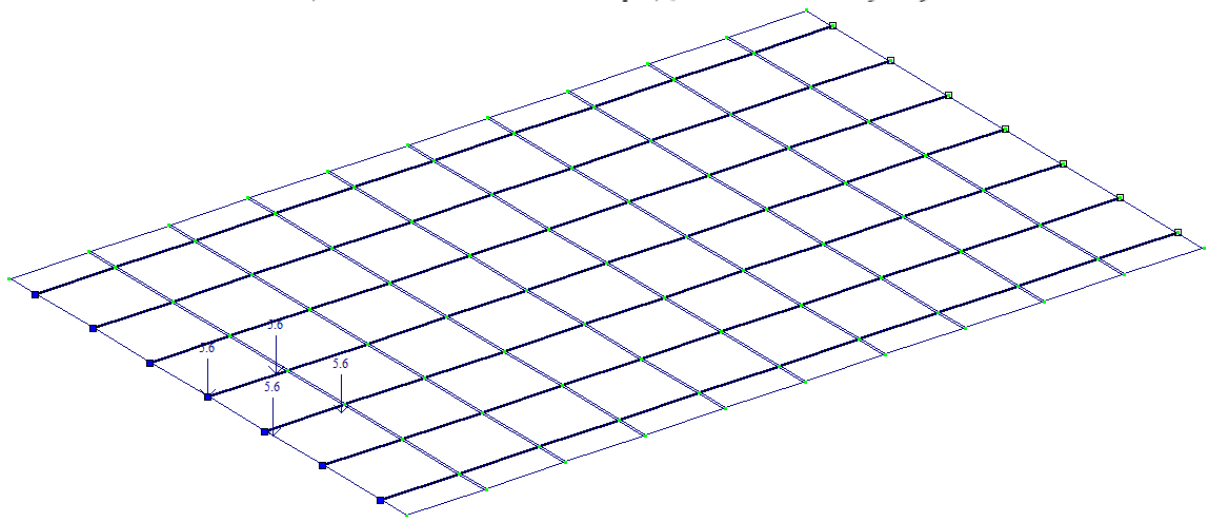


Рис. 4.15 Завантаження № 8: візок 2 у опори (навантаження А11 (2) інтенсивністю 3,733 т/м та з кроком триангуляції навантаження 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

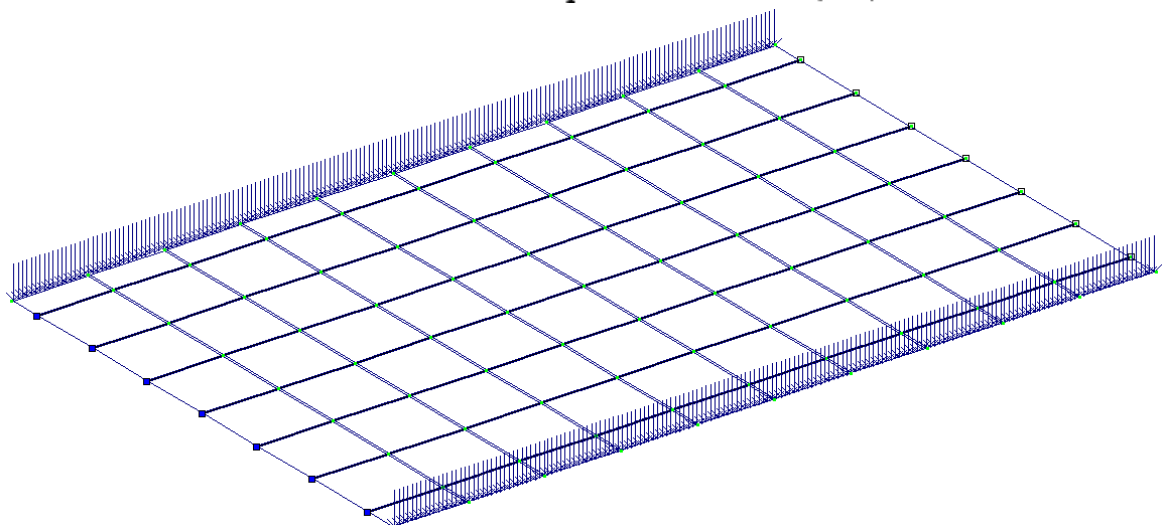


Рис. 4.16 Завантаження № 9: навантаження від натопву (інтенсивність 0,21 т/м , та з кроком триангуляції навантаження 0,1 м, що еквівалентно зосередженій силі 0,021 т)

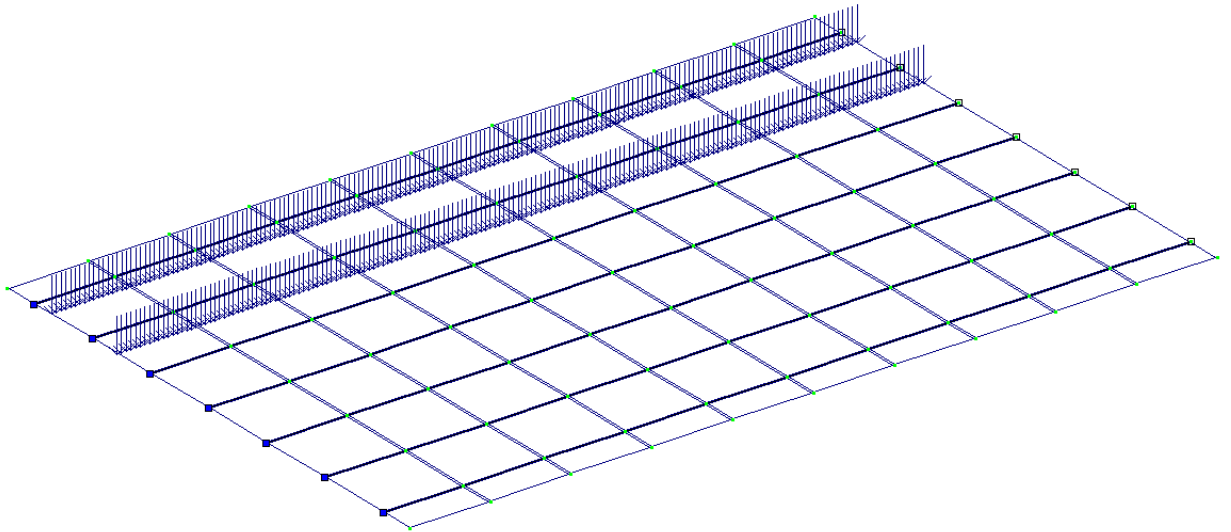


Рис.4.17 Завантаження № 10: A11 (2) смуга 1: не враховуються смуги безпеки (інтенсивність 0,56 т/м , крок триангуляції 0,1 м, що еквівалентно зосередженій силі 0,056 т)

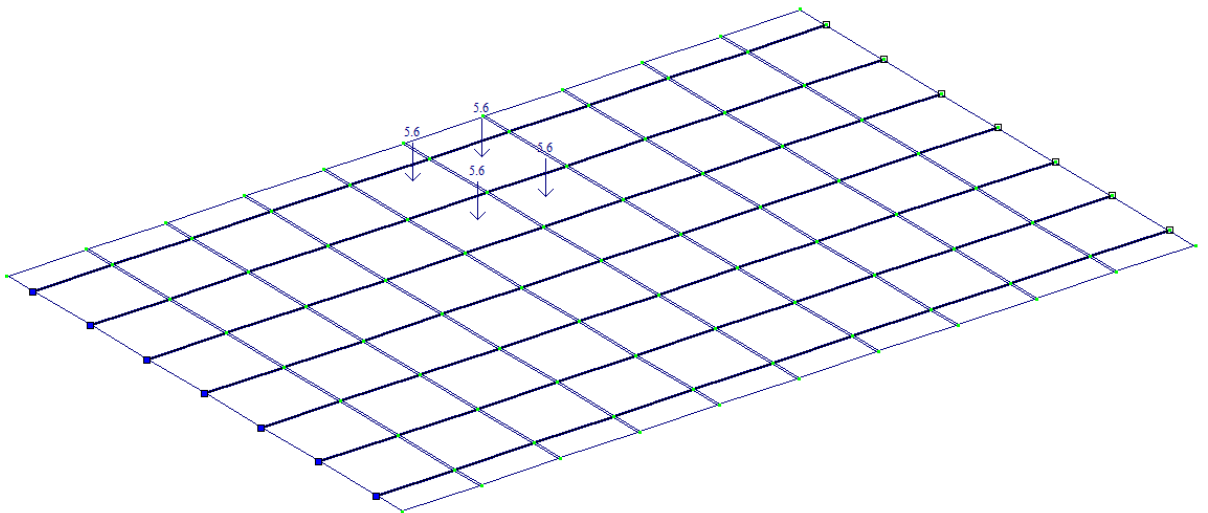


Рис.4.18 Завантаження № 11: A11 (2) - візок 1 в прольоті (інтенсивність 3,733 т/м , крок триангуляції 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

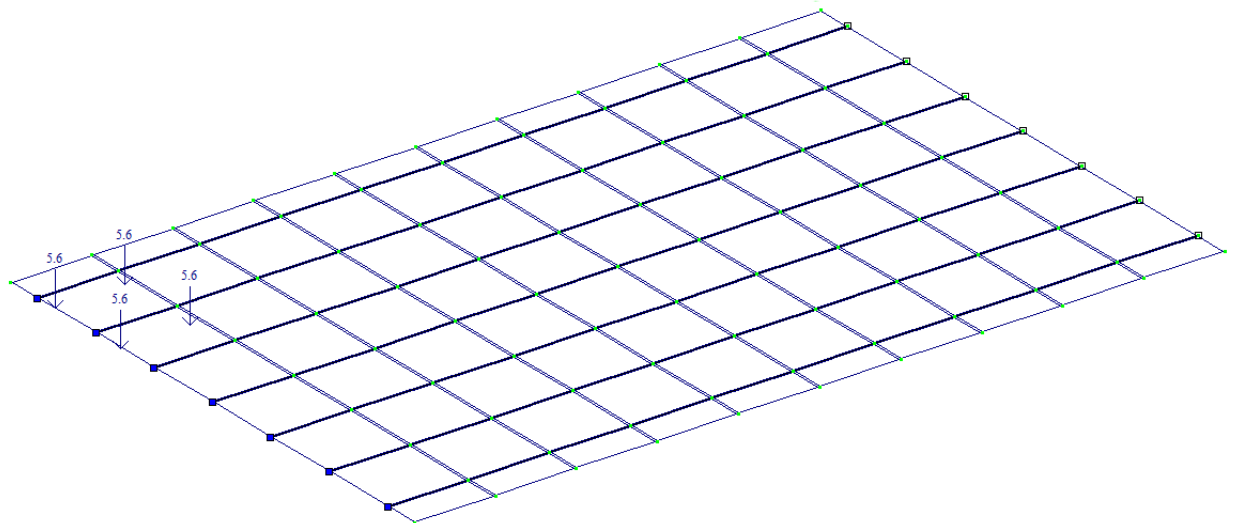


Рис.4.19 Завантаження № 12: A11 (2) - візок 1 у опори (інтенсивність 3,733 т/м , крок триангуляції 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

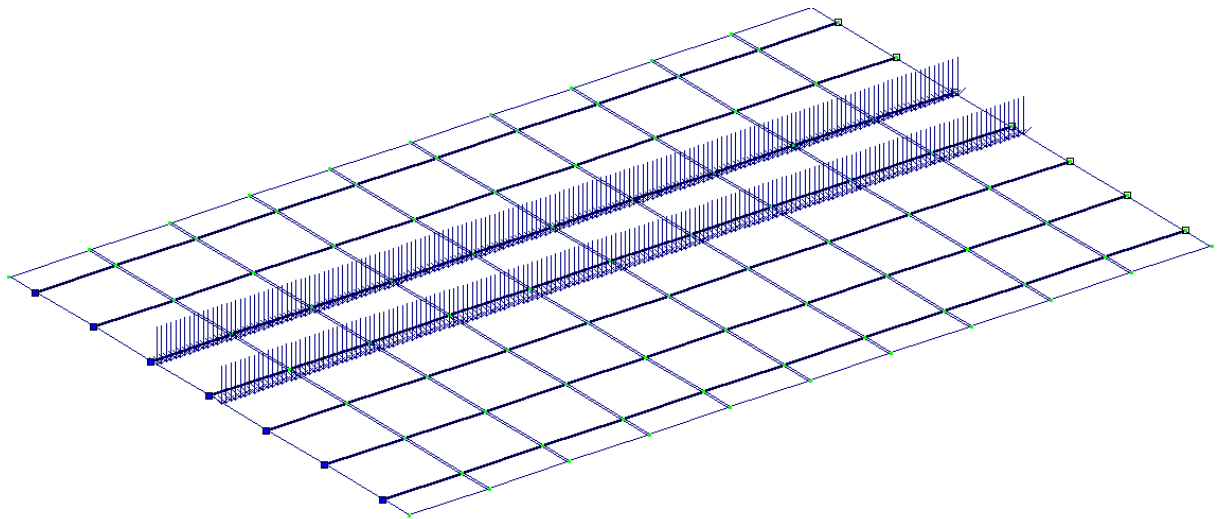


Рис.4.20 Завантаження № 13: A11 (2) смуга 2: не враховуються смуги безпеки (інтенсивність 0,56 т/м , крок триангуляції 0,1 м, що еквівалентно зосередженій силі 0,056 т)

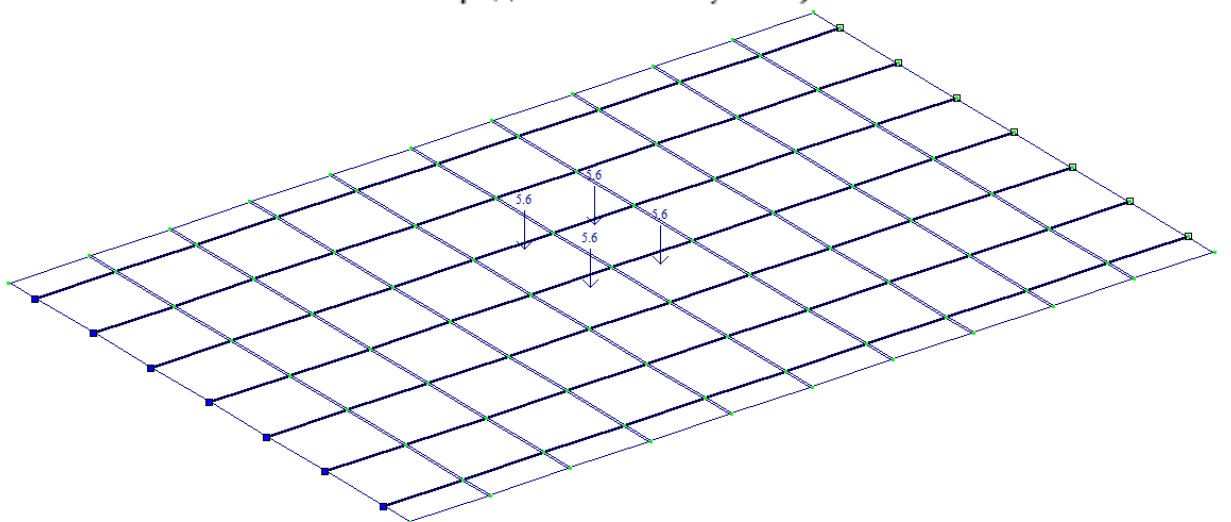


Рис. 4.21 Завантаження № 14: A11 (2) - візок 2 в прольоті (інтенсивність 3,733 т/м , крок триангуляції 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

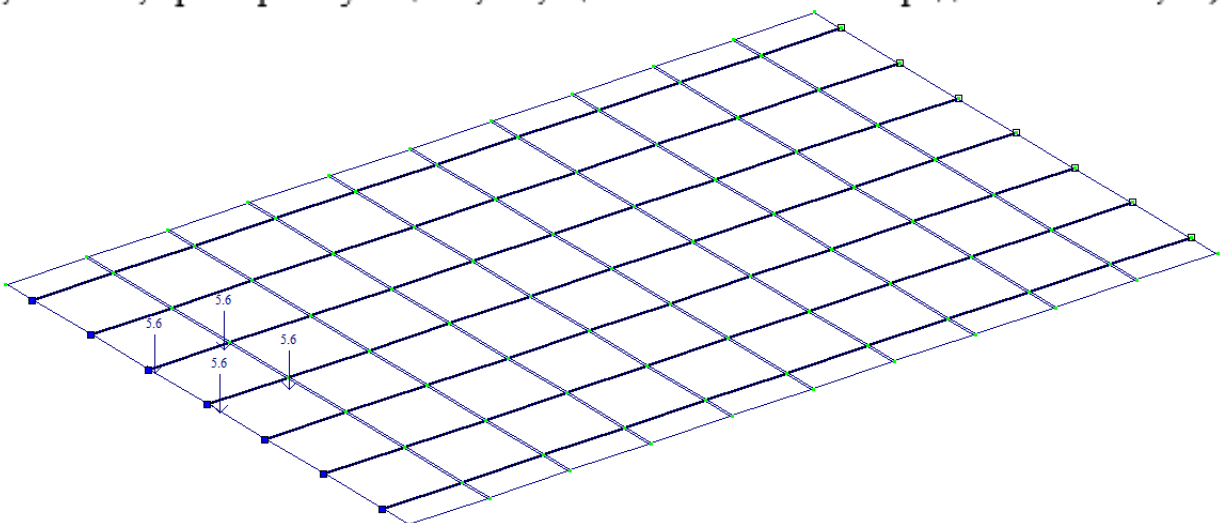


Рис.4.22 Завантаження № 15: A11 (2) - візок 2 у опори (інтенсивність 3,733 т/м , крок триангуляції 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

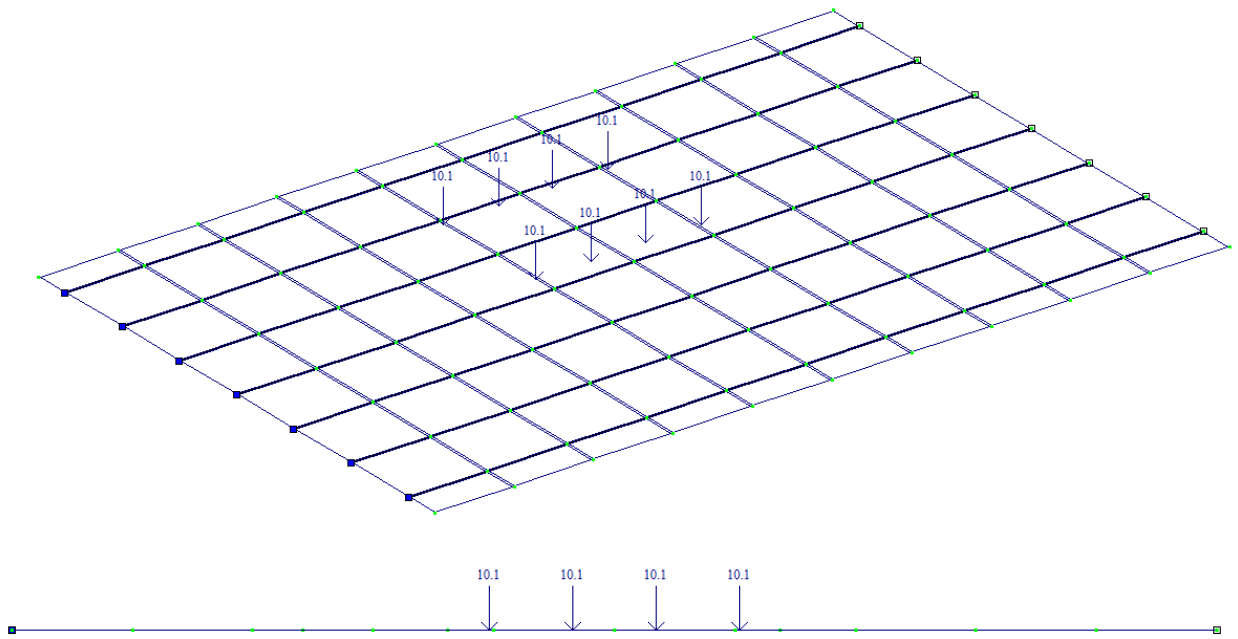


Рис.4.23 Завантаження № 16: Н 11 в прольоті - навантаження НК з базою колісного навантаження 1,2 м (інтенсивність 8,417 т/м , крок триангуляції 1,2 м, що еквівалентно зосередженій силі 10,1 т)

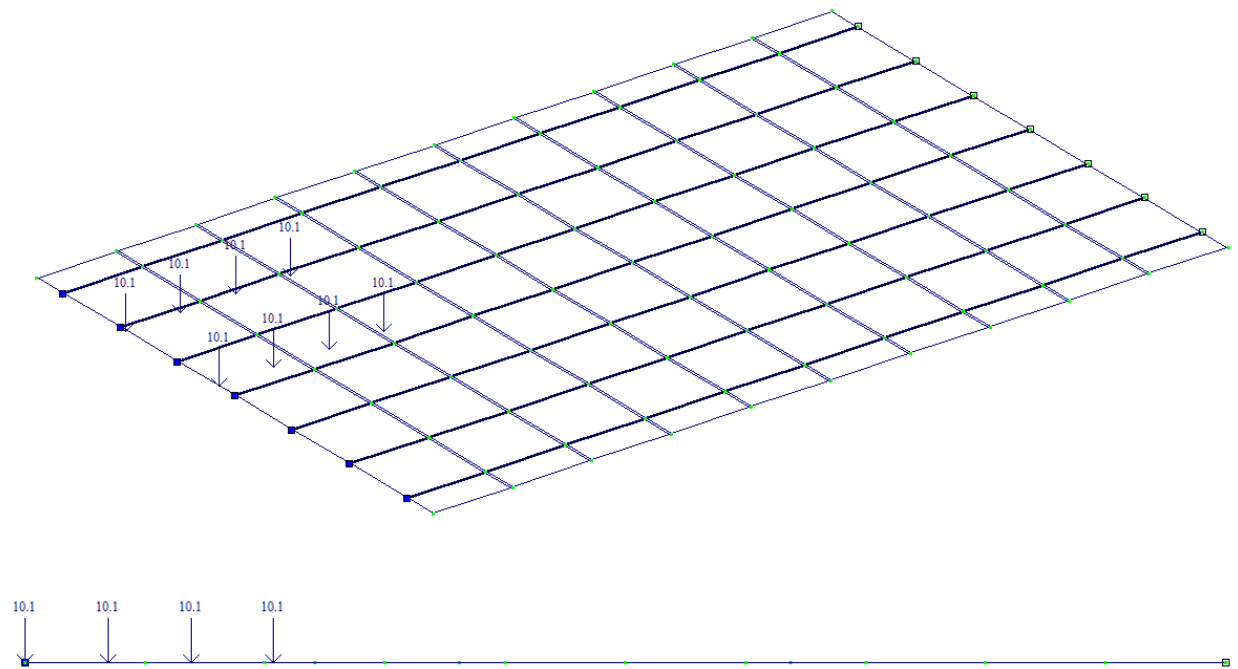


Рис. 4.24 Навантаження №17: Н 11 у опори - навантаження НК з базою колісного навантаження 1,2 м (інтенсивність 8,417 т/м , крок триангуляції 1,2 м, що еквівалентно зосередженій силі 10,1 т)

Прийнято 14 можливих поєднань навантажень, які наведено в табл. 4.4.

Таблиця 4.4 - Сполучення навантажень від завантажень 1-17 (за табл. 4.3)

Расчетные сочетания нагрузок

СНиП12.01.07-85*

	N загруз.	Наименование	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	1	власна вага ЗБК	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	2	вага покриття	1.2	1.0	1.2	1.0	1.2	1.0	1.2	1.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
3	3	A11(1) смуга 1	1.15	1.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.15	1.0	.0	.0	.0	.0
4	4	A11(1) візок 1 в прольоті	1.95	1.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
5	5	A11(1) візок 1 біля опор	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.95	1.0	.0	.0	.0	.0
6	6	A11(1) смуга 2	.69	.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.69	.6	.0	.0	.0	.0
7	7	A11(1) візок 2 в прольоті	1.17	.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
8	8	A11(1) візок 2 біля опор	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.17	.6	.0	.0	.0	.0
9	9	натовп	1.2	1.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.2	1.0	.0	.0	.0	.0
10	10	A11(2) смуга 1	.0	.0	1.15	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.15	1.0	.0	.0
11	11	A11(2) візок 1 в прольоті	.0	.0	1.95	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
12	12	A11(2) візок 1 біля опор	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.95	1.0	.0	.0
13	13	A11(2) смуга 2	.0	.0	.69	.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.69	.6	.0	.0
14	14	A 11 (2) візок 2 в прольоті	.0	.0	1.17	.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
15	15	A11(2) візок 2 біля опор	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.95	.6	.0	.0
16	16	H 11 в прольоті	.0	.0	.0	.0	1.1	.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
17	17	H 11 біля опор	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.1	.8

Навантаження РСН1–РСН6 прийнято для розрахунку пролітної споруди за моментами вигину.

Навантаження РСН7 – РСН 14 прийнято для розрахунку пролітної споруди за опорними реакціями по осі Z.

Таблиця 4.5 Завантаження, що входять в РСН

№ РСН	Навантаження, що входять до РСН
<u>РСН1 та РСН2—це навантаження АК за 1-м випадком</u>	
РСН1	пост+A11(1) + натовп (розрахункові); візок в середині прольоту
РСН2	пост+A11(1)+ натовп (характеристичні); візок в середині прольоту
<u>РСН3 та РСН4- це навантаження АК за 2-м випадком</u>	
РСН3	розрахункове: пост + A11 (2) смуга 1+ A11 (2) візок 1 в прольоті+ A11 (2) смуга 2+ A11 (2) візок 2 в прольоті
РСН4	характеристичне: пост + A11 (2) смуга 2+ A11 (2) візок 2 в прольоті
<u>РСН5 та РСН6- розрахунок за моментом з навантаженням НК (розрахунковим та характеристичним)</u>	
РСН5	розрахункове: постійне +H11 в прольоті
РСН6	характеристичне: постійне +H11 в прольоті
РСН7	постійне (розрахункове)
РСН8	постійне (характеристичне)

РСН9	навантаження АК за 1-м випадком+натовп (розрахункове)
РСН10	навантаження АК за 1-м випадком+натовп (характеристичне)
РСН11	навантаження АК за 2-м випадком (розрахункове)
РСН12	навантаження АК за 2-м випадком (характеристичне)
РСН13	навантаження НК розрахункове
РСН14	навантаження НК характеристичне

РОЗДІЛ 5

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ

5.1 Аналіз напруженого стану

Розрахункові сполучення навантажень РСН1–РСН6 дають можливість розрахувати прольотну споруду за величиною моментів вигину.

Епюри моментів вигину в головних балках (ребрах) мостової споруди наведено на рис. 5.1 –5.6.

Як видно з рис. 5.1–5.6 та табл. 5.1 найбільш небезпечним навантаженням є навантаження від розрахункового сполучення навантажень РСН 3 – див. табл.5.1. Так, за сполучення навантажень РСН3 в балці №1 виникає максимальний момент вигину $M_{y,max}=202,85$ тм.

Таблиця 5.1 - Максимальні згинальні та крутні моменти від розрахункових поєднань зусиль при пружному розрахунку

РСН	$M_{y,max}$, тм	Балка №	$M_{x,max}$ Т·м	Балка №
1	189	Б-3	1,88	Б-5
2	140,38	Б-4	0,97	Б-5
3	202,85	Б-1	2,5	Б-4
4	111,6	Б-3	0,44	Б-7
5	192,8	Б-2	2,42	Б-5
6	156,05	Б-2	1,76	Б-4



Максимальное усилие 189.081

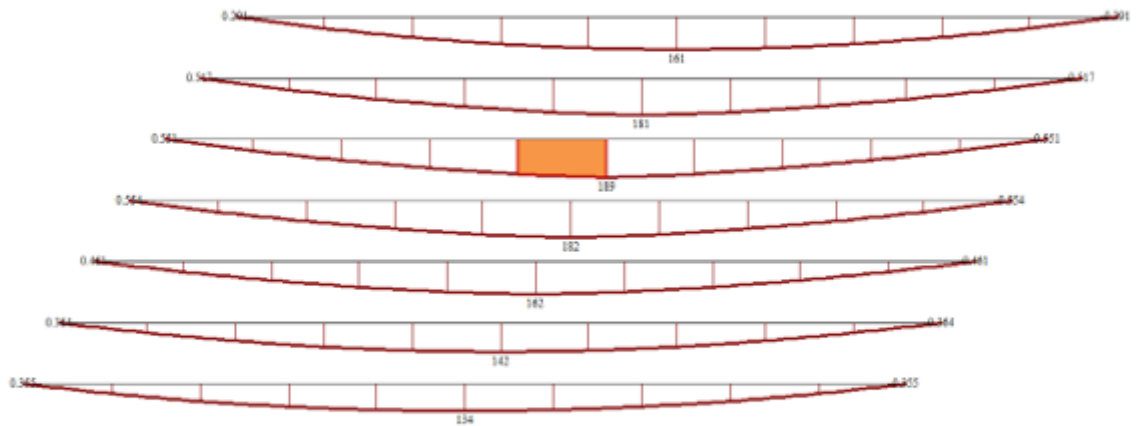


Рис. 5.1 Епюри розрахункових моментів вигину в балках від постійних навантажень та А11 по 1-му випадку з натовпом на тротуарах. $M_{max}=189,1$ т·м в балці Б-3.



Максимальное усилие 140.387

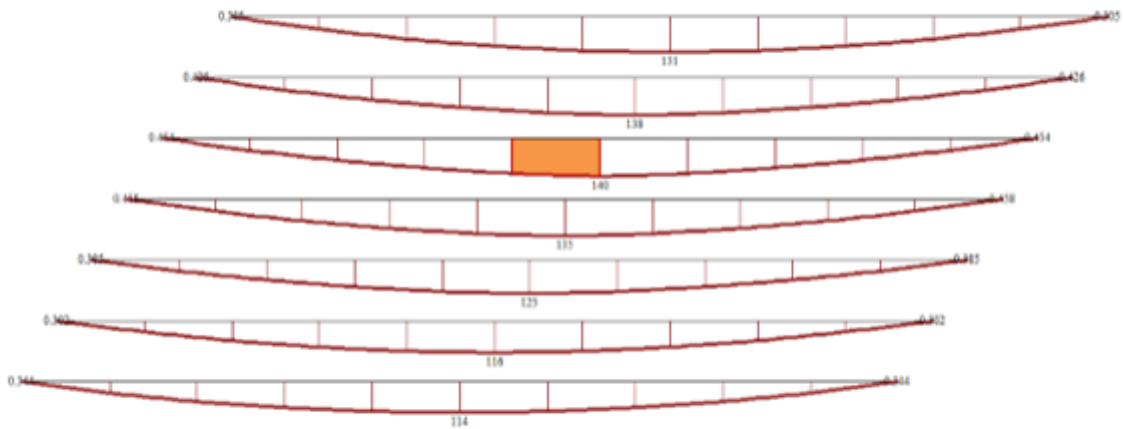



Рис.5.2 Епюри нормативних моментів вигину в балках від постійних навантажень та А11 по 1-му випадку з натовпом на тротуарах. $M_{max}=140,4$ т·м в балці Б-3.


 Максимальное усилие 202.85

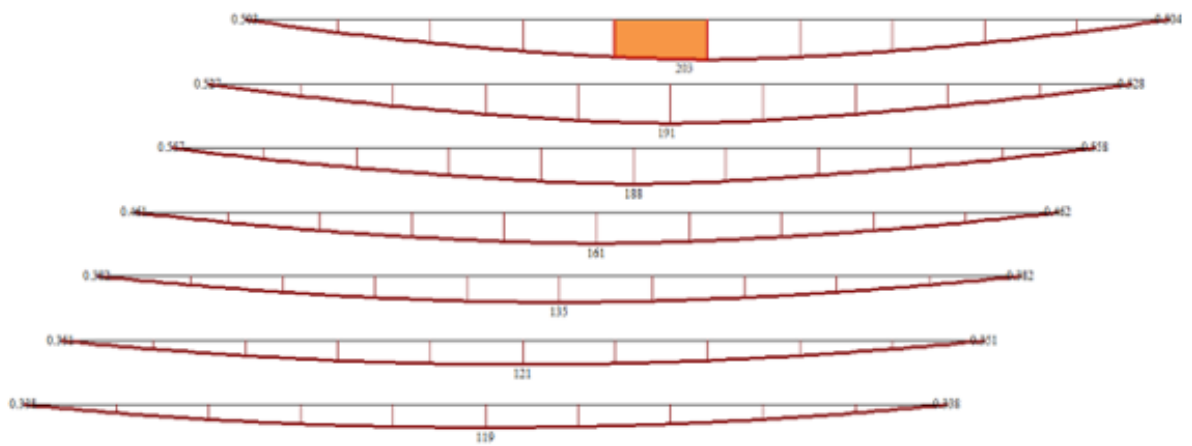



Рис.5.3 Епюри розрахункових вигинаючих моментів в балках від постійних навантажень та А11 за 2-м випадком. $M_{y,max}=202,85$ тм в балці Б-1 (РСН 3)


 Максимальное усилие 111.572

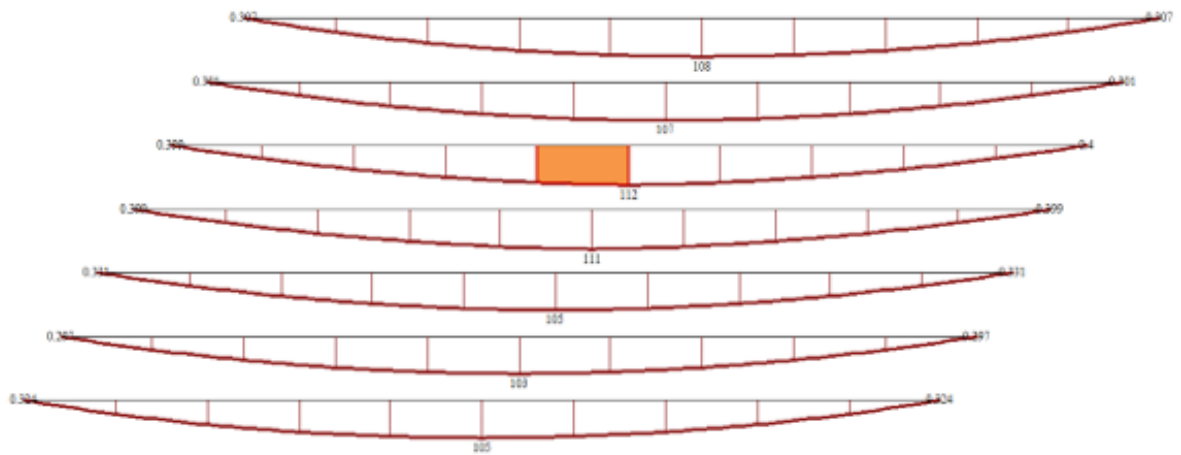



Рис.5.4 Епюри нормативних моментів згину в балках від постійних навантажень та А11 за 2-м випадком . $M_{max}=111,6$ т-м в балці Б-3. (РСН 4)


 Максимальное усилие 192.838

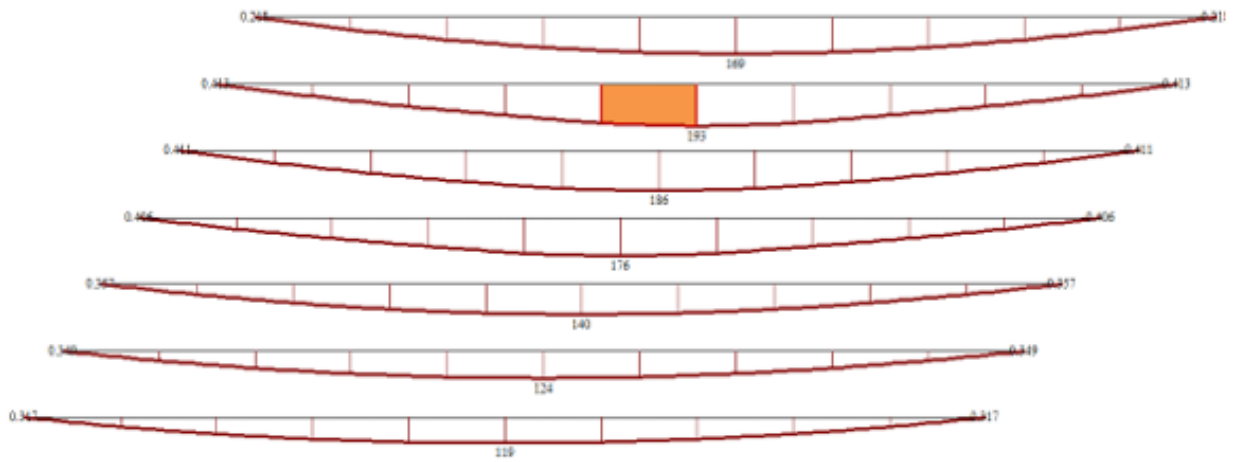



Рис.5.5 Епюри розрахункових моментів згину в балках від постійних навантажень та Н11 за 2-м випадком. $M_{max}=192,8$ т·м в балці Б-2. (РСН 5)


 Максимальное усилие 156.051

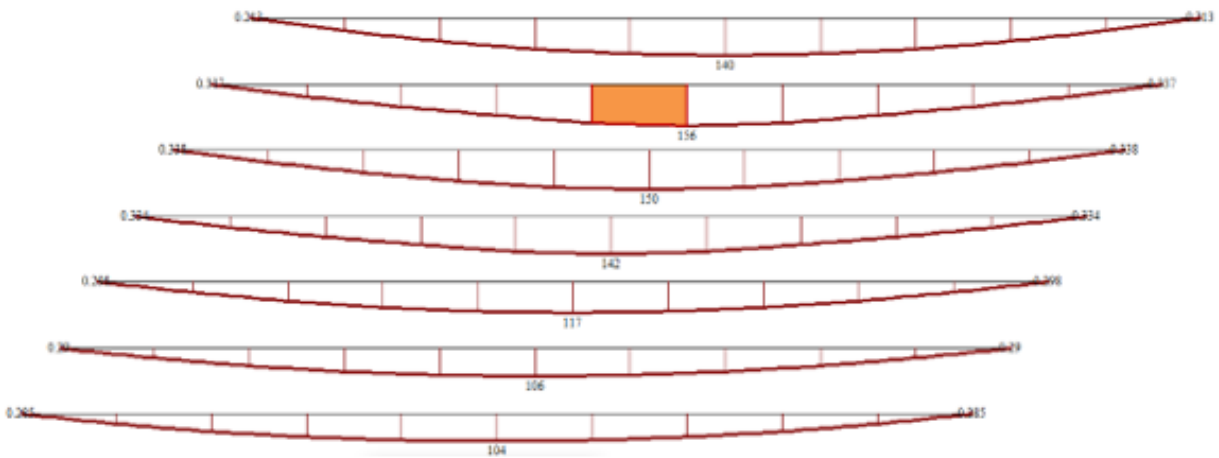


Рис.5.6 Епюри нормативних моментів вигину в балках від постійних навантажень та Н11 за 2-м випадком. $M_{max}=156,0$ т·м в балці Б-2. (РСН 6)

Отже, в подальших розрахунках перевіriamo виконання умови міцності для таврового перерізу балки та за різними нормами проектування [5,6,7] визначимо його несучу здатність.

РОЗДІЛ 6

ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ БАЛКИ МОСТОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ ЗА РІЗНИМИ НОРМАТИВНИМИ МЕТОДИКАМИ

6.1 Відмінності в розрахунках за різними нормами (фізико-механічні характеристики бетону й арматури)

З наданням чинності [2] та [5], що гармонізовані з [7], суттєво змінилася методологія розрахунків [4] залізобетонних конструкцій в порівнянні з розрахунками за [6].

Незважаючи на те, що за всіма нормами розрахунки виконують за граничними станами, методики розрахунків та проектування мають досить суттєві розбіжності. За нормами [6] розрахунок нормальних перерізів виконують у залежності від співвідношення між значенням відносної висоти стиснутої зони бетону $\xi = x/h_0$, котру визначають виходячи з умов рівноваги зусиль та граничної відносної висоти стиснутої зони ξ_R . За значення відносної висоти стиснутої зони бетону у розтягнутій арматурі припускають напруження $\sigma_s = R_s$. Отже, критерієм виникнення граничного стану є те, що напруження в арматурі досягають критичних значень.

При цьому ігнорується вплив деформацій бетону, який стискається, після того, як напруження в бетоні досягають максимальних значень. За нормами України [5] та нормами EN [7] в якості критерію появи граничного стану приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону їх граничних значень. Істотно зазнала змін методика розрахунку міцності похилих перерізів елементів, що зазнають згину. Змінилася й методика розрахунків на кручення та продавлювання. Суттєву увагу приділено властивості повзучості, описано вплив повзучості на несучу здатність перерізу та стійкість елементів та споруд в цілому.

По-іншому обчислюються втрати попереднього напруження. Норми ДБН ґрунтуються на нормах Eurocode 2, але не зважаючи на це, між ними є

певна значна сукупність розбіжностей. Згідно вимог норм України [5] розрахункова міцність бетону на стиск визначається як $f_{cd} = f_{ck,prism} / \gamma_c$, де коефіцієнт надійності $\gamma_c = 1,3$ $f_{ck,prism}$ – призмova міцність бетону. За Eurocode 2 розрахункова міцність бетону на стиск $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$, де f_{ck} – міцність бетону циліндричних зразків, коефіцієнт надійності $\gamma_c = 1,5$ й для стиснутого й для розтягнутого бетону [4].

Є розбіжності зокрема й в значеннях модулів пружності бетону (табл. 6.1).

Таблиця 6.1 – Порівняння основних параметрів бетону за різними нормами

Клас бетону	ДБН, EN		C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C35/45	C40/50
	СНиП		B15	B20	B25	B30	B45	B50
Кубикова міцність (МПа)	EN	$f_{ck, cube}$	15	20	25	30	45	50
	ДБН	$f_{ck, cube}$	15	20	25	30	45	50
	СНиП	R	15	20	25	30	45	50
Міцність циліндра (МПа)	EN	f_{ck}	12	16	20	25	35	40
Розрахункова міцність на стиск (МПа)	EN	f_{cd}	8,0	10,7	13,3	16,7	23,3	26,7
	ДБН	f_{cd}	8,5	11,5	14,5	17,0	25,0	27,5
	СНиП	R_b	8,5	11,5	14,5	17,0	25	27,5
Розрахункова міцність на розтяг (МПа)	EN	f_{ctd}	0,73	0,87	1,0	1,2	1,47	1,67
	ДБН	f_{ctd}	0,73	0,87	1,0	1,2	1,47	1,67
	СНиП	R_{bt}	0,75	0,9	1,05	1,2	1,45	1,55
Середній початковий модуль пружності (ГПа)	EN	E_{cm}	27	29	30	31	34	35
	ДБН	E_{cm}	23	27	30	32,5	37,5	39
Розрахунковий модуль пружності (ГПа)	EN	E_{cd}	22,5	24,2	25	25,8	28,3	29,2
	ДБН	E_{cd}	16,3	20	23	25	30,5	32
	СНиП	E_b	23	27	30	32,5	34,5	36

По-різному визначають граничну величину коефіцієнту повзучості

$\varphi(\infty; 0)$. Згідно ДБН що граничні деформації стиснутого бетону не залежать від напруженого стану елемента, який розраховується. Ці деформації залежать тільки від класу бетону. У європейських нормах прийнято граничну величину деформацій в стиснутій зоні бетону залежно від характеру напруженого стану. В елементах, що згинаються, за другої форми рівноваги для усіх бетонів класу не вище C50/60 відносна гранична деформація бетону, що стискається, становить 0,0035, а в елементах, що є стиснутими, за першої форми рівноваги граничну деформацію обчислюють шляхом ітерполювання між 0,002 [4].

6.2 Визначення несучої здатності перерізу за методикою норм України [5]

6.2.1 Визначення несучої здатності таврового перерізу

Визначення несучої здатності перерізів нормальних до поздовжньої осі елементів, що експлуатуються чи проектуються, та зазнають згину (перевірочна задача) є потрібним, коли необхідно визначити здатність перерізу конструкції сприймати розрахункові навантаження. Необхідною умовою рішення такого завдання є наявність усіх відомостей щодо геометрії перерізу, його армування й фізико-механічних властивостей матеріалів конструкції [17].

Метод, що не враховує деформаційні залежності та базується на обрахуванні внутрішнього моменту пари сил, що виникають в стиснутій зоні бетону та розтягнутій арматурі при досягненні перерізом елемента граничного стану. Цей метод, що є спрощеним, покладено як базу до норм більшості країн Європи та є основою норм США (ACI-318.2005) та технічної літератури [17,18,19,20, 21]. Згідно із таким підходом, міцність нормального перерізу до поздовжньої вісі елемента будь-якого перерізу вважається забезпеченою, якщо виконується нерівність:

$$M \leq M_u \quad (6.1)$$

де M – розрахунковий момент в перетині від зовнішніх навантажень;

M_u – гранична несуча здатність перерізу.

6.2.2 Визначення площі розтягнутої арматури в тавровому перерізі

Отже, обчислимо площу розтягнутої арматури для перерізу за формою тавра з наступними геометричними параметрами й характеристиками матеріалів: $b_w = 200$ мм; $h = 1050$ мм; $h_f = 150$ мм; $b_{eff} = 1670$ мм.

(див рис. 6.1). Бетон класу C20/25, $f_{cd} = 14,5$ МПа. Розтягнута арматура класу А400с, $f_{yd} = 435$ МПа = $43,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$, $\rho_{\max} = 4$ %; Максимальний відсоток армування ξ_r – див. табл.6.3.

$$M = 206,78 \text{ тм} = 2028,5118 \text{ кН} \cdot \text{м} = 202851,18 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

1. Визначення можливого розрахункових випадку – розташування нейтральної вісі в тавровому перерізі

При визначенні необхідної площі розтягнутої арматури, що є проектною задачею, положення нейтральної осі визначають способом порівняння розрахункового моменту M з моментом M_f , що може бути сприйнятим перетином із повністю стиснутою полкою, тобто при $x = h_f$:

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} (d - 0,5h_f) \quad (6.2)$$

Якщо $M \leq M_f$, то $x \leq h_f$

Якщо $M > M_f$, то $x > h_f$ (нейтральна вісь перетинає ребро).

2. Робоча висота перерізу:

$$d = h - c = 105 - 5 = 100 \text{ см}.$$

3. Момент, що сприймає полиця таврового перерізу:

$$M_f = 1670 \cdot 150 \cdot 0,0145 \cdot (1000 - 0,5 \cdot 150) = 3359831,25 \text{ кН} \cdot \text{мм} \\ = 3359,83 \text{ кН} \cdot \text{м} = 342,5 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$M = 202,85 \text{ т} \cdot \text{м} < M_f = 342,5 \text{ т} \cdot \text{м}$, отже, нейтральна вісь розташована в межах полиці (рис.6.1, а). Тоді перетин розглядається як прямокутний із шириною стиснутої зони $b = b_{eff}$ за алгоритмом, що наведено в таблиці 6.2.

4. Коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{b_{eff} d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{202851,18}{167 \cdot 100^2 \cdot 1,45} = 0,084. \text{ Отже за табл.6.4: } \xi=0,11; \zeta=0,956$$

5. За таблицею 6.4: $\xi_R=0,640$.

$\xi=0,11 < \xi_R=0,640$, тоді переходимо до п.5 табл. 6.2:

Оскільки $\zeta > 0,95$, то приймаємо $\zeta = 0,95$ й переходимо до пункту 6. табл. 6.2:

6. Знаходимо площу нижньої розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta} = \frac{202851,18}{43,5 \cdot 100 \cdot 0,956} = 48,8 \text{ см}^2 = 4880 \text{ мм}^2$$

7. Визначаємо відсоток армування:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \cdot 100\% = \frac{48,8}{20 \cdot 100} \cdot 100\% = 2,44\%$$

$$\text{Умова } \rho_{\min} = 0,13\% < \rho = \frac{A_s}{bd} \cdot 100\% < 4\%$$

виконується, отже, конструємо перетин.

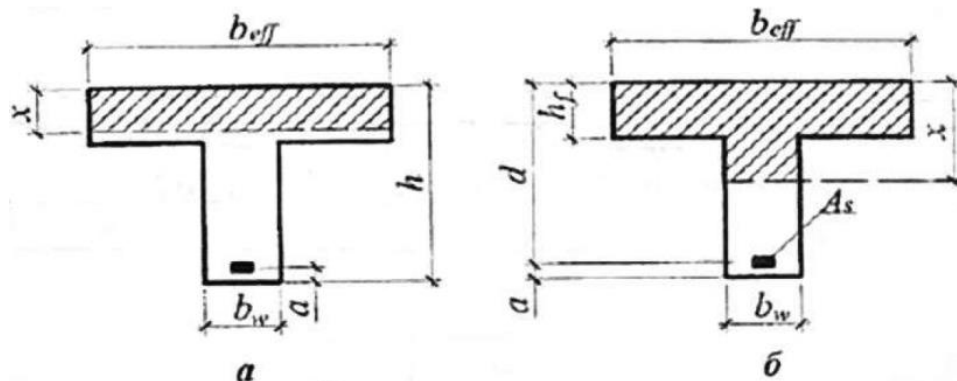


Рис.6.1 Можливі варіанти розташування нейтральної осі в таврових перерізах: а–нейтральна ось знаходиться в межах полиці; б– нейтральна вісь перетинає ребро

Таблиця 6.2 - Послідовність визначення площі розтягнутої арматури прямокутних перерізів з одиночним армуванням

№ з/п	Алгоритм
1.	$d = h - c$
2.	$\alpha_m = \frac{M}{bd^2 \cdot f_{cd}}$
3.	В залежності від α_m за табл. 2 визначити коефіцієнти ξ та ζ
4.	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то перейти до п.5; Якщо $\xi > \xi_R$, то виконати розрахунок перерізу з подвійною арматурою.
5.	Якщо $\zeta < 0,95$, то перейти до п.6; Якщо $\zeta > 0,95$, то прийняти $\zeta = 0,95$ і перейти до п.6.
6.	$A_s = \frac{M}{f_{yd} d \zeta}$, см ²
7.	$\rho_{\min} = 0,13\% < \rho = \frac{A_s}{bd} \cdot 100\% < 4\%$
8.	Якщо $\rho_{\min} < \rho \leq 4\%$, конструюють переріз. В інших випадках необхідно змінити вихідні дані та перейти до п.1

Таблиця 6.3 - Граничні значення відносної дійсної висоти стиснутої зони ξ_R

Клас бетону	ξ_R/α_R для арматури класу			
	A240C	A400C	A500C	B500
C12/15	0,757/0,422	0,657/0,387	0,613/0,37	0,591/0,361
C16/20	0,751/0,42	0,65/0,385	0,606/0,367	0,584/0,358
C20/25	0,743/0,418	0,64/0,381	0,596/0,363	0,574/0,354
C25/30	0,737/0,416	0,633/0,378	0,588/0,36	0,566/0,35
C30/35	0,724/0,412	0,618/0,372	0,571/0,352	0,54/0,339
C35/45	0,696/0,402	0,585/0,358	0,53/0,334	0,517/0,328

Таблиця 6.4- Значення коефіцієнтів α_m , ξ та ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,331
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,940	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,2	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,5	0,800	0,320			

$$\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi); \zeta = (1 - 0,4\xi)$$

6.2.3 Визначення несучої здатності таврового перерізу із полкою в стиснутій зоні при перетині при $x \leq h_f$ за аналітичним традиційним методом за [5]

При відомих площі розтягнутої арматури, розмірах перетину та характеристик матеріалів, несучу здатність перетину із одиночним армуванням визначаємо згідно формули:

$$Mu = A_s f_{yd} d \zeta \quad (6.1)$$

Якщо прийняти плече внутрішньої пари сил $z = \zeta d$, то з рис.6.2 знаходимо

$$\lambda x = 2d(1 - \zeta). \quad (6.2)$$

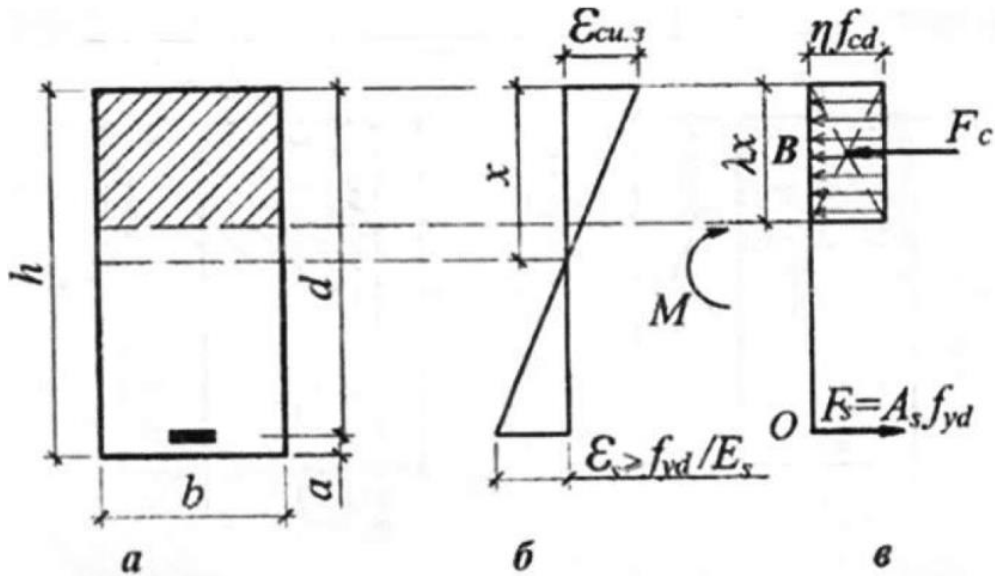


Рис.6.2 Розподіл деформацій, напружень та зусиль в нормальному перерізі з одиночним армуванням: а–переріз з одиночним армуванням; б–епюра напружень; в–розрахункова схема зусиль

З умови рівноваги усіх внутрішніх сил на вісь елемента ($\sum X = 0$):

$$A_s f_{yd} = b \lambda x f_{cd} \quad (6.3)$$

З рівняння (6.3) знаходимо:

$$\lambda x = A_s f_{yd} / b f_{cd} \quad (6.4)$$

Після підстановки значення λx в рівняння (6.3) отримуємо:

$$2d(1 - \zeta) = \frac{A_s}{b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}; \quad (6.5)$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}, \quad (6.6)$$

Де ρ – коефіцієнт армування

$\rho = \rho_{eff} = \frac{A_s}{b_{eff} d}$ – умовний коефіцієнт армування перерізу з полицею в

стиснутій зоні шириною b_{eff} при $x \leq h_f$ та при $A'_s = 0$.

Значення відношень f_{yd}/f_{cd} наведено в табл. 6.5.

Таблиця 6.5 - Відношення f_{yd}/f_{cd}

Класи бетонів	Класи арматури			
	A240C	A400C	A500C	BpI
C15	26,47	42,94	51,18	42,35
C20	19,56	31,74	37,82	31,30
C25	15,52	25,17	30,0	24,83
C30	13,24	21,47	25,58	21,77
C35	11,54	18,72	22,31	18,46
C40	10,23	16,59	19,77	16,36
C45	9,00	14,60	17,40	14,40
C50	12,86	13,27	15,82	13,09
C60	6,82	11,06	13,18	10,91

1. Визначаємо умовний коефіцієнт армування перерізу з полицею в стиснутій зоні шириною b_{eff} при $x \leq h_f$ та при $A'_s = 0$:

$$\rho = \rho_{eff} = \frac{A_s}{b_{eff}d} = \frac{48,8}{167 \cdot 100} = 0,00292$$

2. Коефіцієнт $\zeta = 1 - 0,5 \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \cdot 0,00292 \cdot 25,17 = 0,963$

3. Несуча здатність перерізу з одиночним армуванням:

$$M_u = A_s f_{yd} d \zeta = 48,8 \cdot 43,5 \cdot 100 \cdot 0,963 = 204\,425,6 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_u = 204\,425,6 \text{ кН} \cdot \text{см} > M = 202\,851,2 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Отже, момент, що може прийняти переріз $M_u = 204425,6 \text{ кН} \cdot \text{см}$ є більшим за момент $M = 202851,2 \text{ кН} \cdot \text{см}$, що виникає в перетині від зовнішнього навантаження, а, отже, несуча спроможність нормального перерізу забезпечена.

6.3 Розрахунок за нормами [6]

Момент, що сприймає полиця перерізу:

$$M_f = R_b b_f h_f (h_0 - 0,5 h_f) = 1,45 \cdot 167 \cdot 15 (100 - 0,5 \cdot 15) = 335983,1 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M = 202,851 \text{ т} \cdot \text{м} < M_f = 335,98 \text{ т} \cdot \text{м}, \text{ то } x \leq h_f, \text{ отже нейтральна вісь}$$

проходить в межах полиці (рис.6.2, а) та переріз розглядаємо як

прямокутний з шириною стиснутої зони $b = b_{eff}$

Підбір площі розтягнутої арматури виконується за тим же алгоритмом і за нормами [7]. Тому приймаємо площу розтягнутої арматури $48,8 \text{ см}^2$.

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{36,5 \cdot 48,8}{1,45 \cdot 167 \cdot 100} = 0,07, \zeta = 0,972; \alpha_m = 0,054.$$

Несуча здатність перерізу:

$$M_{sect} = \zeta R_s A_s h_0 = 0,972 \cdot 36,5 \cdot 48,8 \cdot 100 = 173\,132,6 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

6.4 Розрахунок за нормами ЄС [7]

Для тих же вихідних даних:

Для бетону класу C20/25 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ МПа} = 1,33 \text{ кН/см}^2$; (за табл. 6.1):

Граничному значенню відносної висоти стиснутої зони ξ_R відповідає граничне значення коефіцієнта α_R

Граничні значення $\xi_R = 0,45$; $\alpha_R = 0,3$. (рис. 6.3)

$$\alpha_m = \frac{M}{b d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{202851,2}{167 \cdot 100^2 \cdot 1,33} = 0,091$$

Величину відносної стиснутої зони ξ визначають за графіком « $\alpha_m - \xi$ » (рис. 6.3)

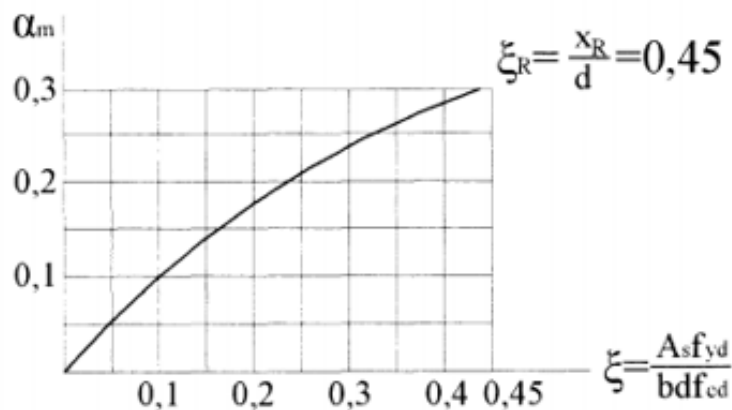


Рис.6.3 Графік « $\alpha_m - \xi$ » за нормами EN

$\xi = 0,09$;

Площа розтягнутої нижньої поздовжньої арматури:

$$A_s = \xi b d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,09 \cdot 167 \cdot 100 \cdot \frac{1,33}{36,5} = 54,8 \text{ см}^2;$$

Відносна висота стиснутої зони перерізу:

$$\xi = \frac{f_{yd}A_s}{0,8 \cdot f_{cd}b_{eff}d} = \frac{36,5 \cdot 54,8}{0,8 \cdot 1,33 \cdot 167 \cdot 100} = 0,113$$

За графіком на рисунку 6.3.: $\alpha_m = 0,113$.

Несуча здатність перетину:

$$M_u = \alpha_m f_{cd} b_{eff} d^2 = 0,113 \cdot 1,33 \cdot 167 \cdot 100^2 = 250\,984,3 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

Результати щодо підбору арматури й обчислення несучої здатності перерізу приведено в табл. 6.6–6.7.

Таблиця 6.6 - Результати визначення армування таврової балки ($b_{eff}=167$ см; $d=100$ см; $h_{eff}=15$ см) з одиночною арматурою

Розрахунок за нормами	Клас бетону	Клас арматури	Розрахункова площа арматури, см ²	% розбіжності
ДБН	C 20/25	A400C	48,8	0
СНиП	B25	A400C	48,8	0
EN	C 20/25	A400C	54,8	12,3

Таблиця 6.7 - Результати визначення несучої здатності таврової балки ($b_{eff}=167$ см; $d=100$ см; $h_{eff}=15$ см) з одиночною арматурою

Розрахунок за нормами	Клас бетону	A_s , см ²	Несуча здатність, кН·см	% розбіжності
ДБН	C 20/25	48,8	204425,6	0
СНиП	B25	48,8	173 132,6	-15,8
EN	C 20/25	54,8	250 984,3	22,8

На основі табличних даних (табл.6.6–6.7) зобразимо результати розрахунків у вигляді діаграм. (рис.6.4–6.5).

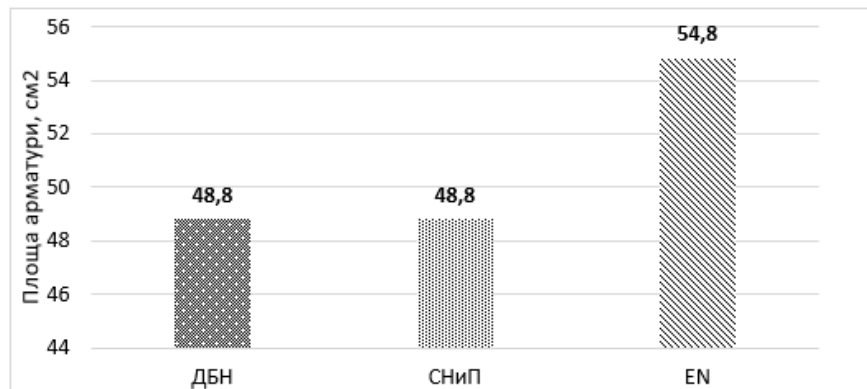


Рис.6.4 Площа робочої арматури для балки таврового перерізу розрахована за різними нормами

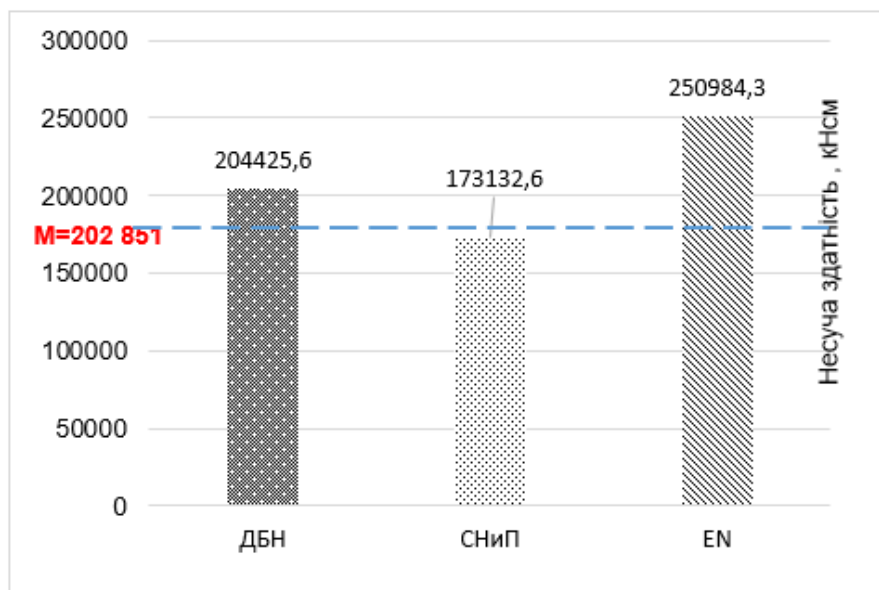


Рис.6.5 Несуча здатність таврового перерізу, розрахована за різними нормами

РОЗДІЛ 7

ВИСНОВКИ

1. З метою визначення несучої здатності таврового перетину балки мостової споруди в ПК ЛІРА-САПР була створена скінченоелементна модель ребристої конструкції мосту та виконано її розрахунок одним із математичних методів – числовим методом (методом скінчених елементів).
2. До розрахункової схеми споруди було прикладено 14 розрахункових сполучень навантажень (РСН) з 17 навантажень, що можливі. Встановлено, що найбільш небезпечним виявлено поєднання

навантажень №3 (РСНЗ). В цьому сполученні одночасно діють такі навантаження: постійне навантаження (1) + А11 (2) смуга 1 (10)+ А11 (2) візок 1 в прольоті (11)+ А11 (2) смуга 2 (13) + А11 (2) візок 2 у прольоті (14). Момент вигину, що є максимальним, виникає в крайньому ребрі (балці №1) та складає $M_{\max}=202\ 851,2$ кН·см.

3. За різними нормативними методиками [5,6,7] згідно максимального значенням моменту вигину було підібрано площу нижньої арматури, що працює на розтяг, для таврових балок мосту. Згідно норм [5] та [6] площа є однаковою та згідно із нормами ЄС виявилася на 12,4% більшою у порівнянні із результатами за ДБН та СНіП.
4. Розрахунки за нормами ДБН та EN показали, що несуча здатність таврового перерізу забезпечена, оскільки $M_u = 204\ 245$ кНсм $>$ $M = 202\ 851,2$ кН·см, та $M_u = 250\ 984$ кНсм $>$ $M = 202\ 851,2$ кН·см відповідно. Результати визначення несучої здатності за нормами СНіП показали, що несуча здатність перерізу є недостатньою: $M_u = 173\ 98132$ кНсм $<$ $M = 202851,2$ кН·см.
5. Очевидно, що принципи визначення граничного моменту, що закладено в нормах України та ЄС відрізняються від методики, що наведена в радянських нормах.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ 8908:2019 Автодорожні мости. Класифікація дефектів
2. Конструкції будинків і споруд. БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ З ВАЖКОГО БЕТОНУ Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010
3. ДБН В.1.2-15:2009. МОСТИ ТА ТРУБИ НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ. Споруди транспорту. Київ. Мінрегіонбуд України 2009
4. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 в порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) , В.М. Бабаєв, А.М Бамбура О.М. Пустовойтова, П.А. Резник, Є.Г. Стоянов, В.С. Шмуклер. Довідково-учбовий посібник . Під загальною редакцією В.С. Шмуклера. Х.: Золотые страницы, 2015. — 240 с.
5. Державні будівельні норми України. Конструкції будинків і споруд. БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009. Київ, Мінрегіонбуд України. 2011
6. СНиП 2.03.01-84*. Бетонні та залізобетонні конструкції
7. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures -Part 1-1 : General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization. December 2004
8. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. МОСТИ ТА ТРУБИ. НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ. Київ Мінрегіонбуд України. 2009
9. М.А, Jayaram & Т. R. Jagadeesh,. (2011). Design of Bridge Structures.
10. N K, Praful & Hanumant, Balaso. (2015). COMPARATIVE ANALYSIS OF T-BEAM BRIDGE BY RATIONAL METHOD AND STAAD PRO. 472. 72-89.
11. Irfan-ul-Hassan, Muhammad & Siddiqi, Zahid & Ashraf, Muhammad. (2009). Critical Traffic Loading for the Design of Prestressed Concrete

- Bridge. Mehran University Research Journal of Engineering and Technology, Number 3, Volume 28, July 2009.. 28. 303-316.
12. Troitsky, M.S. “Conceptual Bridge Design.” Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton: CRC Press, 2000
 13. Lazem, Adnan. (2008). Analysis and Design of Plate Girder Bridges. Tarekegn, Yisihak & Tarekegn, Abrham & Adamu, Asnake. (2019).
 14. Design Charts for Reinforced Concrete Girder Bridges.
 15. Tarekegn, Yisihak & Adamu, Asnake. (2015). Design Charts for Reinforced Concrete Bridges.
 16. Лекція 4. Види навантажень і впливів. Визначення постійних навантажень. Тимчасові вертикальні і горизонтальні навантаження. URL: <http://surl.li/rcvjb> (дата звернення 16.02.2024)
 17. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009: Навч. Посібник.- КНУБА, 2012. – 62 с.
 18. Victor Davidovich. Formulaire du beton arme. Publiation du Moniteur. Paris.1996
 19. Narayanan R.S., Goodchild C.H. Concise Eurocode 2. BSA, 2005
 20. Jean Pierre Mouglin. Cours de beton arme. – В.А.Е.Л – 91;2005
 21. ГолИшев А.Б. та ін. Проектування залізобетонних конструкцій: Довідковий посібник /А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.: Під ред. А.Б. Гольшева.- 2-е изд. Перераб. та доп. К. Будівельник. 1990–495 с.
 22. ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Правила проектування». Київ. Мінрегіонбуд України.2009

ДОДАТКИ

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

**МАТЕРІАЛИ
ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ НАУКОВОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ СТУДЕНТІВ
ТА АСПІРАНТІВ, ПРИСВЯЧЕНОЇ
МІЖНАРОДНОМУ ДНЮ СТУДЕНТА**

(13 - 17 листопада 2023 р., м. Суми)

Рекомендовано до друку науково-координаційною радою Сумського національного аграрного університету (протокол № 6 від 24.11.2023 р.)

Редакційна рада:

Ладика В.І., академік НААН України
Данько Ю.І., д.е.н., професор
Пасько О.В., к.е.н., доцент

Редакційна колегія:

Бричко А.М., к.е.н., доцент
Думанчук М.Ю., к.т.н., доцент
Кисельов О.Б., к.с.-г.н., доцент
Масик І.М., к.с.-г.н., доцент
Михайліченко М.А., к.і.н., доцент
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент
Степанова Т.М., к.т.н., доцент
Шкромада О.І., д.вет.н., професор

**Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента – (13-17 листопада 2023 р.). –
Суми, 2023. – 700 с.**

У збірку увійшли тези доповідей Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів,
присвяченої Міжнародному дню студента.
Для викладачів, студентів, аспірантів.

МЕТОД РЕГУЛЮВАННЯ ЗУСИЛЬ В НЕРОЗРІЗНІЙ БАЛЦІ

Цигикал К.С., студ. 2 курсу ОС «Магістр», спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Срібняк Н.М., к.т.н., доцент, Сумський національний аграрний університет
Галушка С.А., ст. викладач, Сумський національний аграрний університет

Нерозрізні балки в інженерному проектуванні стали ключовим елементом для конструкцій, які зазнають різноманітних навантажень. Оптимізація ресурсів та підвищення структурної ефективності вимагають ретельного вивчення методів регулювання зусиль в таких балках. Використання методу зміни зусиль шляхом зміни рівня опор є одним із можливих методів регулювання зусиль в нерозрізних балках. Метод дозволяє точно регулювати напруженнями в конструкції та оптимізувати розподіл внутрішніх зусиль. Доведено, що геометричні параметри нерозрізних балок та матеріали, що використовуються (клас бетону на міцність, клас арматури на міцність) впливають на ефективність методів регулювання зусиль. Аналіз цих факторів важливий для створення оптимальних та економічно вигідних конструкцій.

а)

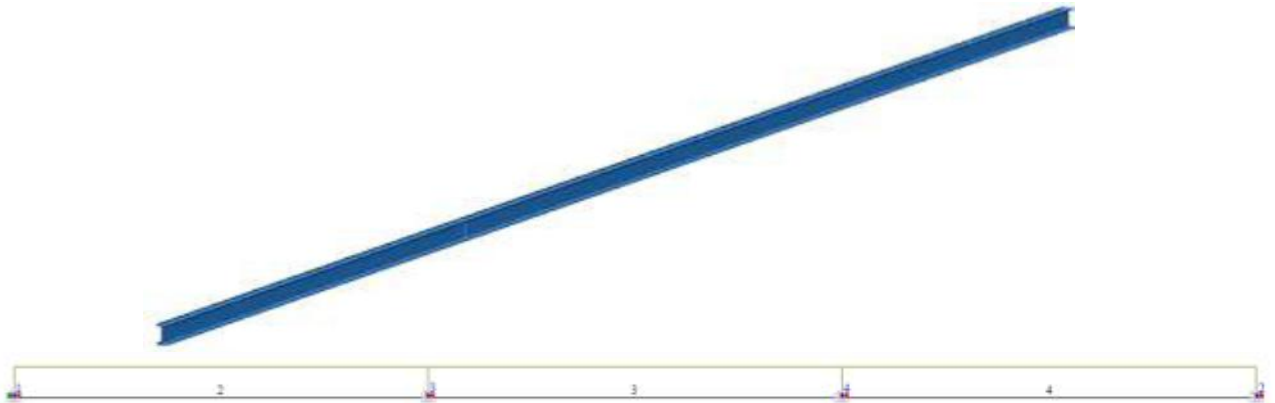


Рис 1. Просторова модель нерозрізної балки двотавр 10Б - а; скінченоелементна модель нерозрізної балки, завантажена погонним навантаженням - б

б)

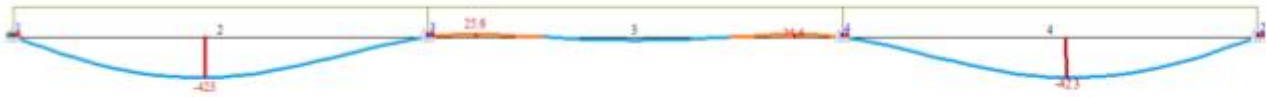


Рис. 2 Епюри переміщень f_z (при першому наближенні – двотавр Б10 прогини недопустимо великі)



Рис. 3 Епюри переміщень f_z (при другому наближенні – двотавр Б36 прогини в допустимих межах)

Метод пружних опор використовується для регулювання зусиль за допомогою пружних елементів, які дозволяють конструкції реагувати на зміни навантаження та умови експлуатації. У методі використовується система зв'язків пружних елементів, які можуть переміщатися, але не можуть змінювати свою форму.

Метод пружних опор дозволяє аналізувати різні типи впливу, такі як рівномірно розподілені навантаження, зосереджені навантаження та моменти. Цей метод також дозволяє проектувати балки з використанням різних матеріалів та з урахуванням їх пружних властивостей.

Хижко А. С., Циганенко Л.А., Циганенко Г.М. ЩОДО ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ УДАРНОЇ ВИБУХОВОЇ ХВИЛІ НА МЕТАЛЕВИЙ РАМНИЙ КАРКАС БУДІВЛІ В ПК «ЛІРА-САПР»	138
Хмара А.О., Бородай Я.О. ІНКЛЮЗИВНІСТЬ ДЛЯ ЛЮДЕЙ З ОСОБЛИВИМИ ПОТРЕБАМИ.....	139
Хоменко М.М. ДЕЯКІ ОСОБЛИВОСТІ ТРАНСПОРТУВАННЯ НЕГАБАРИТНОЇ ТЕХНІКИ.....	140
Хоменко М.М.ПРО ТРАНСПОРТУВАННЯ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОЇ ТЕХНІКИ.....	141
Хомяк В.С. ПОКРАЩЕННЯ ПАСАЖИРСЬКИХ ПЕРЕВЕЗЕНЬ НА ПІДПРИЄМСТВІ	142
Хомяк В.С., СПОСОБИ ПЕРЕВЕЗЕННЯ ПРАЦІВНИКІВ ПІДПРИЄМСТВА ДО МІСЦЯ РОБОТИ.....	143
Цигикал К.С., Срібняк Н.М.,Галушка С.А. МЕТОД РЕГУЛЮВАННЯ ЗУСИЛЬ В НЕРОЗРІЗНІЙ БАЛЦІ.....	144
Чучман О.В., Руденко В.А. ПІДВИЩЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ РОБОТИ АВТОПАРКУ НА ПІДПРИЄМСТВІ.....	145
Шейбсак О.В., Срібняк Н.М.,Галушка С.А. АЛГОРИТМ ЧИСЛОВОГО ЕКСПЕРИМЕНТУ ЩОДО ВЛИВУ ТРИЩИНОУТВОРЕННЯ НА РОБОТУ СТАТИЧНО НЕВИЗНАЧУВАНИХ СИСТЕМ ПЕРЕКРИТТЯ	146
Шульга А.О., Бородай Д.С. ОГЛЯД ВІТЧИЗНЯНОГО ДОСВІДУ БУДІВНИЦТВА СУЧАСНИХ ЖИТЛОВИХ КОМПЛЕКСІВ З ОБСЛУГОВУВАННЯМ	147
Яковенко Р. ТРАНСПОРТУВАННЯ МОЛОКА ТА МОЛОЧНИХ ПРОДУКТІВ	148
Яковенко Р. ЯК І ЧИМ ПЕРЕВОЗЯТЬ МОЛОКО ТА МОЛОЧНІ ПРОДУКТИ.....	149
Ярмоленко Д.О., Бородай Я.О., ІННОВАЦІЙНІ ПІДХОДИ ДО ПРОЕКТУВАННЯ ТА УПРАВЛІННЯ ГОТЕЛЬНО-РЕСТОРАННИМИ КОМПЛЕКСАМИ В М. СУМИ.....	150
ФАКУЛЬТЕТ ВЕТЕРИНАРНОЇ МЕДИЦИНИ	
Демченко О.М., Бондаренко К.В. ВИПАДОК ДІАГНОСТИКИ ТА ЛІКУВАННЯ ЗА НОВОУТВОРЕННЯ НА СЕЛЕЗІНЦІ СОБАКИ.....	151
Демченко О.М., Бондаренко К.В. ДІАГНОСТИКА ТА ЛІКУВАННЯ КІСТОЗНИХ НОВОУТВОРЕНЬ ЯЄЧНИКІВ У КІШКИ	152
Романенко А.В. МОНИТОРИНГ ДІАГНОСТИЧНИХ ТА ЛІКУВАЛЬНО-ПРОФІЛАКТИЧНИХ ЗАХОДІВ ПРИ ГІПЕРТИРЕОЗІ У КОТІВ.....	153
Кісіль Д.О. ГІСТОЛОГІЧНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ МОРФОЛОГІЧНИХ ЗМІН СІМ'ЯНИКІВ ТРУТНІВ МЕДОНОСНИХ БДЖІЛ <i>APIS MELLIFERA</i>	154
Колодяжний Р., Колодяжна В. ФОРМУВАННЯ ШЛУНКОВО-КИШКОВОЇ МІКРОБІОТИ У ТЕЛЯТ	155
Сидоренко Є.В. ЛАБОРАТОРНА ДІАГНОСТИКА БАБЕЗІОЗУ У СОБАК	156
Міщенко О.А., Шагал В.О. ПОШИРЕНІСТЬ ПІРОПЛАЗМОЗУ. МЕТОДИ ТА ЗАСОБИ НЕДОПУЩЕННЯ ІНВАЗІЇ.....	157
Мозговий М.О. КАМПІЛОБАКТЕРІОЗ – НАЙПОШИРЕНІШИЙ ХАРЧОВИЙ ЗООНОЗ	158
Нестеренко О. М. ДЕЗІНФЕКЦІЯ В СИСТЕМІ ВЕТЕРИНАРНО-САНІТАРНИХ ЗАХОДІВ ПРИ ВИРОЩУВАННІ ПТИЦІ	159
Тищенко К. ВИПАДОК СИНДРОМУ КУШИНГУ (ГІПЕРАДРЕНОКОРТИЦИЗМ) У СОБАК	160
Шагал В.О. СЕЧОКАМ'ЯНА ХВОРОБА КОТІВ. ПРИЧИНИ ТА ЛІКУВАННЯ.....	161
Лівощенко О.І. КОНТРОЛЬ МІКОТОКСИНІВ У КОРМАХ ДЛЯ ДРІБНИХ ТВАРИН.....	162
Мисник Ю.А. ЕФЕКТИВНІСТЬ СТАНДАРТИЗАЦІЇ ТОВАРІВ.....	163
Купцова Л.В. ВИКОРИСТАННЯ ВАКЦИНИ «РАБІСТАР» ПРОТИ СКАЗУ В М.КОНОТОП ТА КОНОТОПСЬКОМУ РАЙОНІ.....	164
Фотіна О.О. НЕБЕЗПЕЧНИЙ ГЕЛЬМІНТОЗ.....	165
Шкромада О.С. ЗНИЖЕННЯ ЧИСЕЛЬНОСТІ КЛЕЩІВ НА ТЕРИТОРІЇ МІСЬКИХ ПАРКІВ	166
Гузева В.О. МОНИТОРИНГ КАМПІЛОБАКТЕРІОЗНОЇ ІНФЕКЦІЇ У ЗАБЕЗПЕЧЕННІ БІОБЕЗПЕКИ НАСЕЛЕННЯ УКРАЇНИ.....	167
Фотін І.О. ЯК НЕ КУПИТИ ЗАМІСТЬ КРОЛЯ КОТЯЧЕ М'ЯСО	168
Ліфар І.Ю. ПРОФІЛАКТИКА МІКОТОКСИКОЗІВ ПТИЦІ	169
Назаренко С.М., Кісіль Д.О., Серженко В.В. ЛІКУВАННЯ ТА ПРОФІЛАКТИКА ВАРООЗУ БДЖІЛ.....	170
Маринченко А.В. МОНИТОРИНГ ЩЕПЛЕНЬ ПРОТИ СКАЗУ НА БАЗІ ПРОЕКТУ «КІШКА» ВІД FOURPAWS.....	171
Волошина Л.В. ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РІЗНИХ ТЕСТ-СИСТЕМ ДЛЯ ДІАГНОСТИКИ СЕЧІ ДОМАШНІХ ТВАРИН	172
Швачич Д.В. МЕТОДИ ЗАБОРУ КРОВІ У КІШОК В МЕЖАХ ПРОЕКТУ «КІШКА», М. СУМИ.....	173
Рокочий А.В. ВИПАДКИ ВІЯВЛЕННЯ ПАТОЛГІЧНОЇ ВАГІТНОСТІ У КІШОК ЗА ВИКОРИСТАННЯ «КАСТРІЛУ».....	174
Похиль Д.Ю. ДОСЛІДЖЕННЯ МЕТОДІВ ДІАГНОСТИКИ ГЕРПЕСВІРУСНОЇ ІНФЕКЦІЇ КІШОК.....	175
Скляр О.І., Водько І.В. ХВОРОБИ ОБМІНУ РЕЧОВИН КОРІВ.....	176
Гордієнко А.В., Вак О.В. ГОСТРІ ШЛУНКОВО-КИШКОВІ ЗАХВОРЮВАННЯ ТЕЛЯТ ТА СТАН ВІТАМІНО-ЕЛЕКТРОЛІТНОГО ОБМІНУ.....	177
Грушко А.І. ВЕТЕРИНАРНО САНІТАРНА ЕКСПЕРТИЗА ПЕРЕПЕЛИНИХ ЯЄЦЬ	178
Герасимова О.С. ДІАГНОСТИКА, ЛІКУВАННЯ ТА ПРОФІЛАКТИКА ВУШНОГО КЛЕЩА (ОТОДЕКТОЗУ) У КІШОК.....	179

Сумський національний аграрний університет
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних конструкцій

ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ МОСТОВОГО ПРОЛЬОТУ

Магістр- Цигикал Костянтин Сергійович
Керівник- к.т.н., доцент Срібняк Н.М.

Суми-2024

Актуальність теми

- Прогонові будови мостів, побудовані 20-40 років тому, фактично пропускають більші навантаження, ніж передбачені проектами.
- Це положення відноситься до недавно побудованих споруд і мостових споруд, що зводяться.
- Як показують спостереження й обстеження мостових споруд, що експлуатуються, збільшення нормованих навантажень не привело до пошкоджень і ускладнень нормальної експлуатації несучих конструкцій технічно справних прогонових будов, що вказує на наявність резервів вантажопідйомності та тріщиностійкості.
- Тому дослідження теоретичної несучої здатності ребристо-балочної мостової системи є **актуальною задачею**.

Мета роботи:

визначення та порівняння несучої здатності конструкції прогонової споруди залізобетонного мосту через залізничну дорогу, визначеної за різними нормативними джерелами:

- - ДБН В.2.6-98:2009. БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ. Основні положення.
- - СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции
- Eurocode 2: Design of concrete structures

Задачі дослідження

- ознайомлення з нормативною документацією щодо проектування мостових споруд та розрахунку залізобетонних конструкцій ;
- визначення геометрії мостової споруди, що розраховується
- збір навантажень, що діють на конструкцію, формування можливих завантажень та їх розрахункових сполучень (РСН);
- - ознайомлення з методами та особливостями створення кінцевоелементної моделі прогонової будівлі мосту в ПК ЛИРА-САПР 2013;
- - виконання числового експерименту з визначення максимальних зусиль в балках ($M_{y, \max}$) від найбільш небезпечного поєднання навантажень;
- визначення теоретичної несучої здатності перерізу балки мостової споруди за різними різними нормативними методиками (ДБН В.2.6-98:2009, СНиП 2.03.01-84*, Eurocode 2) оцінка та порівняння їх результатів.

- **Об'єкт дослідження** – залізобетонні збірно-монолітні балочні, розрізні, з каркасним армуванням, виготовлені відповідно до типового проекту прогонові конструкції шляхопроводу.
- **Предмет дослідження** – несуча здатність перерізу, обчислена теоретично за різними нормативними методиками.
- **Методи дослідження** – аналітичний метод розрахунку , метод комп'ютерного моделювання конструкцій із застосуванням програмних комплексів, що реалізують метод кінцевих елементів (при проведенні числового експерименту).

Практичне значення отриманих результатів

Порівняння результатів обчислень несучої здатності балки мостової споруди за різними нормативним методиками дає можливість:

- більш повно оцінити фактичну роботу споруди за розрахунками 1-ї групи граничних станів, зокрема за критерієм забезпечення міцності елементів конструкції;
- дає можливість в деякій мірі виявити розбіжності в різних нормах проектування.

Конструктивне рішення шляхопроводу

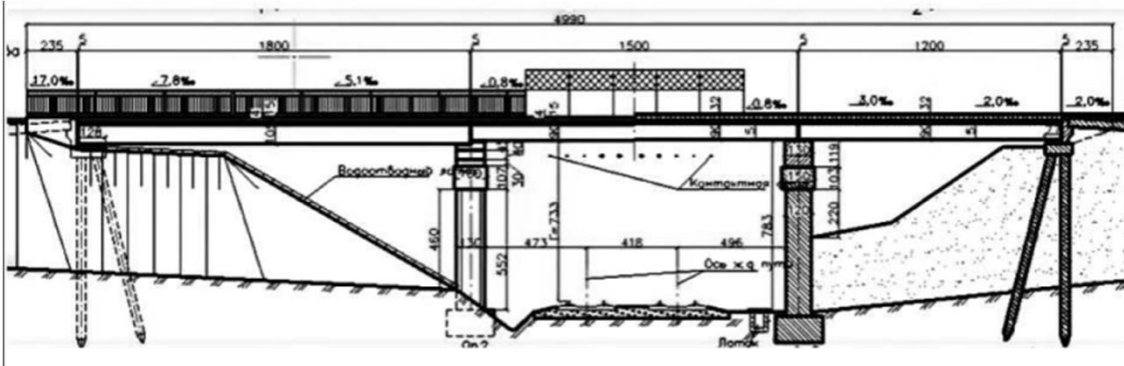


Рис.1 Поздовжній переріз прольотної будови шляхопроводу

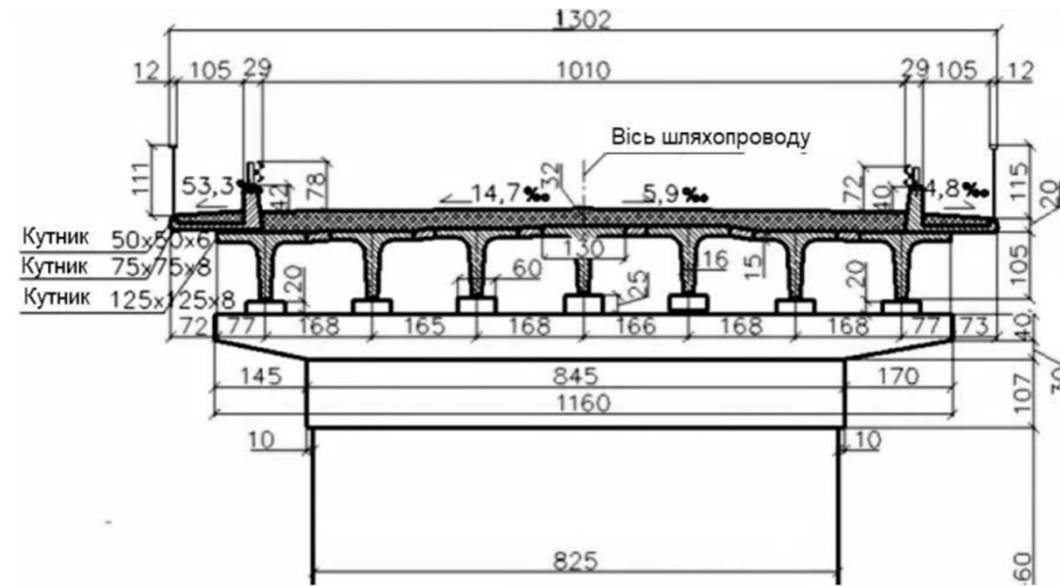


Рис.2 Поперечник залізобетонного шляхопроводу через залізничну дорогу

- До **конструктивних елементів** існуючого шляхопроводу входять:
 - -накладні тротуари пониженого типу з парапетним огородженням. В розрахунковій схемі буде враховувати лише навантаження від них (разом з покриттям та пішоходами).
 - - конструкція транспортного полотна
 - - залізобетонні балки таврового перерізу
- Споруду запроектовано за розрізною схемою 2,35+18,0+15,0+12,5+2,35 м. Загальна довжина шляхопроводу становить 50,2 м (рис.1).

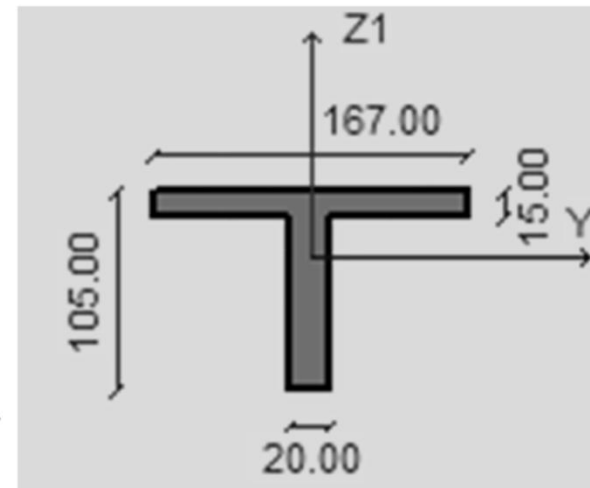
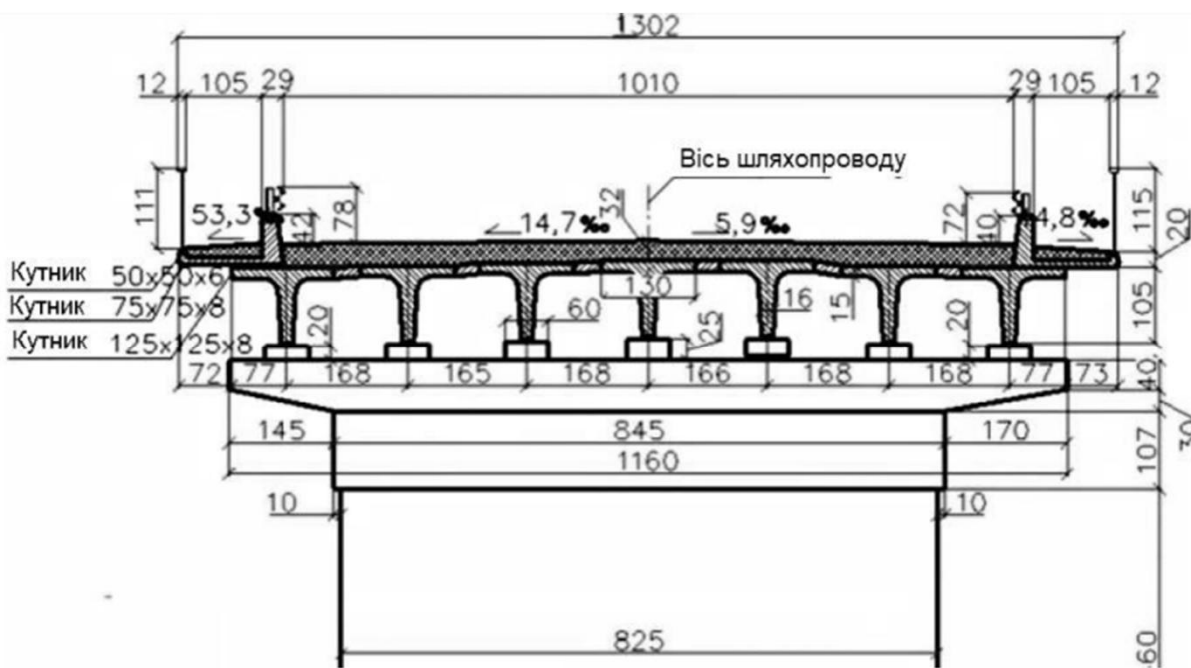


Рис.3 Приведений переріз таврової балки

- Розрахункова **довжина** поперечника становить 17,4 м.
- **Балки таврового перерізу** : 0,77 м (консоль) + 6 * 1,67 м (відстані між осями ребер) + 0,77 м (консоль).
- Об'єднання балок виконується шляхом замоноличування швів. Влаштується шов петлевого стику, який з'єднує полки прилеглих балок вздовж усього прольоту.
- Матеріали: бетон класу **C 20/25**, $f_{cd} = 14,5$ МПа. Ненапружена арматура сталь класу **A-400C**, $f_{yd} = 435$ МПа = 43,5 кН/см²

Модель конструкції в ПК Лира- Сапр 2024

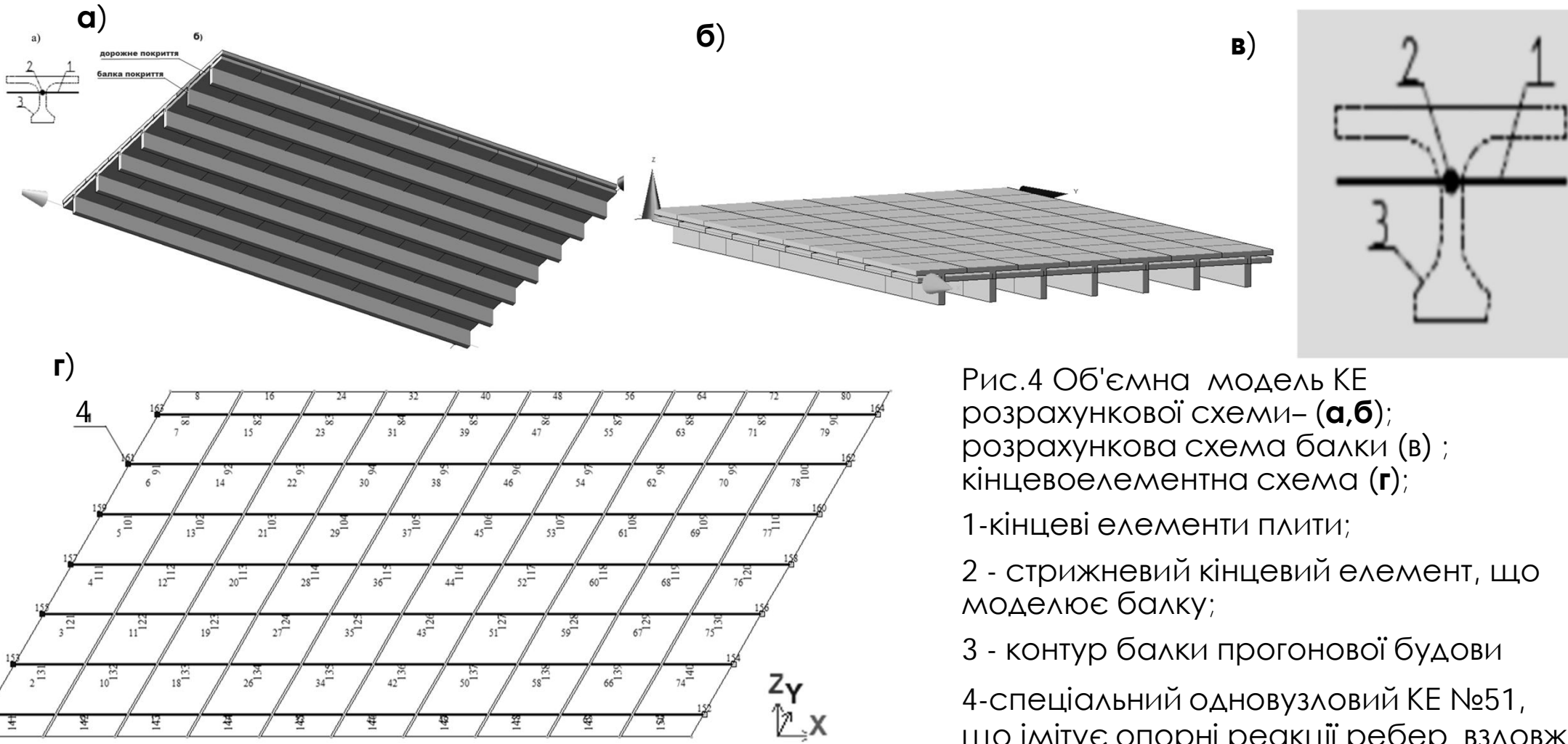
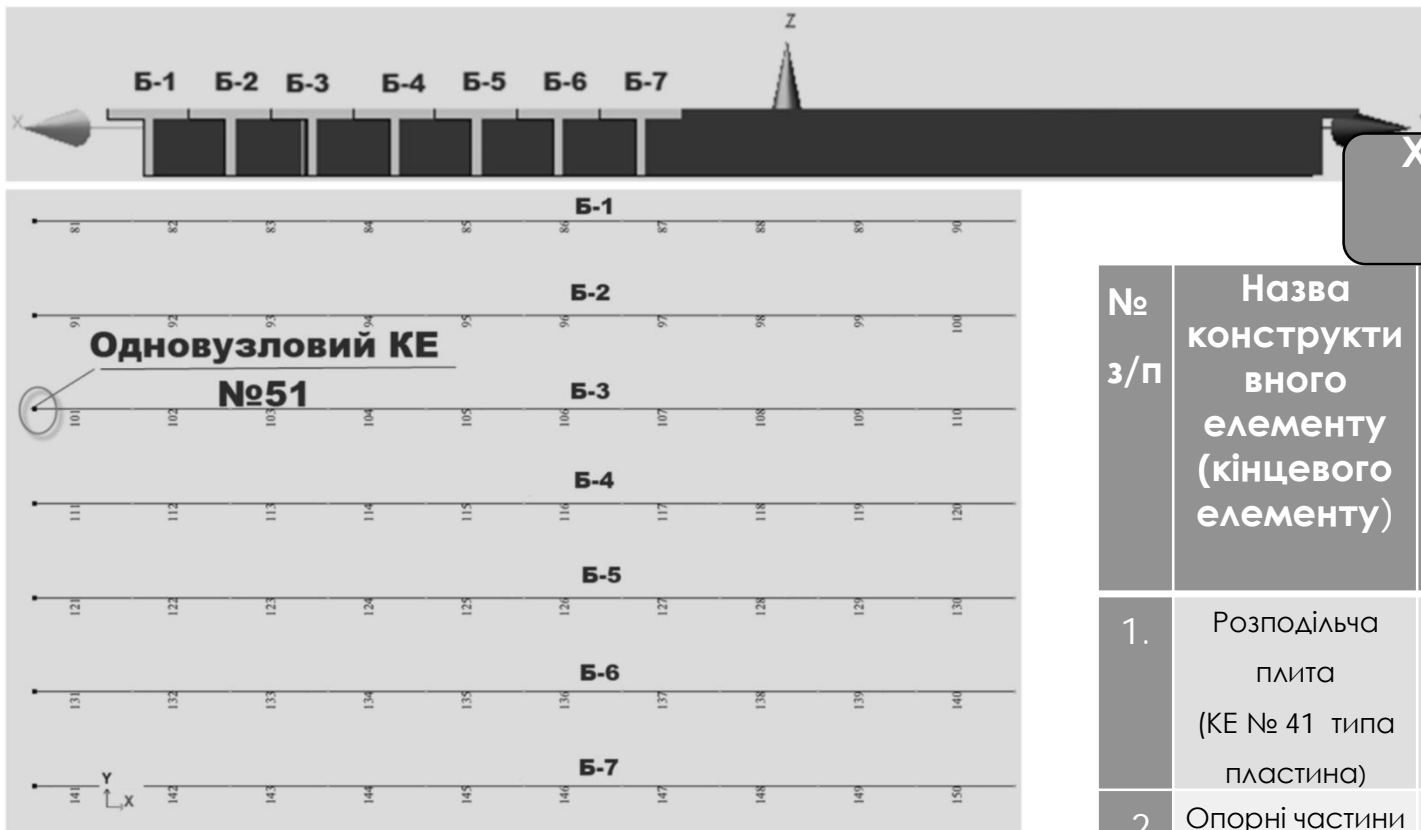


Рис.4 Об'ємна модель КЕ розрахункової схеми- (а,б); розрахункова схема балки (в) ; кінцеелементна схема (г);

- 1-кінцеві елементи плити;
- 2 - стрижневий кінцевий елемент, що моделює балку;
- 3 - контур балки прогонової будови
- 4-спеціальний одновузловий КЕ №51, що імітує опорні реакції ребер вздовж осі Z в місцях їх спирання



Характеристики жорсткості кінцевих елементів розрахункової схеми

№ з/п	Назва конструктивного елемента (кінцевого елемента)	Переріз	$E, \tau/\text{м}^2$	ν	$R, \tau/\text{м}^3$
1.	Розподільча плита (КЕ № 41 типа пластина)	Товщина $H=0,15 \text{ м}$	$3 \cdot 10^6$	0,2	0
2	Опорні частини по Z (КЕ №51-однотузловий)	Абсолютно жорсткий елемент ($R_z=9 \cdot 10^9 \text{ т/м}$)			
3	Балка таврова (КЕ №10 - просторовий стержень)		$3 \cdot 10^6$	0,2	2,5

Рис.5 Схема розташування головних балок Б-1...Б-7 (б); 1- спеціальний одноузловий КЕ №51, що імітує опорні реакції ребер вздовж осі Z в місцях їх спирання

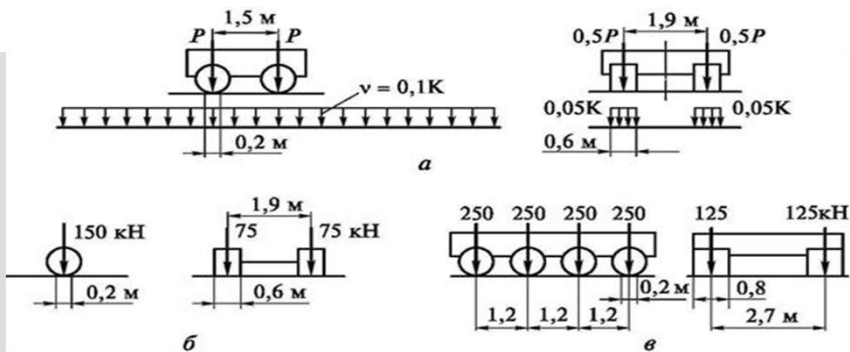


Рис.6 Сучасні схеми тимчасових навантажень для розрахунку автодорожніх і міських мостів:
 а – автомобільне навантаження АК;
 б – одиночна вісь для перевірки елементів проїзної частини; в – НК-100

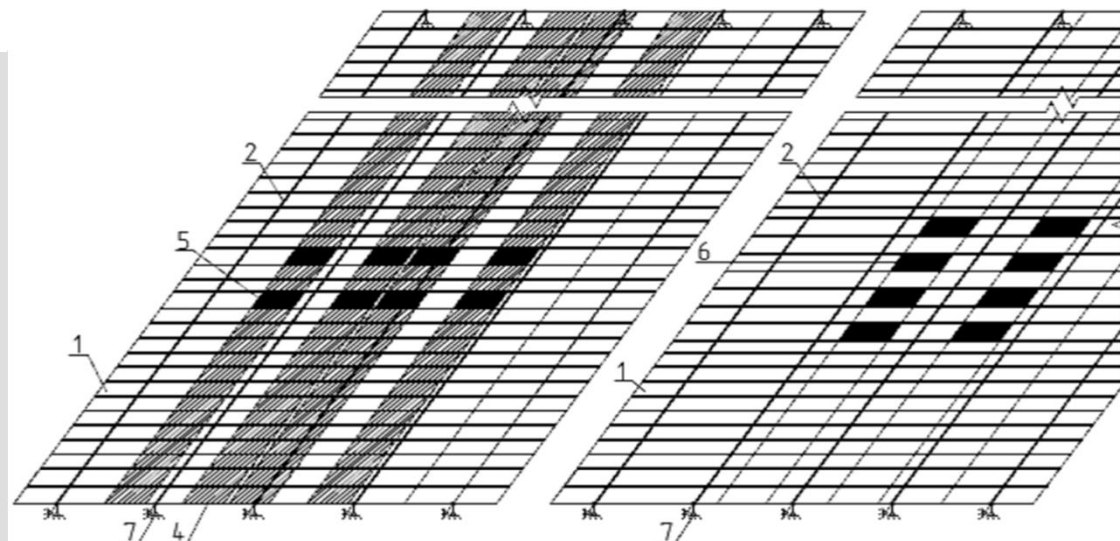


Рис.7 Плитно-стрижнева розрахункова схема МКЕ:
 а) розрахункова схема прольоту з двома смугами тимчасового автомобільного навантаження АК; в) те ж з важким навантаженням НК; 1 - кінцеві елементи плити; 2 - стрижневий кінцевий елемент, що моделює балку; 3 - контур балки прогонової будови; 4 - колія навантаження АК; 5 - майданчики тиску коліс візка АК; 6 - те ж навантаження НК; 7 - вузли обпирання балок на опорні частини

Таблиця 1. Коефіцієнти надійності та динамічних коефіцієнтів для мостів під автомобільний транспорт

Проектні ситуації надійності	Коефіцієнти до рухомих навантажень динаміки	
Довготривалі	$\gamma_f \geq 1$	$(1 + \mu) \geq 1$
Короткочасні	$\gamma_f = 1$	$(1 + \mu) = 1$
Випадкові	$\gamma_f \leq 0,75$	$(1 + \mu) = 1$

Таблиця 2. Навантаження, що діють на конструкцію

№ навантаження	Назва навантаження	Одиниця виміру	Величина навантаження
Постійні навантаження			
1	Власна вага залізобетонних конструкцій: – балок таврового перерізу інтенсивністю -вага від тротуарів на крайні балки	т/м	1,08
2	вага покриття інтенсивністю	т/м т/м ²	0,735 0,768
Тимчасові навантаження			
3	А 11 (1) смуга 1 - перша смуга завантаження	т/м	0,56 (крок триангуляції навантаження 0,1 м)
4	А 11 (1) - візок 1 в середині прольоту	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
5	А 11 (1) візок 1 у опори	т т/м	5,6 3,733
6	А 11 (1) смуга 2 - перша смуга завантаження	т т/м	5,6 0,56 (крок триангуляції навантаження 0,1 м)

7	А11 (2) візок 2 посередині прольоту	т/м т	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м) 5,6
8	А11 (2) візок 2 у опори	т/м т	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м) 5,6
9	Натовп (інтенсивність 0,21 т/м , з кроком триангуляції навантаження 0,1 м, що еквівалентно зосередженій силі 0,021 т)	т/м т	0,21 (крок триангуляції навантаження 0,1 м) 0,021
10	А11 (2) смуга 1: не враховуються смуги безпеки (інтенсивність 0,56 т/м , крок триангуляції 0,1 м, що еквівалентно зосередженій силі 0,056 т)	т/м т	0,56 (крок триангуляції навантаження 0,1 м) 0,056

Таблиця 2. Навантаження, що діють на конструкцію

11	A11 (2) - візок 1 в прольоті	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6
12	A11 (2) - візок 1 у опори	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6
13	A11 (2) смуга 2: не враховуються смуги безпеки	т/м	0,56 (крок триангуляції навантаження 0,1 м)
		т	0,056
14	A11 (2) - візок 2 в прольоті	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6

15	A11 (2) - візок 2 у опори	т/м	3,733 (крок триангуляції навантаження 1,5 м)
		т	5,6
16	Н 11 в прольоті - навантаження НК з базою колісного навантаження 1,2 м	т/м	8,417 (крок триангуляції навантаження 1,2 м)
		т	10,1
17	Н 11 у опори - навантаження НК з базою колісного навантаження 1,2 м	т/м	8,417 (крок триангуляції навантаження 1,2 м)
		т	10,1

Схеми прикладення навантажень на КЕ схему

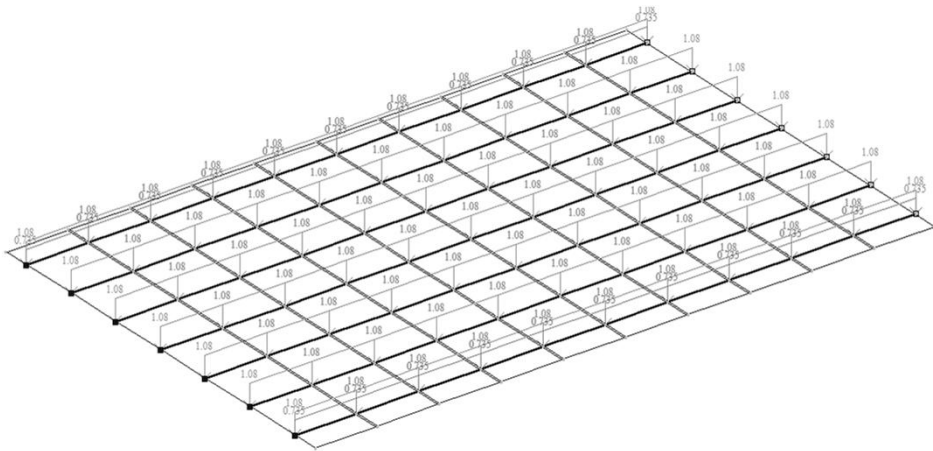


Рис. 8. **Завантаження №1:** власна вага залізобетонних конструкцій – балок таврового перерізу інтенсивністю 1,08 т/м та вага від тротуарів на крайні балки 0,735 т/м.

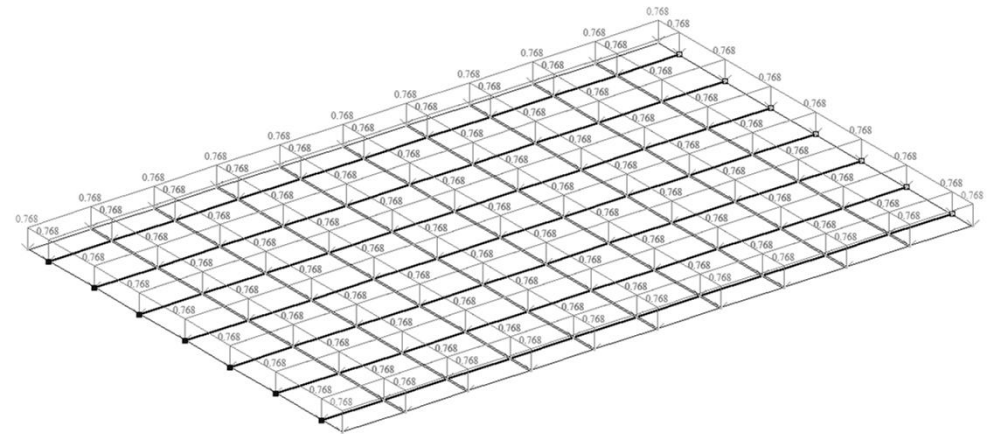


Рис. 9. **Завантаження № 2:** вага покриття інтенсивністю 0,768 т/м²

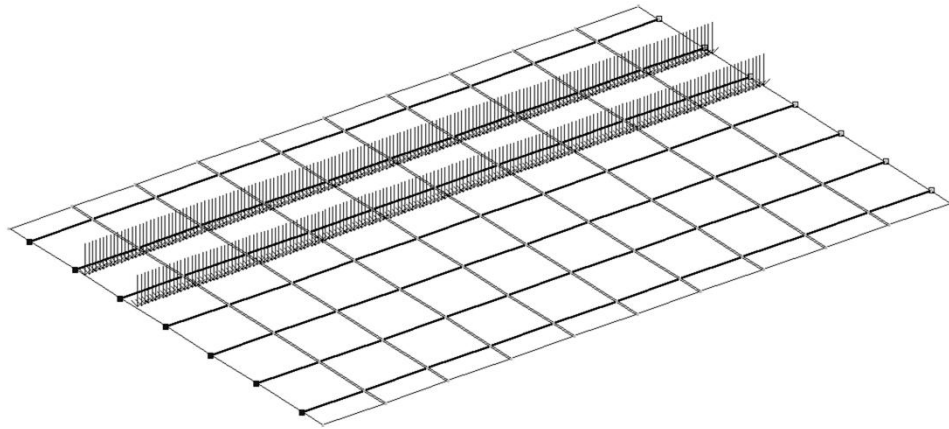


Рис. 10. **Завантаження № 3:** А 11 (1) смуга 1 - перша смуга завантаження (інтенсивність 0,56 т/м, крок триангуляції навантаження 0,1 м)

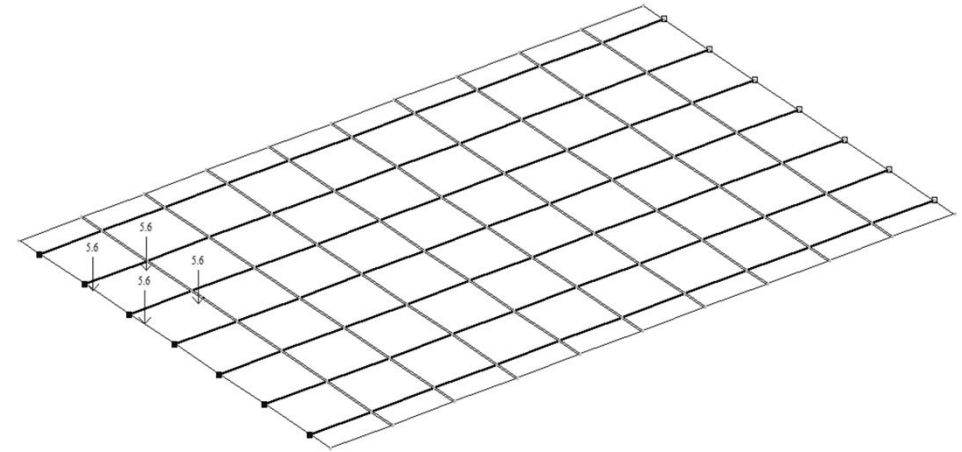


Рис. 12. **Завантаження № 5:** А 11 (1) - візок 1 в середині прольоту (інтенсивність колісного навантаження 3,733 т/м, крок триангуляції навантаження 1,5 м що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

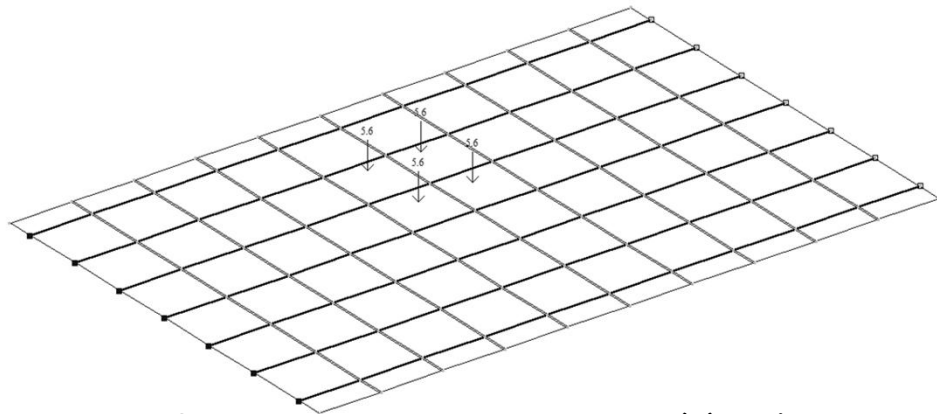
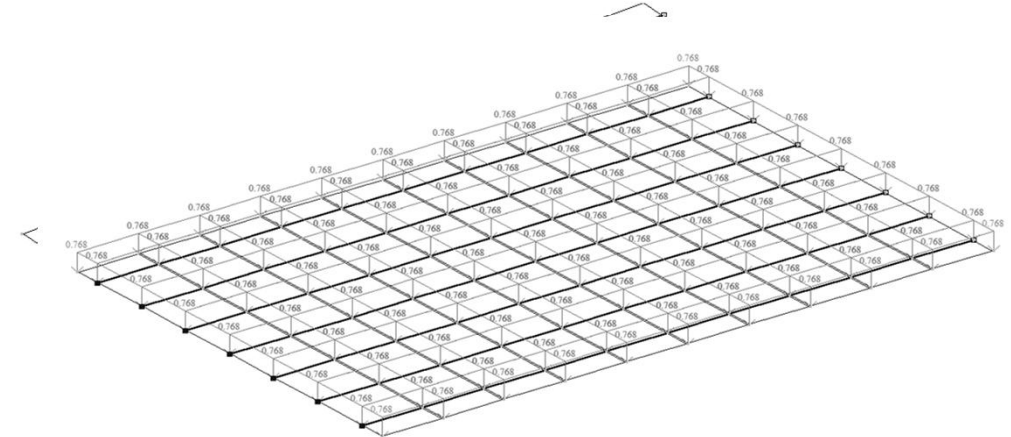


Рис. 11. **Завантаження № 4:** А 11 (1) - візок 1 в середині прольоту (інтенсивність колісного навантаження 3,733 т/м, крок триангуляції навантаження 1,5 м що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)



перша смуга завантаження (інтенсивність 0,56 т/м, крок триангуляції навантаження 0,1 м)

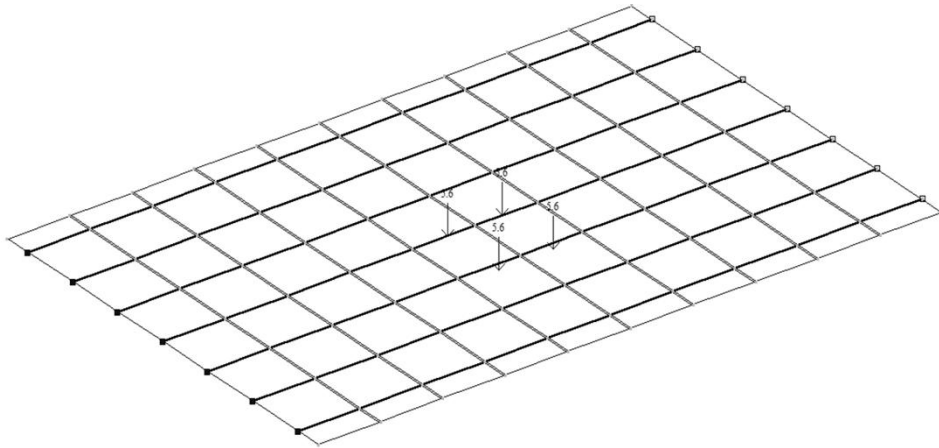


Рис. 14. **Завантаження № 7:** візок 2 посередині прольоту (навантаження А11 (2) інтенсивністю 3,733 т/м та з кроком триангуляції навантаження 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

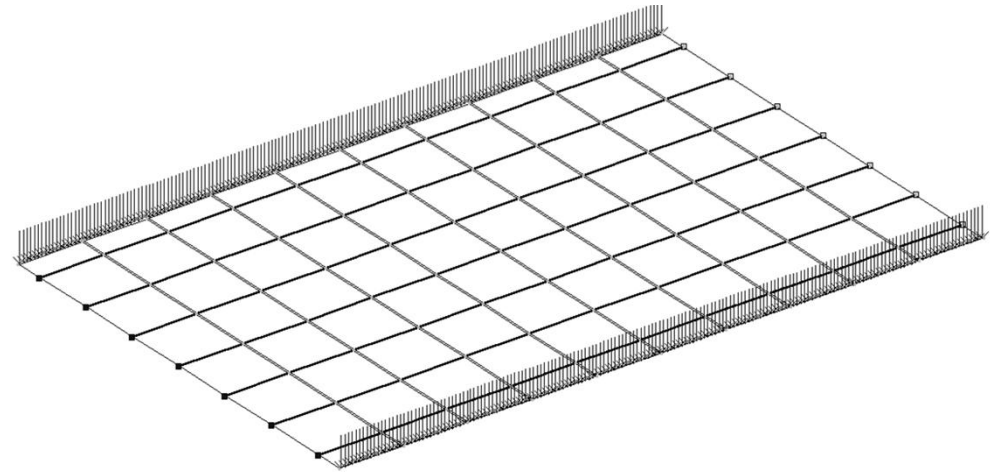


Рис. 16. **Завантаження № 9:** навантаження від натовпу (інтенсивність 0,21 т/м , та з кроком триангуляції навантаження 0,1 м, що еквівалентно зосередженій силі 0,021 т)

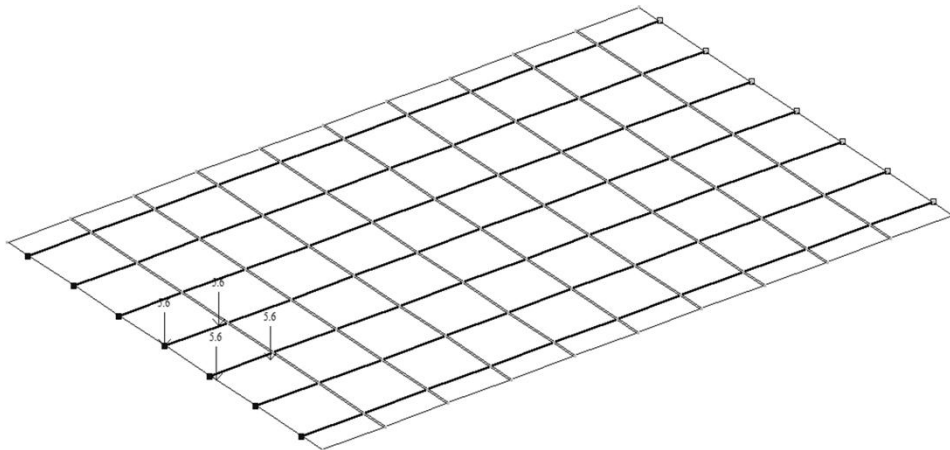


Рис. 15. **Завантаження № 8:** візок 2 у опори (навантаження А11 (2) інтенсивністю 3,733 т/м та з кроком триангуляції навантаження 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

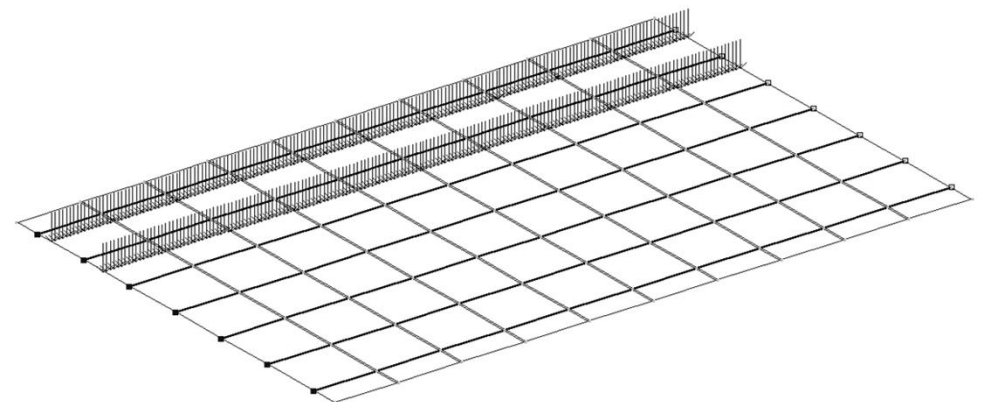


Рис. 17. **Завантаження № 10:** вА11 (2) смуга 1: не враховуються смуги безпеки (інтенсивність 0,56 т/м , крок триангуляції 0,1 м, що еквівалентно зосередженій силі 0,056 т)

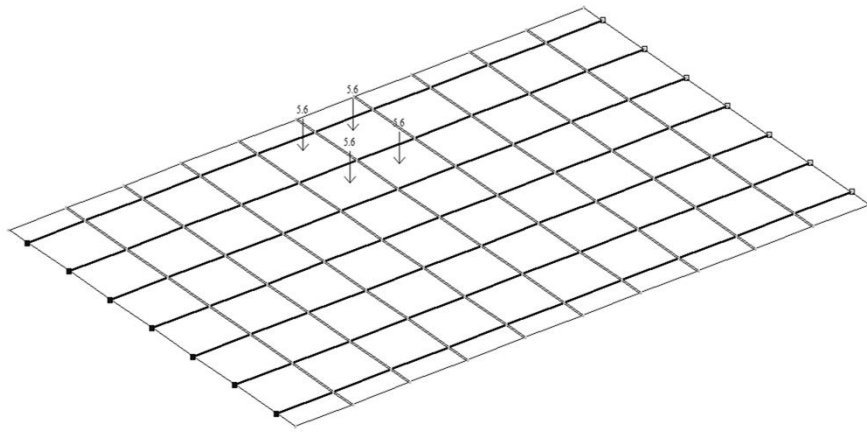


Рис. 18. **Завантаження № 11:** A11 (2) - візок 1 в прольоті (інтенсивність 3,733 т/м , крок триангуляції 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

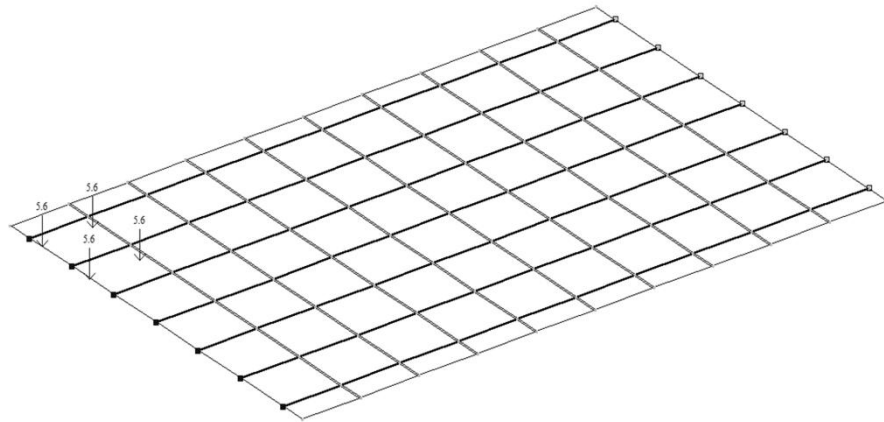


Рис. 19. **Завантаження № 12:** A11 (2) - візок 1 у опори (інтенсивність 3,733 т/м , крок триангуляції 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

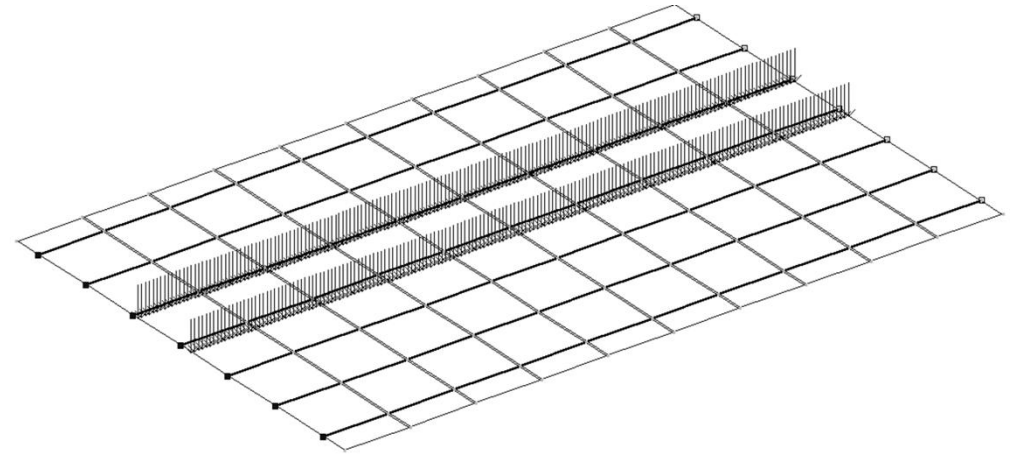


Рис. 20. **Завантаження № 13:** A11 (2) смуга 2: не враховуються смуги безпеки (інтенсивність 0,56 т/м , крок триангуляції 0,1 м, що еквівалентно зосередженій силі 0,056 т)

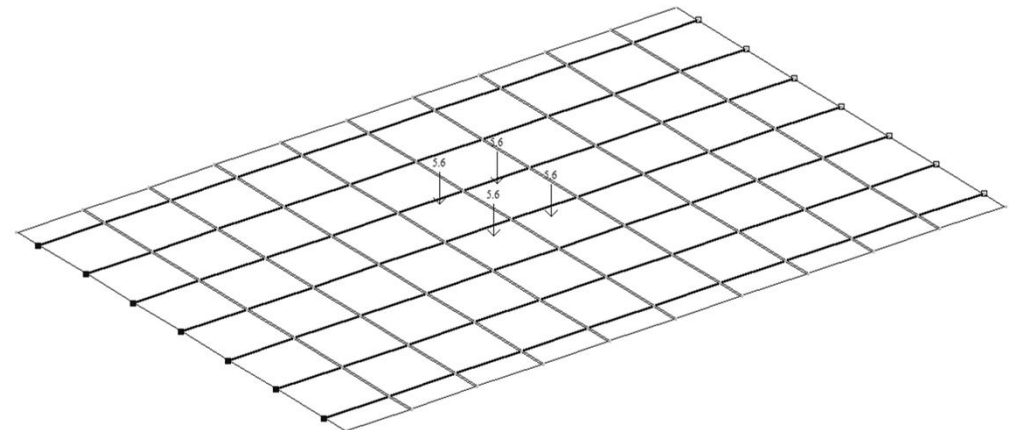


Рис. 21. **Завантаження № 14:** A11 (2) - візок 2 в прольоті (інтенсивність 3,733 т/м , крок триангуляції 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

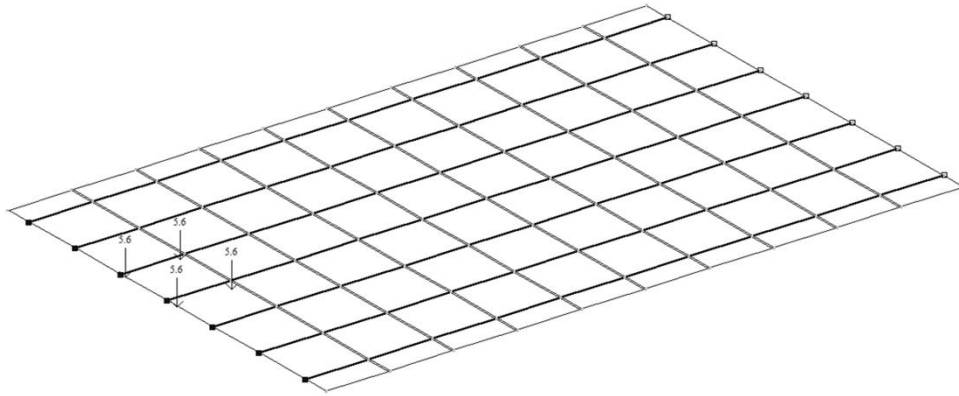


Рис. 18. **Завантаження № А11 (2)** - візок 2 у опори (інтенсивність 3,733 т/м , крок триангуляції 1,5 м, що еквівалентно зосередженій силі 5,6 т)

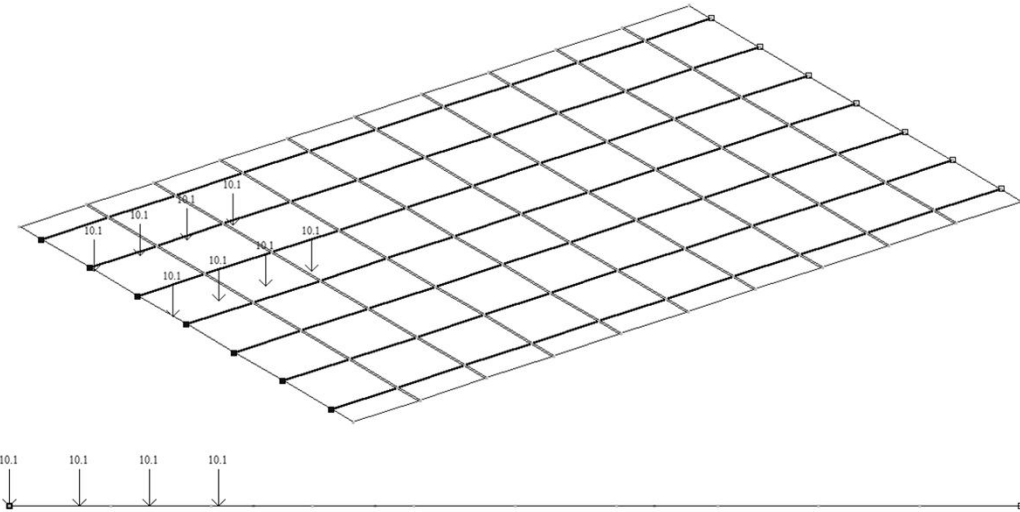


Рис. 20. **Завантаження № 17:** Н 11 у опори - навантаження НК з базою колісного навантаження 1,2 м (інтенсивність 8,417 т/м , крок триангуляції 1,2 м, що еквівалентно зосередженій силі 10, 1 т)

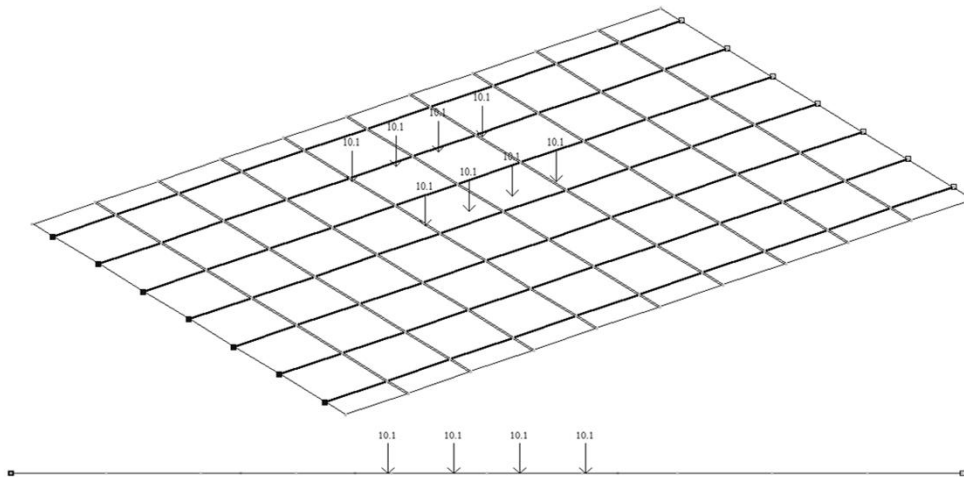


Рис. 19. **Завантаження № 16:** Н 11 в прольоті - навантаження НК з базою колісного навантаження 1,2 м (інтенсивність 8,417 т/м , крок триангуляції 1,2 м, що еквівалентно зосередженій силі 10, 1 т)

Завантаження РСН1–РСН6 приймаються для розрахунку пролітної споруди за вигинаючими моментами.

Завантаження РСН7 – РСН 14 приймаються для розрахунку пролітної споруди за опорними реакціями по осі Z

Таблиця 3. Розрахункове сполучення навантажень

СНиП2.01.07-85*

	№ загруз.	Наименование	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	1	власна вага ЗБК	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	1.1	1.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	2	вага покриття	1.2	1.0	1.2	1.0	1.2	1.0	1.2	1.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
3	3	A11(1) смуга 1	1.15	1.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.15	1.0	.0	.0	.0	.0
4	4	A11(1) візок 1 в прольоті	1.95	1.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
5	5	A11(1) візок 1 біля опори	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.95	1.0	.0	.0	.0	.0
6	6	A11(1) смуга 2	.69	.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.69	.6	.0	.0	.0	.0
7	7	A11 (1) візок 2 в прольоті	1.17	.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
8	8	A11(1) візок 2 біля опори	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.17	.6	.0	.0	.0	.0
9	9	натовп	1.2	1.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.2	1.0	.0	.0	.0	.0
10	10	A11(2) смуга 1	.0	.0	1.15	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.15	1.0	.0	.0
11	11	A11(2) візок 1 в прольоті	.0	.0	1.95	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
12	12	A11(2) візок 1 біля опори	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.95	1.0	.0	.0
13	13	A11 (2) смуга 2	.0	.0	.69	.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.69	.6	.0	.0
14	14	A 11 (2) візок 2 в прольоті	.0	.0	1.17	.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
15	15	A11 (2) візок 2 біля опори	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.95	.6	.0	.0
16	16	H 11 в прольоті	.0	.0	.0	.0	1.1	.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
17	17	H 11 біля опори	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1.1	.8

PCН1 та PCН2—це навантаження АК за 1-м випадком

PCН1- пост+A11(1) + натовп (розрахункові); візок в середині прольоту

PCН2- пост+A11(1)+ натовп (нормативні); візок в середині прольоту

PCН3 та PCН4 - це навантаження АК за 2-м випадком

PCН3- розрахункове: пост + A11 (2) смуга 1+ A11 (2) візок 1 в прольоті+ A11 (2) смуга 2+ A11 (2) візок 2 в прольоті

PCН4- нормативне: пост + A11 (2) смуга 2+ A11 (2) візок 2 в прольоті

PCН5 та PCН6- розрахунок за моментом з навантаженням НК (розрахунковим та нормативним)

PCН5 - розрахункове: пост +H11 в прольоті

PCН6 - нормативне: пост +H11 в прольоті

PCН7 –постійні (розрахункове)

PCН8 –постійні (нормативне)

PCН9- навантаження АК за 1-м випадком+натовп (розрахункове)

PCН10- навантаження АК за 1-м випадком+натовп (нормативне)

PCН11 - навантаження АК за 2-м випадком (розрахункове)

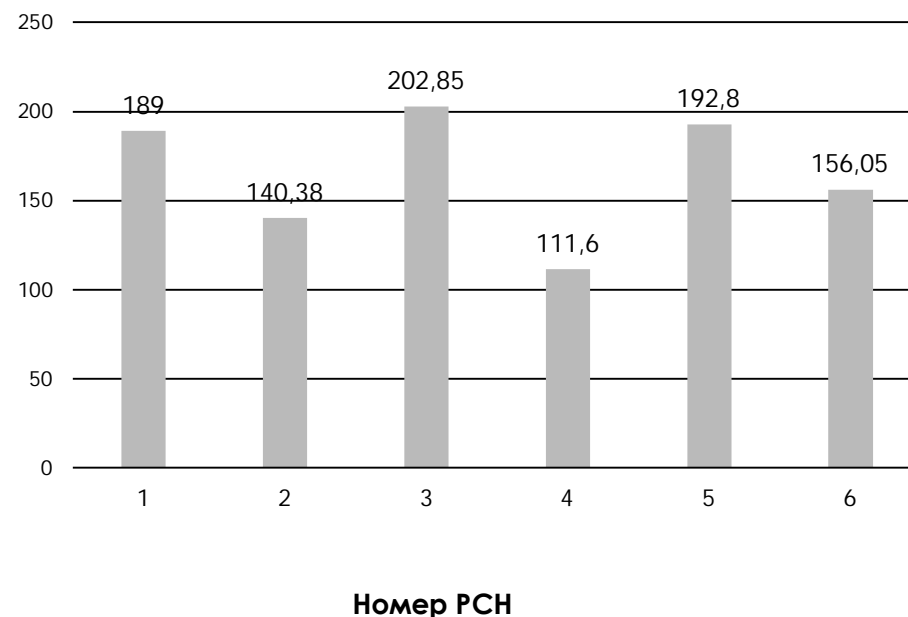
PCН12 - навантаження АК за 2-м випадком (нормативне)

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ

Таблиця 4. Максимальні згинальні та крутні моменти від розрахункових поєднань зусиль

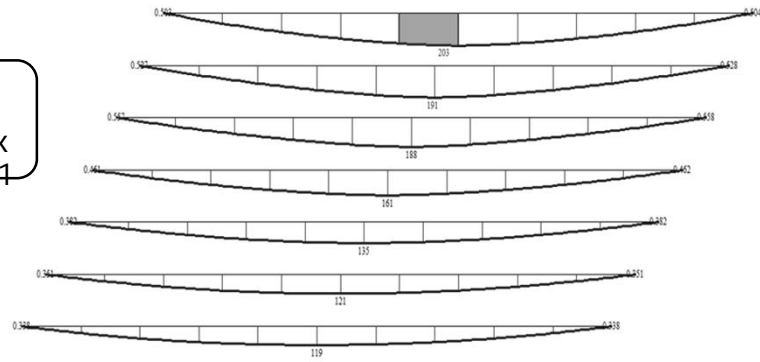
РСН	$M_{y,max}$, тм	Балка №	$M_{x,max}$, тм	Балка №
1	189	Б-3	1.88	Б-5
2	140.38	Б-4	0.97	Б-5
3	206.8	Б-1	2.5	Б-4
4	111.6	Б-3	0.44	Б-7
5	192.8	Б-2	2.42	Б-5
6	156.05	Б-2	1.76	Б-4

Максимальний момент згину $M_{y,max}$, тм

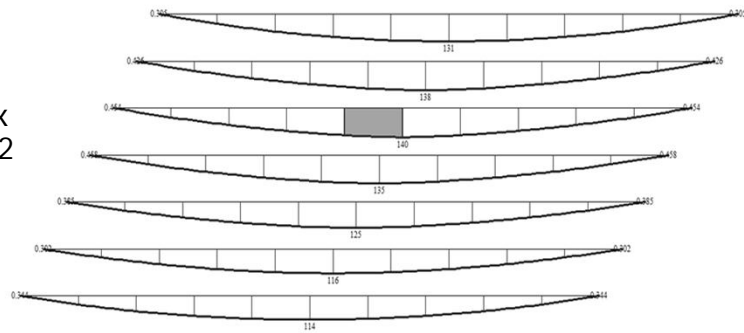


Розрахункові сполучення навантажень РСН1–РСН6 дають можливість розрахувати пролітну споруду за вигинаючими моментами.

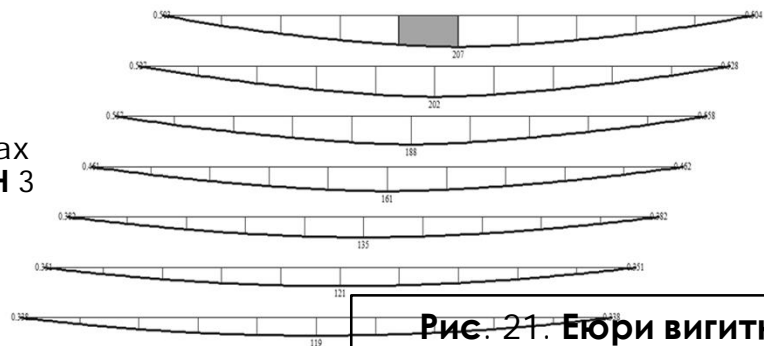
**My, max
вiд PCH 1**



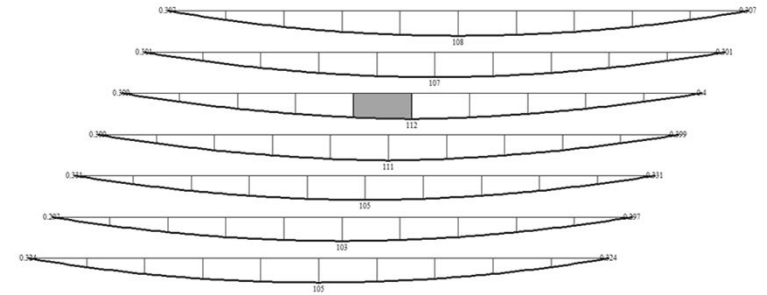
**My, max
вiд PCH 2**



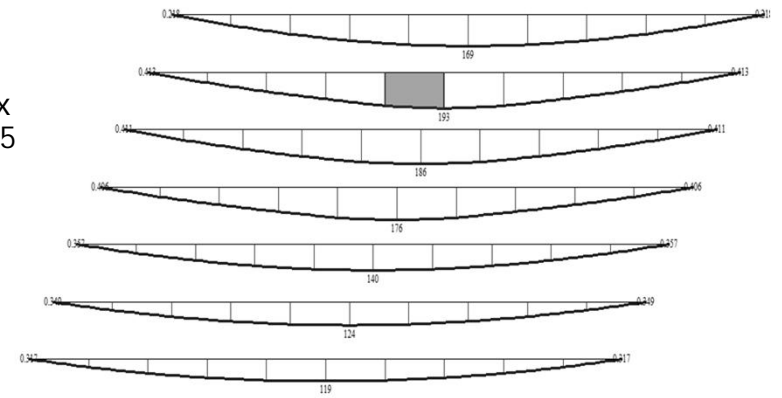
**My, max
вiд PCH 3**



**My, max
вiд PCH 4**



**My, max
вiд PCH 5**



**My, max
вiд PCH 6**

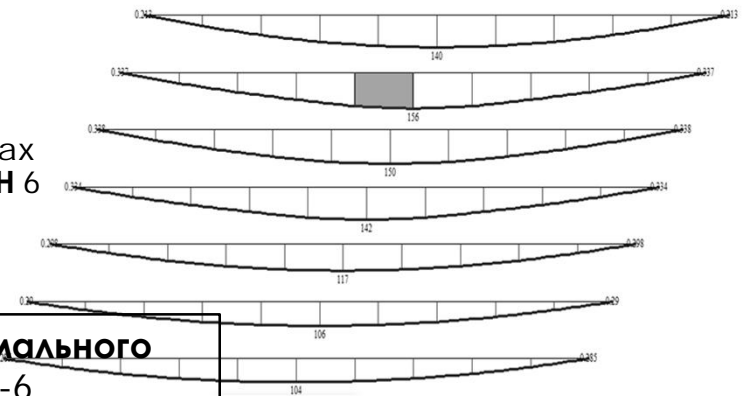


Рис. 21. Ёри вигитнаючого максимального моменту My, max вiд PCH 1-6

Таблиця 5.

Результати визначення армування таврової балки
($b_{\text{eff}}=167 \text{ см}$; $d=100 \text{ см}$; $h_{\text{eff}}=15 \text{ см}$) з одиночною арматурою

Розрахунок за нормами	Клас бетону	Клас арматури	Розрахунок ва площа арматури, см^2	% розбіжності
ДБН	C 20/25	A400C	48,8	0
СНиП	B25	A400C	48,8	0
EN	C 20/25	A400C	54,8	12,3

Таблиця 6.

Результати визначення несучої здатності таврової балки
($b_{\text{eff}}=167 \text{ см}$; $d=100 \text{ см}$; $h_{\text{eff}}=15 \text{ см}$) з одиночною арматурою

Розрахунок за нормами	Клас бетону	$A_s, \text{см}^2$	Несуча здатність, $\text{кН}\cdot\text{см}$	% розбіжності
ДБН	C 20/25	48,8	204 425,6	0
СНиП	B25	48,8	173 132,6	-15,8
EN	C 20/25	54,8	250 984,3	22,8

Рис.22 Площа робочої арматури для балки таврового перерізу розрахована за різними нормами

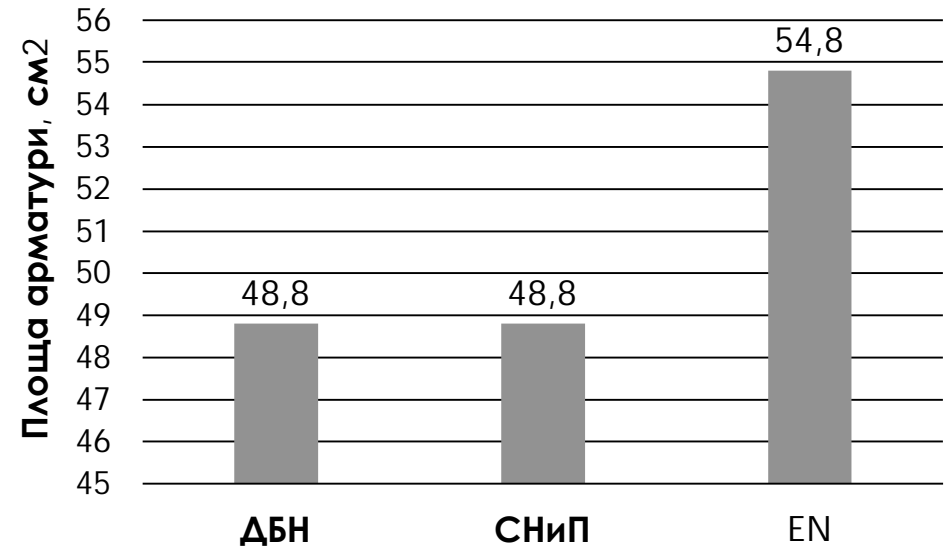
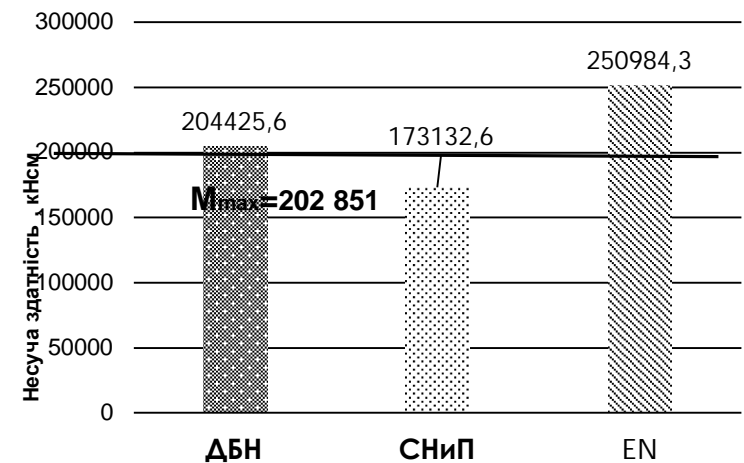


Рис.23 Несуча здатність таврового перерізу, розрахована за різними нормами



ВИСНОВКИ

- З метою визначення несучої здатності таврового перерізу балки мостової споруди в ПК Лира-САПР була створена кінцевоелементна модель ребристої конструкції мосту та виконано її розрахунок числовим методом (методом кінцевих елементів).
- До моделі споруди було прикладено 14 розрахункових сполучень навантажень з 17 можливих навантажень. Встановлено, що найбільш небезпечним поєднанням навантажень є поєднання навантажень РСНЗ, в якому одночасно діють: постійне навантаження (1) + А11 (2) смуга 1 (10)+ А11 (2) візок 1 в прольоті (11)+ А11 (2) смуга 2 (13) + А11 (2) візок 2 в прольоті (14). Максимальний момент вигину виникає в крайній балці №1 та становить $M_{max}=202\ 851$ кНсм .
- За різними нормативними методиками [5,6,7] за максимальним значенням моменту було підібрано площу нижньої розтягнутої арматури для таврових балок мостової споруди. За нормами ДБН та СНиП площа виявилася однаковою та за нормами EN виявилася на 12,3% більшою в порівнянні із значеннями за ДБН та СНиП.
- Розрахунки за нормами ДБН та EN показали, що несуча здатність таврового перерізу забезпечена, оскільки $M_u = 204\ 245$ кНсм $> M = 202851,2$ кН см, та $M_u = 250\ 984$ кНсм $> M = 202851,2$ кН см відповідно. Результати визначення несучої здатності за нормами СНиП показали, що несуча здатність перерізу є недостатньою: $M_u = 173\ 98132$ кНсм $< M = 202851,2$ кН см.



ДЯКУЮ ЗА УВАГУ!
ДЯКУЮ ЗА УВАГУ