

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування
Кафедра мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки

03-05-128М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту
з навчальної дисципліни
«Експлуатація і реконструкція мостових споруд
(спеціальний курс) з курсовим проектом»
для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня
за освітньо-професійною програмою «Мости і транспортні
тунелі» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
всіх форм навчання

Рекомендовано науково-
методичною
радою з якості ННІБА
Протокол № 8 від 27.06.2024 р.

Рівне – 2024

Методичні вказівки до виконання курсового проекту з навчальної дисципліни «Експлуатація і реконструкція мостових споруд (спеціальний курс) з курсовим проектом» для здобувачів вищої освіти другого (магістерського) рівня за освітньо-професійною програмою «Мости і транспортні тунелі» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання. [Електронне видання] / Подворний А. В., Мандзій М. Я., Хоружий М. М. – Рівне : НУВГП, 2024. – 39 с.

Укладачі: Подворний А. В., к.т.н.; доцент кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки; Мандзій М. Я. ст. викладач кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки; Хоружий М. М., к.т.н., доцент кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки.

Відповідальний за випуск – Трач В. М., д.т.н., професор, завідувач кафедри мостів і тунелів, опору матеріалів і будівельної механіки.

Керівник групи забезпечення
освітньо-професійної програми

Трач В. М.

© А. В. Подворний,
М. Я. Мандзій, 2024
© НУВГП, 2024

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1. ВИДИ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ.....	5
2. ОБЧИСЛЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ.....	12
2.1 Визначення армування прогонової будови.....	12
2.2 Приклад обчислення вантажопідйомності монолітної ребристої прогонової будови із звичайного залізобетону.....	15
2.3 Приклад обчислення вантажопідйомності збірної прогонової будови з попередньо напруженого залізобетону.....	25
ЛІТЕРАТУРА.....	37
ДОДАТКИ.....	38

ВСТУП

Для вибору оптимального режиму експлуатації мосту та вирішення питання його реконструкції необхідно вміти визначати вантажопідйомність прогонових будов, враховуючи їх дефекти.

При розрахунках вантажопідйомності залізобетонних прогонових будов мостів необхідно оцінити кількість та вид робочої арматури в перерізах існуючої конструкції. Якщо є проект мосту, задача розв'язується просто. У разі відсутності проекту існує кілька підходів до такого оцінювання [1]:

1. Відшукування типового проекту, за яким була спроектована прогонова будова. Цей метод точної оцінки дозволяє отримати розрахункові навантаження по проекту.
2. Розрахунок кількості арматури на основі статистичної обробки даних проектів мостів, побудованих у період з 1945 по 1961 рік. Ці дані є приблизними орієнтирами.
3. Кількість арматури встановлюється шляхом перерахунку прогонової конструкції відповідно до тодішніх норм проектування. Для цього потрібні дані з часу побудови споруди.
4. Проведення натурних вимірів кількості арматури та її параметрів за допомогою сучасних приладів, що ґрунтуються на принципах акустико-емісії та рентгенографії.

Методичні вказівки були створені у відповідності з робочою програмою освітньої компоненти «Експлуатація і реконструкція мостових споруд (спеціальний курс) з курсовим проектом». В них обговорюються методи визначення несучої здатності мостових елементів на основі доступних даних на момент проведення оцінки стану мосту та розглядаються питання його реконструкції. Також приведені чисельні приклади таких розрахунків.

Курсовий проект розробляється відповідно до індивідуального завдання, яке кожен студент отримує від викладача, зразок якого можна знайти в Додатку 1.

Курсовий проект складається з пояснювальної записки (30-40 сторінок формату А4) та ілюстративної частини: 1. Схема мосту з дефектами (формат 297*840 (4*А4)); 2. Конструкція розширення прогонової будови (формат 297*840(4*А4)). Склад пояснювальної записки: вихідні дані, паспорт мосту, розрахунок вантажопідйомності та експлуатаційна оцінка, розрахунок можливості пропуску великовагового навантаження, реконструкція мосту, охорона праці, список літератури.

1. ВИДИ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ

При проектуванні мостів розглядаються два типи навантажень: постійні та тимчасові. **Основні постійні** навантаження включають вагу конструкційних елементів мосту та опор, сили, що виникають через попередній натяг, а також тиск ґрунту на фундаменти.

Основні тимчасові навантаження охоплюють ті, що створюються транспортними засобами та пішоходами, які перетинають міст, це: вертикальні рухомі навантаження, горизонтальні поперечні навантаження від відцентрових сил та бічних ударів рухомого транспорту, а також горизонтальні поздовжні навантаження від гальмування транспорту та тиск ґрунту, спричинений рухомих складом.

Існують також **інші види навантажень**, які можуть впливати на мостові споруди: льодові, вітрові, від навалювання суден, сейсмічні, будівельні, а також від температурних змін навколишнього середовища та морозного пучення ґрунту.

Під час розрахунку мостів враховують різні комбінації навантажень. **Основні комбінації** включають одночасну дію постійних навантажень, тимчасових рухомих вертикальних навантажень, тиску ґрунту, що виникає через тимчасові навантаження, та відцентрових сил. **Додаткові комбінації** включають одночасну дію одного або декількох навантажень основних комбінацій разом з одним або декількома іншими видами навантажень, за винятком сейсмічних та будівельних. **Особливі комбінації** включають сейсмічні або будівельні навантаження разом з іншими видами навантажень.

Нормативні тимчасові вертикальні навантаження викликані рухомих складом з часом постійно зростають, як показано на рисунку 1.1 прикладі України з 1931 по 1962 рік. Спочатку такі навантаження визначалися як колони автомобілів з фіксованими відстанями між ними та зазначенням положення осей та навантаження на них у тоннах.

Типове навантаження Н-10, представлене на рис 1.1, складається з двовісних вантажівок з сукупною масою 10 тон було запроваджено у 1931 році. Це навантаження включало одну двовісну вантажівку загальною масою 13 тон.

До 1938 року з'явилася потреба у введенні навантаження Н-13 (рис. 1.1, б), яке складалося з двовісних вантажівок з загальною масою 13 тонн та однієї важкої вантажівки масою 16,9 тон. Також було запроваджено гусеничне навантаження НГ-60. У 1953 році було введено навантаження Н-18 (див. рис. 1.1, в) з двовісних вантажівок з сукупною масою 18 тон

та однієї тривісної вантажівки масою 30 тон. Водночас було введено одиничне навантаження НК-80. У 1962 році було введено автомобільне навантаження Н-30 (рис.1.1, г) з тривісними вантажівками з загальною масою 30 тон зберігаючи одиничне колісне навантаження НК-100 та гусеничне НГ-60.

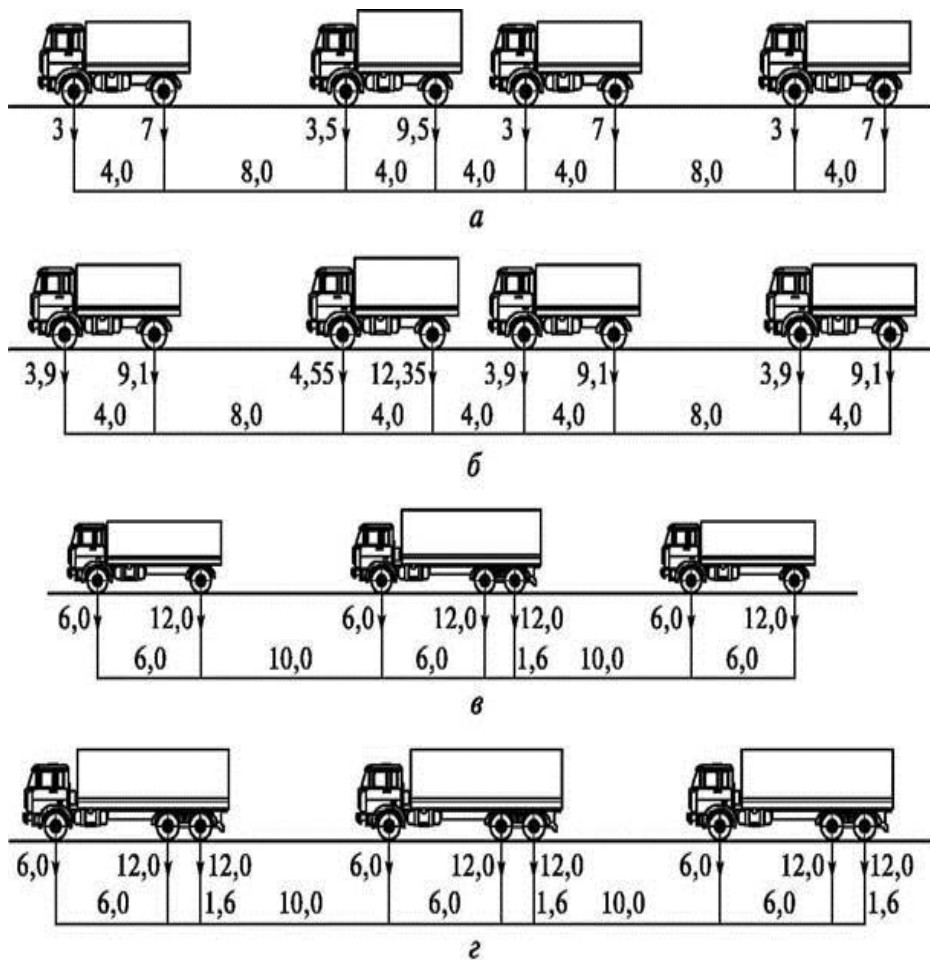


Рис.1.1. Зміна схематизації тимчасових навантажень автодорожніх та міських мостів: *a* – норми 1931 р.; *б* – норми 1938 р.; *в* – норми 1953 р.; *г* – норми 1962 р.

Від січня 1986 року, після впровадження стандарту СНиП 2.05.03-84 «Мости і труби», були встановлені нові норми навантаження для автодорожніх мостів. Згідно з цими нормами, навантаження від автомобільного транспорту, відповідно до пропозиції А.І. Васильєва, приймалося у формі смуг навантаження АК (рис 1.2, а), кожна з яких містила один двоосний візок (тандем) з навантаженням на вісь P , що рівне $9,81K(\text{кН})$, та рівномірно розподілене навантаження з інтенсивністю v (на обидві колії), що дорівнювало $0,98K(\text{кН/м})$. Навантаження від колеса візка розподілялося на площадку з розмірами $0,2$ метра вздовж його руху та $0,6$ метра поперек. Кожна смуга рівномірно розподіленого навантаження мала інтенсивність $0,5v$ та розподілялася на ширину $0,6$ метра в поперечному напрямку.

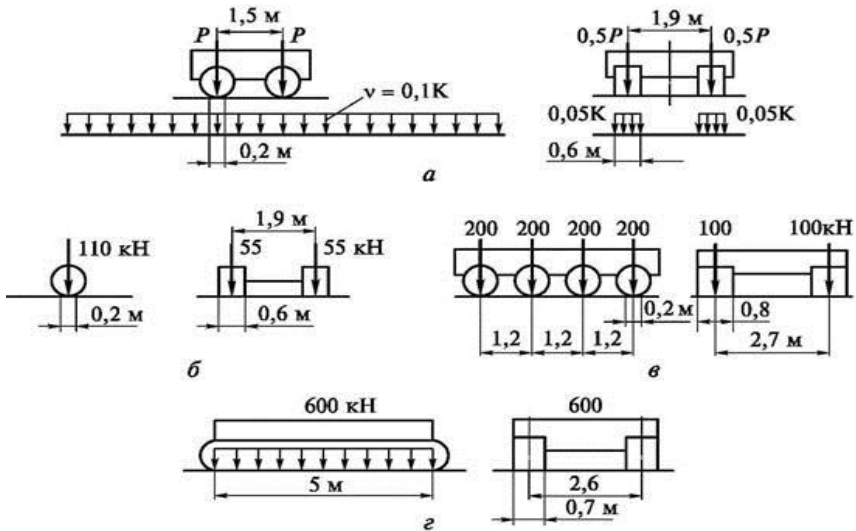


Рис. 1.2. Схеми тимчасових навантажень при розрахунках автодорожніх і міських мостів: а – автомобільне навантаження АК; б – одиночна вісь для перевірки елементів проїзної частини; в – НК-80; г – НГ-60

Згідно з ДБН В.2.3-14:2006 «Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування», які набули чинності у 2006 році, були встановлені оновлені параметри навантаження для автодорожніх мостів. Згідно з цими нормами, навантаження від автомобільного транспорту визначаються як смуги навантаження АК (див. рис.1.3, а), де кожна смуга містить один двовісний візок з навантаженням на вісь P , що становить $9,81K(\text{кН})$ та рівномірно розподілене навантаження з

інтенсивністю v (на обидві колії), яке дорівнює $0,98K$ (кН/м). Навантаження від колеса візка розподіляється на площу з розмірами $0,2$ метра вздовж його руху та $0,6$ метра в поперек. Інтенсивність кожної смуги рівномірно розподіленого навантаження становить $0,5v$ і розподіляється на ширину $0,6$ метра в поперечному напрямку.

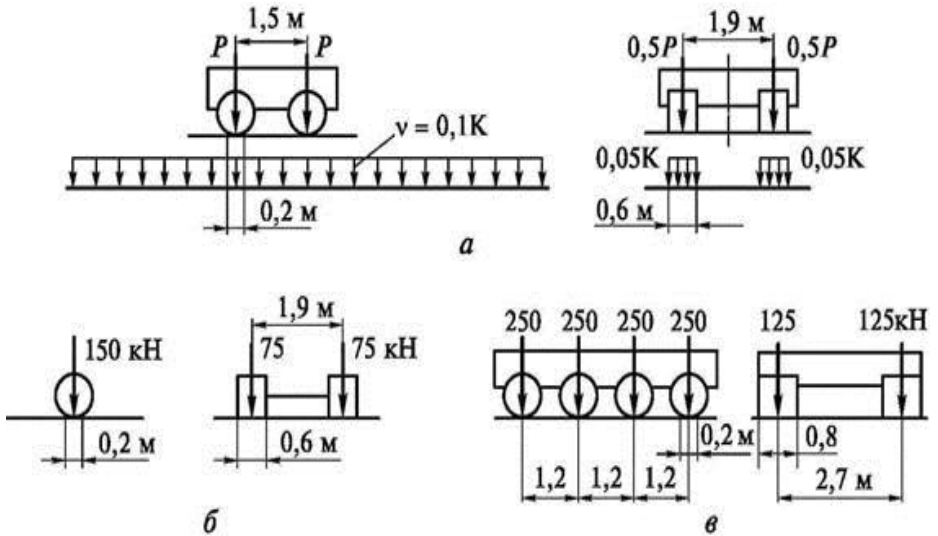


Рис. 1.3. Сучасні схеми тимчасових навантажень при розрахунках автодорожніх і міських мостів: а – автомобільне навантаження АК; б – одинична вісь для перевірки елементів проїзної частини; в – НК-100

На автодорогах першої, другої та третьої категорій, міських автомагістралях, а також на магістральних вулицях, що мають загальноміське значення і для мостів, довжина яких перевищує 200 метрів незалежно від їх розташування, застосовується навантаження НК-100. Для інших автодоріг та вулиць у населених пунктах використовується навантаження НК-80. Конструкції мостових прогонових будов, що розраховані на навантаження А8 та А11, піддаються перевірці на вплив одиночної осі з навантаженням 150 кН (рис.1.3, б).

У кожній смугі навантаження АК повинен бути лише один тандем. Однак, існує виняток для випадків, коли два тандеми застосовуються для розрахунку опорного перетину балки над проміжною опорою або в рамних конструкціях для визначення згинного моменту. Мінімальна

відстань між тандемами в таких випадках має бути 20 метрів, і при цьому застосовується коефіцієнт пониження $S_1 = 0.85$.

Кількість смуг руху може не збігатися з кількістю смуг навантажень АК. Кількість смуг навантажень АК визначається розрахунком і є цілим числом, отриманим від ділення габариту проїзної частини (з урахуванням смуг руху в обох напрямках) на 3,5 метра [2].

Впоперек мосту розміщення смуг навантаження АК регулюється двома основними правилами:

- мінімальна відстань від осьової лінії смуги до будь-якої огорожі (парапету, бордюру, бар'єру, тощо) має становити 1,5 метра.

- мінімальна відстань між осьовими лініями смуг має бути 3 метри.

При проведенні розрахунків на міцність та стійкість мостових конструкцій необхідно розглядати два можливі проектні варіанти розташування рухомого навантаження впоперек мосту, які можуть спричинити максимальне навантаження на ключові елементи мостової конструкції [3]: 1 - **експлуатаційний випадок**; 2 - **випадок ремонту**.

В **експлуатаційному випадку**, на проїзній частині, за винятком зон безпеки, розміщуються смуги навантаження АК, а також розглядається навантаження від натопву на одному або двох тротуарах. При цьому, осьова лінія крайньої смуги навантаження АК не повинна розташовуватися ближче ніж на 1,5 метри від межі, що відокремлює проїзну частину від зони безпеки.

У **випадку ремонту**, коли навантаження на тротуарах відсутні, дві смуги навантаження АК розташовуються у найбільш невідгідному положенні по ширині дорожнього полотна, включаючи зону безпеки. На мостах з однією смугою руху розміщується одна смуга навантаження АК. Вісь крайньої смуги навантаження повинна бути не ближче ніж на 1,5 метри від краю дорожнього полотна.

Під час розрахунків за граничними станами другої групи, необхідно враховувати лише **експлуатаційний випадок** розташування рухомого навантаження.

Для всіх розрахунків мостових елементів, навантаження з першої смуги, яке створює найбільший негативний вплив, враховується з коефіцієнтом $S_1=1$. Для інших смуг навантаження застосовуються наступні коефіцієнти S_1 , відповідно до [2]:

а) **для тандемів** навантаження АК:

- для першої та другої смуги - $S_1=1,0$;

- для третьої смуги - $S_1=0,75$;

- для четвертої смуги - $S_1=0,5$;

- для п'ятої смуги та далі - $S_1=0,0$.

б) для розподіленого навантаження АК:

- для першої смуги - $S_1=1,0$;

- для другої смуги та всіх наступних - $S_1=0,6$.

Крім стандартного автомобільного навантаження, мости також мають бути розраховані на проїзд особливо великих одиночних вантажів, таких як тягачі, трейлери, трактори та інша спеціалізована техніка. Конструкції перевіряються на здатність витримувати одиночні колісні навантаження. Мости, розраховані на навантаження А15, перевіряються на вплив одного великого трейлера НК-100 (рис.1.3, в) з вагою 1000 кН. В поперечному напрямку, навантаження НК-100 розташовується на проїзній частині в найбільш несприятливому положенні, при цьому відстань від краю проїзної частини до осі навантаження НК повинна бути не меншою 2,7 метрів. Під час проїзду одиночних вантажів НК-100, тротуари не піддаються навантаженню.

Міські мости, обладнані коліями для метрополітену чи трамваїв на спеціально відведених ділянках, піддаються перевірці на вплив нормативних навантажень від цих видів транспорту. Мости, що знаходяться на території промислових об'єктів, розраховують на спеціальні автомобільні навантаження, які відповідають реальним вантажівкам.

Вертикальні навантаження на пішохідні мости та тротуари визначають як тиск від людського натовпу. У процесі проектування мостів з тротуарами це навантаження враховують поряд із навантаженням АК.

Нормативне навантаження від натовпу на пішохідних мостах встановлюють як вертикальне рівномірно розподілене навантаження, по всій поверхні проходу, з інтенсивністю P у кПа:

- для пішохідних мостів та тротуарів міських мостів – 3,92 кПа (400 кгс/м²);

- для тротуарів мостів, коли враховуються інші чинні навантаження – 1,96 кПа (200 кгс/м²).

На спорудах, розташованих по горизонтальних кривих з радіусом 600 метрів або менше, враховують горизонтальне навантаження від відцентрових сил, що виникають через рух транспорту по кривій. Величина відцентрової сили залежна від радіуса кривої, класу тимчасового вертикального навантаження, кількості смуг руху та довжини завантаження.

Усі розглянуті нормативні тимчасові вертикальні рухомі навантаження мають динамічний вплив на міст, викликаючи більші значення зусиль та деформацій, ніж при статичному навантаженні.

Робота пролітних конструкцій мостів під впливом рухомих навантажень залежить від чотирьох ключових факторів:

- 1) швидкості руху транспортного засобу;
- 2) жорсткості ресор автомобіля;
- 3) стану поверхні дорожнього полотна (нерівності) та дефектів коліс рухомого навантаження;
- 4) довжини прольоту.

Швидкість транспорту впливає на функціонування мостової конструкції, адже навіть без дефектів дорожнього покриття чи транспортного засобу, зміна швидкості породжує інерційні сили, які призводять до збільшення прогинів прогонової будови. Однак, динамічний коефіцієнт, який визначає відношення максимального динамічного прогину до статичного, залишається невеликим при реальних швидкостях руху.

Другий фактор – коливання кузова автомобіля – має суттєвіший вплив, оскільки при цьому змінюють навантаження на осі з періодичністю, що залежить від жорсткості ресор. Динамічний вплив зростає, коли період коливань кузова наближається до періоду коливань прогонової конструкції, що може призвести до резонансу.

Третій фактор – ударні навантаження від дефектів дорожнього полотна або коліс транспорту. Дефекти дорожнього полотна викликають нерегулярні удари, а дефекти коліс можуть спричинити ритмічні коливання з резонансним ефектом.

Для врахування динамічного впливу рухомих навантажень на мости, статичні навантаження збільшують на величину динамічних коефіцієнтів, отриманих з аналізу масових динамічних тестів експлуатованих мостів. Динамічний коефіцієнт зменшується зі збільшенням довжини прогону.

Умови, при яких мостова конструкція повинна функціонувати, визначаються як проектні ситуації, які повинні бути достатньо жорсткими, щоб передбачити можливі обставини під час будівництва та експлуатації.

Для експлуатаційного випадку розглядаються три типи проектних ситуацій:

- довготривалі, що відповідають звичайним умовам експлуатації;

- короткочасні, пов'язані з тимчасовим станом, наприклад, під час ремонту конструкції;

- випадкові, для особливих умов, таких як пошкодження одного з елементів конструкції.

Значення коефіцієнтів надійності та динамічних коефіцієнтів для мостових споруд, що використовуються автомобільним транспортом [4], представлені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1

Значення коефіцієнтів надійності та динамічних коефіцієнтів

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	$\gamma_f \leq 1$	$1+\mu = 1$

2. ОБЧИСЛЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ

2.1 Визначення армування прогонової будови

2.1.1 Визначення кількості арматури на підставі статистичної обробки проектів

Вивчення типових проектів, довідників і проектів реально зведених мостів в період 1945-1961 років дозволяє встановити приблизні пропорції між об'ємом робочої арматури та об'ємом бетону в перерізі, що, в свою чергу, сприяє визначенню орієнтовної площі перерізу арматури у розглядуваних пролітних будовах мостових конструкцій.

Значення μ - відсотку армування (%) знаходиться за формулою:

$$\mu = A_s \cdot 100\% / A_b, \quad (2.1)$$

де A_s - площа арматури; A_b - площа розрахункового поперечного перерізу бетону.

Площа бетонного поперечного перерізу знаходиться як:

$$A_b = b \cdot h_0, \quad (2.2)$$

тут h_0 - робоча висота поперечного перерізу (відстань від стисненої поверхні балки до центру ваги робочої арматури); b - ширина ребра таврового поперечного перерізу (для прямокутних перерізів - ширина перерізу).

Нижче приведено величини μ (%) та класу арматури в пролітних будовах, що представляють собою осереднені орієнтовні величини.

Плитні мости. Відсоток робочої арматури знаходиться у межах $\mu = (0,95-1,1)\%$. Використовувана арматура $d = 16-18$ мм для висоти поперечного перерізу до 30 см, при більших значеннях висоти використовувалась арматура $d = 22-24$ мм. Клас арматури плитних мостових споруд зведення до 1953 р. - А-I, в пізніші роки - А-II.

Балочні збірні прогонові будови із звичайною арматурою. Характеристика армування знаходиться в межах від $\mu = 3\%$ до $\mu = 4,5\%$ (відповідно для прольотів в світу 7,5 м та 20 м). Для інших прольотів μ визначається згідно інтерполяції. Діаметр двозрізних хомутів – 8 мм, класу А-I, із кроком 17-20 см.

Балочні монолітні прогонові будови із звичайною арматурою. Для конструкцій такого типу процент армування змінюється в межах $\mu = (1,5-2,2)\%$. Арматура використовувалась класу А-II, $d = 32-36$ мм. Хомути двозрізні $d = 8$ мм, з класом А-I та кроком 20-30 см.

Балочні прогонові будови з попередньо напруженою арматурою. Процент армування в таких конструкціях наступний: $\mu = (1,15-1,25)\%$. Армування приймалось у вигляді пучків з $20d$ 5 мм або $24d$ 5 мм із дроту В-I. Хомути приймалися з арматури А-I, $d=10$ мм із кроком 10 см.

2.1.2 Визначення армування на підставі перерахунку прогонової будови

Розрахунок кількості робочої арматури для прогонових конструкцій, виконаний згідно з нормами, що були актуальними на момент їхнього проектування, надає достатньо точні результати.

Мости, спроектовані до 1962 року розраховувались за стандартами **ТУ-43** та **ПиУ-48** і базувались на методології допустимих напруг. Згодом, після впровадження **СН 200-62**, почали застосовувати метод граничних станів. Цей метод, з деякими корекціями для залізобетонних конструкцій, був офіційно занормований у **СН 365-67**. Метод граничних станів був застосований у всіх подальших нормативних документах з проектування мостів до сьогодення.

Отже, згідно з положеннями [2], при перерахунку пролітних конструкцій і визначенні зусиль у елементах мосту, тимчасове рухоме навантаження та схеми його розташування визначаються відповідно до норм, які були дійсні на час проектування, згідно з таблицею 2.1.

Таблиця 2.1

Схеми тимчасових рухомих навантажень та норми проектування

№ з/п	Час спорудження мосту, роки	Схема тимчасового навантаження	Норми проектування
1	До 1957	Н-13, НГ-60	ПиУ-48
2	1957-1962	Н-18, НК-80	Н-106-53
3	1962-1986	Н-30, НК-80	СН 200-62
4	1986-2006	А11, НК-80	СНиП 2.05.03-84
5	Після 2006	А15, НК-100	ДБН В.2.3-14:2006

Під час перевірки міцності мостових пролітних будов, для яких було застосовано метод допустимих напруг, необхідно використати норми для тимчасових навантажень та допустимих напружень у бетоні та арматурі, що були актуальні в той період, згідно з **ПиУ-48**.

Для встановлення площі робочої арматури мостових пролітних будов, які були спроектовані згідно з методом допустимих напружень, слід використовувати наступну формулу:

$$A_s = \frac{M}{\sigma_a \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_{nn})}, \quad (2.3)$$

тут M – розрахунковий згинальний момент (від постійного та тимчасового навантажень); σ_a – допустиме напруження для робочої арматури; h_0 – робоча висота поперечного перерізу; h_{nn} – товщина плити.

Оцінка несучої здатності пролітних конструкцій під час визначення їх вантажопідйомності проводиться згідно з чинними нормативами. При цьому, фізико-механічні характеристики матеріалів встановлюються на основі виконавчих документів, а також перевіряються на експериментальних зразках. Водночас, враховуються характеристики матеріалів, актуальні на момент проведення огляду, за допомогою використання коефіцієнтів умов роботи, які не перевищують 1,0.

2.2 Приклад обчислення вантажопідйомності монолітної ребристої прогонової будови із звичайного залізобетону

2.2.1 Вихідні дані

Розрізна монолітна пролітна конструкція зі звичайного залізобетону, що має габарит Г-7 та тротуари шириною 1,25 метра, представлена на рисунку 2.1. Загальна довжина цієї конструкції становить 17,3 метра, (розрахункова довжина 16,8 метра). Прогонова будова складається з двох головних балок, що розташовані на відстані 6 метрів одна від одної та однієї другорядної балки, як показано на рисунку 2.1. Головні балки мають висоту 2,2 метра, ширину в прогоні 0,25 метра та біля опор - 0,5 метра. Другорядна балка має висоту 0,7 метра та товщину 0,2 метра. Плита прогонової будови товщиною 0,12 метра має консольні звиси по 2,2 метра. Вздовж прогону розміщено 5 поперечних балок з інтервалом 4,2 метра, кожна з яких має висоту 1,2 метра та товщину 0,16 метра.

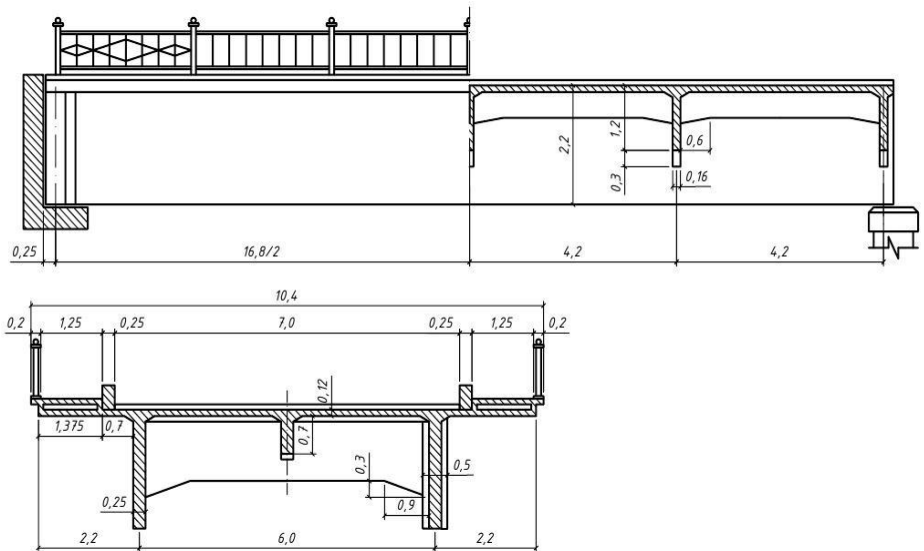


Рис. 2.1 Прогонова будова із монолітного залізобетону

Ця прогонова конструкція розрахована на навантаження Н-13 та НГ-60, відповідно до стандартів **ПиУ-48**. Використаний бетон марки М250. Головні балки армовані за допомогою зварних каркасів, по три в кожній балці. Нижня робоча арматура кожного каркаса складена з п'яти стержнів періодичного профілю діаметром 32 мм, виготовлених зі сталі марки Ст.3. Похилі арматурні стрижні також мають діаметр 32 мм. Хомути

зроблені з гладкої арматури діаметром 8 мм марки Ст.3 і розміщені з інтервалом 25 сантиметрів.

Тротуари виконано типовими збірними (згідно зі стандартом №384/10 СДП), огорожені перилами з бетонних стовпчиків квадратного перерізу 0,2 на 0,2 метра та висотою 1,1 метра, встановлених на відстані 2,8 метра один від одного з металевими елементами між ними. Безпеку забезпечують монолітні парапетні бар'єри товщиною 0,25 метра та висотою 0,45 метра. Дорожнє покриття складається з декількох шарів, верхній з яких – асфальтобетон.

2.2.2 Дані обстежень прогонової будови

В ході обстеження конструкції виявлено такі дефекти прогонової будови, які впливають на її несучу здатність:

- Товщина шару дорожнього покриття перевищує норму і складає 20 сантиметрів;
- Корозія пошкодила поздовжню робочу арматуру головних балок до 4 % розрахункового перерізу.

Бетон стисненої зони поперечного перерізу прогонової будови не має пошкоджень.

2.2.3 Постійні навантаження

Визначення постійних навантажень, розподіленого по всій ширині мостової конструкції на один метр її довжини, було здійснено та представлено в таблиці 2.2. Для всіх елементів було застосовано коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f=1,1$, що враховує дані, отримані під час обстеження за допомогою інструментальних вимірювань параметрів шарів дорожнього покриття та інших елементів прогонової будови і мостового полотна конструкції.

Вважатимемо, що постійне навантаження розподілене рівномірно поміж головними балками пролітної будови ($N=2$). Тоді розрахункове постійне навантаження на одну балку визначатиметься:

$$g_{II} = g/N = 122,28 / 2 = 61,14 \text{ кН/м.}$$

Таблиця 2.2

Постійні навантаження

<p>Вид навантаження</p> $q = t \cdot \gamma \cdot \Gamma \cdot l$ <p>t – товщина шару, м; γ – об’ємна вага матеріалу кН/м³; Γ – габарит мосту.</p>	<p>Нормативне навантаження, кН/м</p>	<p>Коефіцієнт надійності по навантаженням, γ_c</p>	<p>Розрахункове навантаження, кН/м</p>
<p>1. Асфальтобетон</p> $t \cdot \gamma \cdot \Gamma \cdot l = 0,1 \cdot 23 \cdot 7 \cdot 1 = 16,1$ кН/м	16,1	1,1	17,71
<p>2. Захисний шар</p> $t \cdot \gamma \cdot \Gamma \cdot l = 0,04 \cdot 24 \cdot 7 \cdot 1 = 6,72$ кН/м	6,72	1,1	7,39
<p>3. Гідроізоляція</p> $t \cdot \gamma \cdot \Gamma \cdot l = 0,01 \cdot 15 \cdot 7 \cdot 1 = 1,05$ кН/м	1,05	1,1	1,16
<p>4. Стічний трикутник (середня товщина 5 см)</p> $t \cdot \gamma \cdot \Gamma \cdot l = 0,05 \cdot 22 \cdot 7 \cdot 1 = 7,7$ кН/м	7,7	1,1	8,47
<p>5. Трогуарні блоки</p> $q = q_n / L \cdot n = 15/3 \cdot 2 = 10,0$ кН/м, де q_n – вага тротуарного блоку, L – довжина тротуарного блоку, $n=2$ – кількість блоків.	10,0	1,1	11,0
<p>6. Перильне огородження</p> $q = (h \cdot b^2 \cdot \gamma \cdot n) / L + 2 \cdot q_3 =$ $= (1,1 \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot 2,5 \cdot 14) / 17,3 + 2 \cdot 0,06 = 0,21$ кН/м, де h – висота з/б стовпчиків; q_3 – погона вага металевого заповнення; b^2 – площа стовпчиків; n – кількість стовпчиків; L – довжина прогону.	0,21	1,1	0,23
<p>7. Бар’єри безпеки</p> $q = 2 \cdot h \cdot b \cdot \gamma = 2 \cdot 0,23 \cdot 0,25 \cdot 2,5 = 0,29$ кН/м, де b – ширина парапету; h – висота парапету (без урахування товщини тротуарного блока).	0,29	1,1	0,32
<p>8. Конструкція прогонової будови</p> $q = G_{нб} / L = 1196 / 17,3 = 69,1$ кН/м, де $G_{нб}$ – вага прогонової будови; L – довжина прогонової будови.	69,1	1,1	76,0
<p>Разом, q</p>	111,17		122,28

2.2.4 Визначення несучої здатності за згинальним моментом

Розрахунковий переріз головної балки пролітної будови і схема її робочого армування приведені на рис.2.2. Повздожнє армування відповідно до проєкту складено з 15 стержнів $d = 32$ мм. Тобто:

$$A_s = 15 \cdot 8,043 = 120,65 \text{ см}^2.$$

Втрати від корозії робочої арматури, що відбулись у процесі експлуатації складають 4% проєктної площі. Визначимо фактичну площу робочої арматури (A_s^f):

$$A_s^f = A_s \cdot (1 - 0,04) = 120,65 \cdot (1 - 0,04) = 115,8 \text{ см}^2$$

Робоча висота розрахункового поперечного перерізу має значення $h_0 = 209,4$ см (рис.2.2). Ширина полиці таврового поперечного перерізу складає:

$$b_f' = 2 \cdot 6 \cdot h_f' + b = 2 \cdot 6 \cdot 12 + 25 = 170 \text{ см.}$$

Розрахункові опори бетону та арматури прийнято згідно норм, що діяли на момент проєктування пролітної будови (**ПиУ-48**): бетон М250: $R_b = 8,7$ МПа, арматура Ст.3: $R_s = 1,3 \cdot 125 = 162,5$ МПа

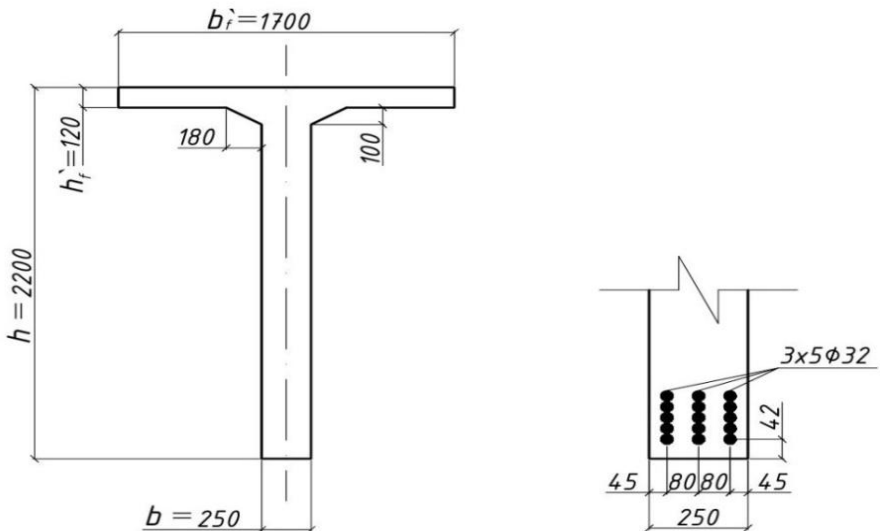


Рис. 2.2 Розрахунковий переріз балки та схема армування

Визначимо висоту стиснутої зони перерізу:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b'_f} = \frac{162,5 \cdot 10^3 \cdot 0,01158}{8,7 \cdot 10^3 \cdot 1,7} = 0,127 \text{ м} > h'_f. \quad (2.4)$$

Цей результат вказує, що нейтральна вісь розташовується у ребрі.

Тоді:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_b \cdot h'_f \cdot (b'_f - b)}{R_b \cdot b} = \frac{162,5 \cdot 10^3 \cdot 0,01158 - 8,7 \cdot 10^3 \cdot 0,12 \cdot (1,7 - 0,25)}{8,7 \cdot 10^3 \cdot 0,25} = 0,169 \text{ м}. \quad (2.5)$$

Несуча здатність за згинальним моментом визначається:

$$\begin{aligned} [M] &= R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_b \cdot h'_f \cdot (b'_f - b) \cdot \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = \\ &= 8,7 \cdot 10^3 \cdot 0,25 \cdot 0,169 \cdot \left(2,094 - \frac{0,169}{2} \right) + \\ &+ 8,7 \cdot 10^3 \cdot 0,12 \cdot (1,7 - 0,25) \cdot \left(2,094 - \frac{0,12}{2} \right) = 3818 \text{ кНм}. \quad (2.6) \end{aligned}$$

2.2.5 Визначення несучої здатності за поперечною силою

Поперечне армування балочного ребра складено з 3-х сіток. Хомути сіток 2Ø8 Ст.3 розташовано із кроком 25см. Розрахунковий опір сталі хомутів (за **ПиУ-48**) $R_{sw}=125$ МПа, розрахунковий опір бетону при розтязі $R_{bf}=0,8$ МПа. Похила арматура у розрахунках не береться до уваги.

Визначимо зусилля, що сприймаються хомутами:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_{sw}} = \frac{125 \cdot 10^3 \cdot 0,0003}{0,25} = 150 \text{ кН / м}. \quad (2.7)$$

Допустиме поперечне зусилля визначимо за формулою (2.8) (при урахуванні товщини ребра в зоні поблизу опори, $b_{on}=0,5$ м):

$$\begin{aligned} [Q] &= 2 \cdot \sqrt{2 \cdot R_{bf} \cdot b_{on} \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}} = \\ &= 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 0,8 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 2,094^2 \cdot 150} = 145 \text{ кН}. \quad (2.8) \end{aligned}$$

2.2.6 Визначення коефіцієнтів поперечного розподілу

Коефіцієнти поперечного розподілу (КПР) від нормативного тимчасового навантаження визначаються для проектних навантажень Н-30 та НК-80. Розташування цих навантажень в межах проїзної частини здійснено згідно з вимогами стандарту СН 200-62. Для визначення КПР по середині прогону використано ПК ЛІРА версії 9.6.

Лінії впливу тиску на балки прогонової будови по середині прольоту та схеми їх завантаження представлені на рис. 2.3.

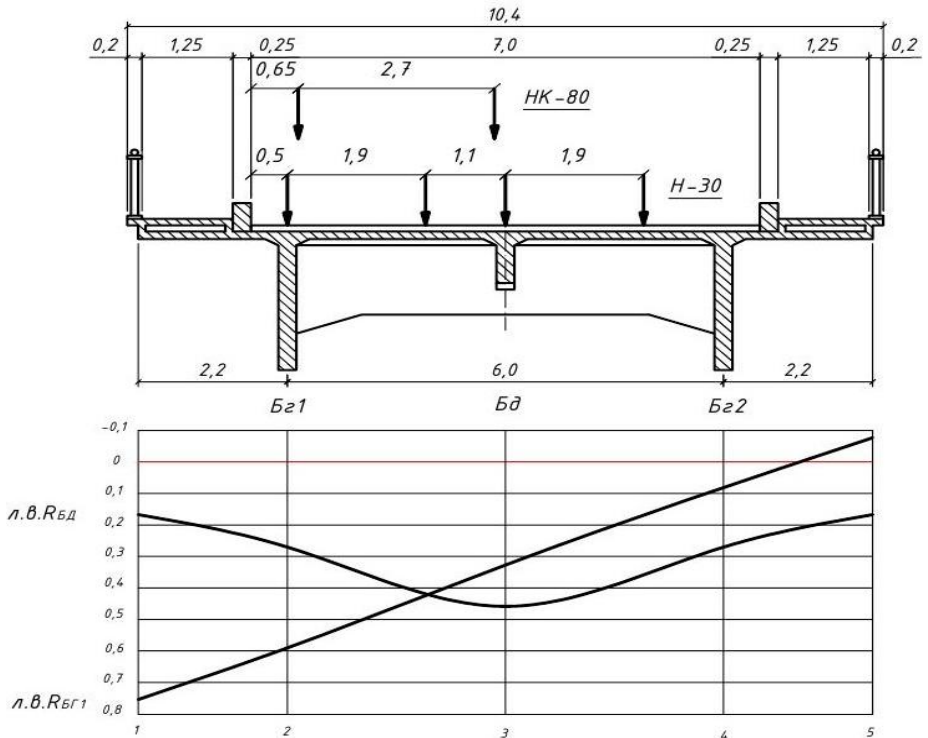


Рис. 2.3. Лінії впливу тиску у середині прогону та схеми завантаження

Таблиця 2.3 містить значення ординат ліній впливу тиску для головної (Бг1) та другорядної (Бд) балок по середині пролітної конструкції.

Таблиця 2.3

Ординати ліній впливу тиску на головну та другорядну балки

Вид лінії впливу (л.в.)	Ординати в точках л.в. тиску				
	1	2	3	4	5
л.в. RГ1	0,7546	0,5910	0,3273	0,818	-0,0764
л.в. Rд	0,1677	0,2707	0,4587	0,2707	0,1677

Згідно існуючих правил визначені КПР для серединного перерізу головної балки Бг1 пролітної будови ($КПР_i=0,5 \cdot \sum y_i$):

$$КПР_{H30} = 0,839; \quad КПР_{HK80} = 0,543.$$

КПР опорного перерізу балки Бг1 обчислено згідно «методу важеля». Лінії впливу тиску на балку на опори і схеми завантаження приведено на рис.2.4.

Тоді для опорного перерізу:

$$КПР_{H30} = 1,183; \quad КПР_{HK80} = 0,75.$$

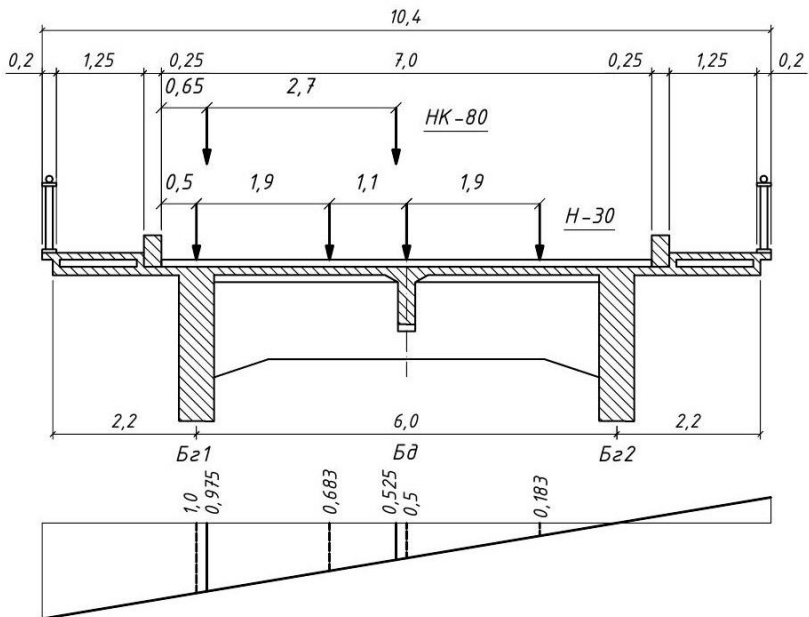


Рис. 2.4. Лінії впливу тиску на опори та схеми завантаження

2.2.7 Визначення еквівалентного навантаження від Н-30 та НК-80

Будуються лінії впливу згинального моменту для середини прольоту та для поперечного зусилля на опорі. Завантаження побудованих ліній впливу навантаженням Н-30 та НК-80 відбувається так, щоб значення відповідного зусилля було максимальним (рис.2.5). Знаходимо площі ліній впливу і ординати під осями навантажень:

$$\omega_M = \frac{L_p^2}{8} = \frac{16,8^2}{8} = 35,28 \text{ м}^2, \quad \omega_Q = 1 \cdot \frac{L_p}{2} = 1 \cdot \frac{16,8}{2} = 8,4 \text{ м}^2. \quad (2.9)$$

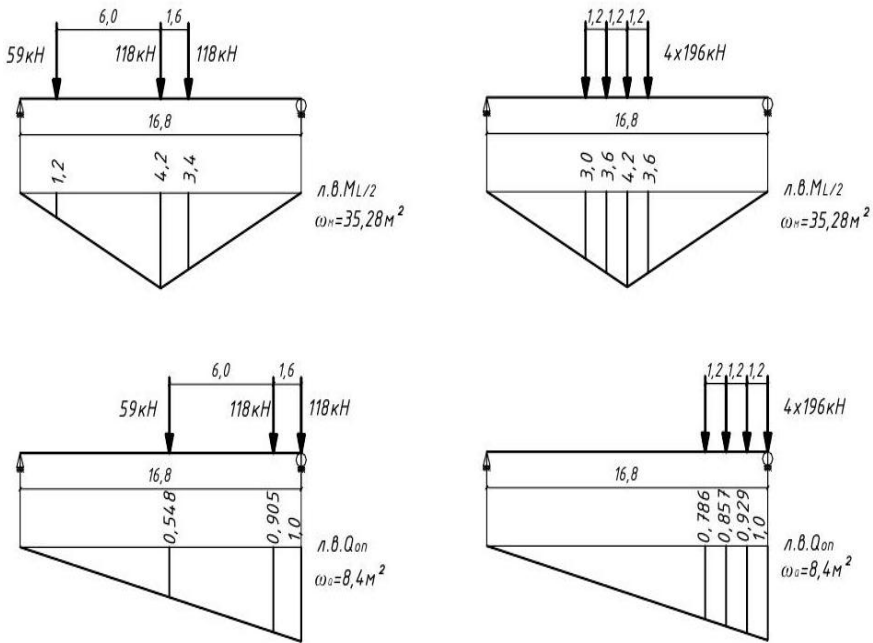


Рис. 2.5 Лінії впливу $M_{L/2}$ і $Q_{оп}$ та схеми завантаження Н-30, НК-80

Еквівалентне навантаження для згинального моменту:

$$P_{e, H30}^M = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{\omega_M} = \frac{118 \cdot (4,2 + 3,4) + 59 \cdot 1,2}{35,28} = 27,43 \text{ кН / м}; \quad (2.10)$$

$$P_{e, HK80}^M = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{\omega_M} = \frac{196 \cdot (2 \cdot 3,6 + 4,2 + 3,0)}{35,28} = 80,0 \text{ кН / м}. \quad (2.11)$$

Еквівалентне навантаження для поперечного зусилля:

$$P_{e,H30}^Q = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{\omega_Q} = \frac{118 \cdot (1,0 + 0,905) + 59 \cdot 0,548}{8,4} = 30,61 \text{кН / м}; \quad (2.12)$$

$$P_{e,HK80}^Q = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{\omega_Q} = \frac{196 \cdot (1,0 + 0,929 + 0,857 + 0,786)}{8,4} = 83,35 \text{кН / м}. \quad (2.13)$$

2.2.8 Визначення граничних значень еквівалентного навантаження

Величина граничного еквівалентного навантаження визначається згідно формули (5.3) п.5.2.4 [5], яка у випадку розрізної пролітної будови виглядає:

$$q_e = \frac{[S] - q_n \cdot \omega}{\gamma_f \cdot (1 + \mu) \cdot KPP \cdot \omega}, \quad (2.14)$$

тут $[S]$ – граничне зусилля в балці за першою групою граничних станів (несуча здатність $[M], [Q]$ ф. (2.6; 2.8)); q_n – інтенсивність постійного навантаження (табл. 2.2); ω – площа лінії впливу відповідного зусилля ф.(2.9)); $\gamma_f, (1 + \mu)$ – відповідно коефіцієнти надійності та динамічності для тимчасових навантажень, які розглядаються (Н-30, НК-80); KPP – коефіцієнт поперечного розподілу тимчасових навантажень (табл. 2.3; рис. 2.4).

Записані коефіцієнти мають такі значення (СН 200-62):

- для Н-30: $\gamma_f = 1,4$; $(1 + \mu) = 1,21$;
- для НК-80: $\gamma_f = 1,1$; $(1 + \mu) = 1,0$.

Обчислимо величини граничного еквівалентного навантаження за згинальним моментом:

$$q_{e,H30}^M = \frac{3818 - 61,14 \cdot 35,28}{1,4 \cdot 1,21 \cdot 0,839 \cdot 35,28} = 33,13 \text{кН / м};$$

$$q_{e,HK80}^M = \frac{3818 - 61,14 \cdot 35,28}{1,1 \cdot 1,0 \cdot 0,543 \cdot 35,28} = 78,82 \text{кН / м}.$$

Обчислимо величини граничного еквівалентного навантаження за поперечним зусиллям:

$$q_{e,H30}^Q = \frac{1451 - 61,14 \cdot 8,4}{1,4 \cdot 1,21 \cdot 1,183 \cdot 8,4} = 55,69 \text{кН / м};$$

$$q_{e,НК80}^Q = \frac{1451 - 61,14 \cdot 8,4}{1,1 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 8,4} = 124,53 \text{кН / м}.$$

2.2.9 Визначення стану прогонової будови за результатами обчислення її вантажопідйомності

Вантажопідйомність пролітної будови припускається забезпеченою за нормативними рухомими навантаженнями, в розглядуваному прикладі Н-30 та НК-80 у випадку якщо за залежністю (5.1) [5], виконується нерівність:

$$q_e \geq p_e. \quad (2.15)$$

Згідно отриманих результатів обчислень маємо:

- навантаження Н-30:

$q_{e,H30}^M > p_{e,H30}^M = 33,13 \text{кН / м} > 27,43 \text{кН / м}$ (ф.(2.10)) - за згинальним моментом;

$q_{e,H30}^Q > p_{e,H30}^Q = 55,69 \text{кН / м} > 30,61 \text{кН / м}$ (ф.(2.12)) - за поперечним зусиллям.

- навантаження НК-80:

$q_{e,НК80}^M < p_{e,НК80}^M = 78,82 \text{кН / м} < 80,0 \text{кН / м}$ (ф.(2.11)) - за згинальним моментом;

$q_{e,НК80}^Q > p_{e,НК80}^Q = 124,53 \text{кН / м} > 83,35 \text{кН / м}$ (ф.(2.13)) - за поперечним зусиллям.

Видно, що нерівність (5.1) [5] для НК-80 не виконується з точки зору згинального моменту, що свідчить про недостатню вантажопідйомність аналізованої прогонової будови для НК-80 у контексті згинального моменту.

У такій ситуації, згідно з регламентом (формула (5.2) [5]), проводиться розрахунок показника зниження вантажопідйомності δ у відсотках, який використовується для класифікації експлуатаційного стану. Розрахунок значення δ (%) здійснюється відповідно до наступної формули:

$$\delta = \left(1 - \frac{q_e}{p_e} \right) \cdot 100\% . \quad (2.16)$$

Для розглядуваної пролітної будови: навантаження НК-80:

$$\delta = (1 - 78,82/80,0) \cdot 100\% = 1,5\% .$$

Обчислене значення δ дозволяє класифікувати стан пролітної будови за вантажопідйомністю, як **стан 2 - обмежено справний** ($0,1 < \delta \leq 3,2$), (таблиця 5.3 [5], див.Додаток 2).

Фактична вантажопідйомність у відповідності до одиночного колісного навантаження дорівнює:

$$[P]_O = \frac{q_{e,НК80}^M}{p_{e,НК80}^M} \cdot 80m = \frac{78,82}{80,0} \cdot 80m = 78,82m \cong 78m . \quad (2.17)$$

2.3 Приклад обчислення вантажопідйомності збірної прогонової будови з попередньо напруженого залізобетону

2.3.1 Вихідні дані

Прогонова будова представляє собою розрізну збірну конструкцію, що складається з попередньо напружених діафрагмових балок розміром Г-8 та з тротуарів шириною 1 метр.

У поперечному перерізі ця пролітна будова включає 6 балок довжиною 16,76 метрів (з розрахунковою довжиною 16,2 метра), згідно ТП Вип.122-62 (Союздорпроект). Конструкція розрахована на навантаження Н-30 та НК-80, як визначено в СН 200-62. Балки мають висоту 1 метр, розташовані з інтервалом між осями балок 1,66 метра. Конструкція містить 7 діафрагм з відстанню 2,7 метра між ними, полиці мають товщину від 8 до 12 сантиметрів та ширину 1,62 метра, товщина ребер становить 16 сантиметрів (у при опорних панелях 36 сантиметрів), а нижній вут має ширину 36 сантиметрів і висоту 30 сантиметрів. Балки з'єднані за допомогою закладних деталей по діафрагмах.

Армування виконано з використанням 5 пучків попередньо напруженого (включаючи 3 відігнутих) дроту діаметром 24 Ø 5 В-П. Використано бетон класу М400.

Тротуари накладні виготовлені збірним способом і оснащені парапетним бар'єром безпеки, згідно з ТП Вип.20 (Укрдпрошлях). Дорожнє покриття має багатошарову структуру з асфальтобетонним

верхнім шаром. Перильна огорожа виготовлена з металу, має висоту 1,1 метра і не містить стояків.

2.3.2 Дані обстежень прогонової будови

Відповідно до проведеного обстеження конструкції було виявлено дефекти пролітної будови, які впливають на її вантажопідйомність:

- Товщина дорожнього покриття перевищує норму і становить 29 сантиметрів;

- Виявлено корозійні ушкодження повздожньої робочої арматури середньої балки (БЗ) що досягає 7% від її розрахункового перерізу.

У вузлах поєднання балок по діафрагмах та бетоні пролітної будови пошкоджень не виявлено.

2.3.3 Постійні навантаження

В таблиці 2.4 представлено розрахунок постійних навантажень для повної ширини прогонової будови, розрахований на один метр її довжини. Для всіх елементів конструкції встановлено коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f=1,1$. Цей коефіцієнт було обрано на основі даних, отриманих під час обстеження та інструментальних вимірювань параметрів шарів дорожнього покриття проїзної частини.

Припустимо, що постійне навантаження рівномірно розподілене між головними балками пролітної будови. Відповідно, розрахункове постійне навантаження для однієї балки становить:

$$g_n = \frac{g}{N} = \frac{146,49}{6} = 24,42 \text{ кН/м} .$$

Постійні навантаження

<p>Вид навантаження. $q = t \cdot \gamma \cdot \Gamma \cdot 1$ t – товщина шару, м; γ – об’ємна вага матеріалу кН/м³; Γ – габарит мосту.</p>	<p>Нормативне навантаження, кН/м</p>	<p>Коефіцієнт надійності по навантаженням, γ_f</p>	<p>Розрахункове навантаження, кН/м</p>
<p>1. Асфальтобетон $t \cdot \gamma \cdot \Gamma = 0,18 \cdot 23 \cdot 8 \cdot 1 = 33,12$ кН/м</p>	33,12	1,1	36,43
<p>2. Захисний шар $t \cdot \gamma \cdot \Gamma = 0,04 \cdot 24 \cdot 8 \cdot 1 = 7,68$ кН/м</p>	7,68	1,1	8,45
<p>3. Гідроізоляція $t \cdot \gamma \cdot \Gamma = 0,01 \cdot 15 \cdot 8 \cdot 1 = 1,2$ кН/м</p>	1,20	1,1	1,32
<p>4. Стічний трикутник (середня товщина 6 см) $t \cdot \gamma \cdot \Gamma = 0,06 \cdot 22 \cdot 8 \cdot 1 = 5,28$ кН/м</p>	10,56	1,1	11,62
<p>5. Трогуарні блоки $q = \frac{q_n}{l} \cdot n = \frac{20}{3} \cdot 2 = 13,33$ кН/м $q_n = 20$кН – вага тротуарного блоку; $l = 3$м – довжина тротуарного блоку; $n = 2$ – кількість блоків.</p>	13,33	1,1	14,67
<p>6. Перильне огородження $q = q_n \cdot n = 0,7 \cdot 2 = 1,4$ кН/м $q_n = 0,7$кН – вага 1 п.м. перильного огородження.</p>	1,40	1,1	1,54
<p>7. Прогонова будова $q = \frac{G \cdot N}{L} = \frac{184 \cdot 6}{16,76} = 65,87$ кН/м $G = 184$кН – вага балки ; $N = 6$ шт – кількість балок; $L = 16,76$м – довжина балки.</p>	65,87	1,1	72,46
<p>Разом, q</p>	133,16		146,49

2.3.4 Визначення несучої здатності за згинальним моментом

Для проведення наступного розрахунку приведемо поперечний переріз балки до прямокутного (табл.2.5, рис.2.6):

Площа робочої арматури згідно проекту – 5 пучків 24Ø5мм, що складає $A_p = 23,55 \text{ см}^2$. Втрати робочої арматури від корозії - 7% від усієї площі. Визначимо фактичну площу робочої арматури:

$$A_p = A_p \cdot (1 - 0,07) = 23,55 \cdot (1 - 0,07) = 21,9 \text{ см}^2.$$

Таблиця 2.5

Розміри перерізу балки

Геометрія перерізу	
Висота балки	$h = 1000 \text{ мм}$
Товщина верхньої полиці	$h_f = 100 \text{ мм}$
Ширина верхньої полиці	$b_f = 1620 \text{ мм}$
Висота нижньої полиці	$h_f = 300 \text{ мм}$
Ширина нижньої полиці	$b_f = 328 \text{ мм}$
Товщина ребра у прогоні	$b = 160 \text{ мм}$
Товщина ребра у припорній зоні	$b = 360 \text{ мм}$

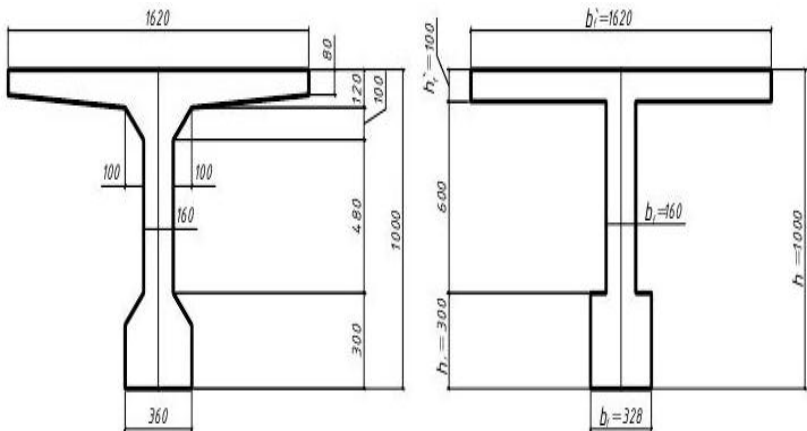


Рис. 2.6 Переріз балки

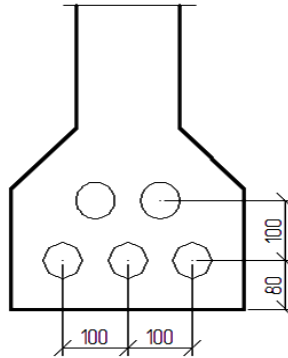


Рис. 2.7. Схема розташування робочої арматури балки.

Розташування центру ваги робочої арматури щодо основи поперечного перерізу балки обчислюється використовуючи наступну формулу:

$$y_{ц.в.} = \frac{A_{pi} \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{3 \cdot 4,71 \cdot 8 + 2 \cdot 4,71 \cdot 18}{23,55} = 12 \text{ см} . \quad (2.18)$$

Тоді робоча висота поперечного перерізу визначається:

$$h_0 = h - y_{ц.в.} = 1,0 - 0,12 = 0,88 \text{ м} .$$

Розрахункові опори бетону і арматури приймаються відповідно норм, що діяли на момент проектування балок (**СН 200-62**):

бетон М400 - $R_b=16,5$ МПа, високоміцний дріт ВІІ - $R_p=860$ МПа.

Визначимо висоту стисненої зони:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_f} = \frac{860 \cdot 10^3 \cdot 0,00219}{16,5 \cdot 10^3 \cdot 1,62} = 0,071 \text{ м} < h'_f . \quad (2.19)$$

Цей результат вказує, що нейтральна вісь знаходиться у полиці.

Несуча здатність за згинальним моментом складе:

$$\begin{aligned} [M] &= R_b \cdot b_f \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \\ &= 16,5 \cdot 10^3 \cdot 1,62 \cdot 0,071 \cdot \left(0,88 - \frac{0,071}{2} \right) = 1603 \text{ кНм} . \end{aligned} \quad (2.20)$$

2.3.5 Визначення несучої здатності за поперечною силою

Поперечне армування балочного ребра складено з 2-х сіток. Хомути сіток Ø10А-II розташовано із кроком 10см. Розрахунковий опір металу хомутив (згідно СН 200-62) $R_{sw} = 0,8 \cdot 240 = 192$ МПа, розрахунковий опір бетону при розтязі $R_{bt}=1,6$ МПа. Відігнуті пучки при розрахунку не приймаємо до уваги.

Визначимо зусилля, що сприймають хомути:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_{sw}} = \frac{192 \cdot 10^3 \cdot 0,000157}{0,1} = 301,4 \text{кН} / \text{м}.$$

Допустиме поперечне зусилля визначимо згідно формули (з врахуванням товщини ребра приопорної зони $b_{on}=0,36$ м):

$$\begin{aligned} [Q] &= 2 \cdot \sqrt{2 \cdot R_{bt} \cdot b_{on} \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}} = \\ &= 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 1,6 \cdot 10^3 \cdot 0,36 \cdot 0,88^2 \cdot 301,4} = 1037 \text{кН}. \quad (2.21) \end{aligned}$$

2.3.6 Визначення коефіцієнтів поперечного розподілу

Коефіцієнти поперечного розподілу (КПР) нормативного тимчасового навантаження були розраховані для проектних навантажень типів Н-30 та НК-80. Розташування цих навантажень на проїзній частині було здійснено згідно з вимогами стандарту СН 200-62.

Для визначення КПР в середній частині прогону було використано програмний комплекс ЛПРА версії 9.6.

Графічне представлення ліній впливу тиску на балки у середній частині прогону та схем завантаження цих балок приведено на рисунку 2.8.

Значення ординат ліній впливу тиску для балок Б1, Б2, Б3 пролітної будови приведені в таблиці 2.6.

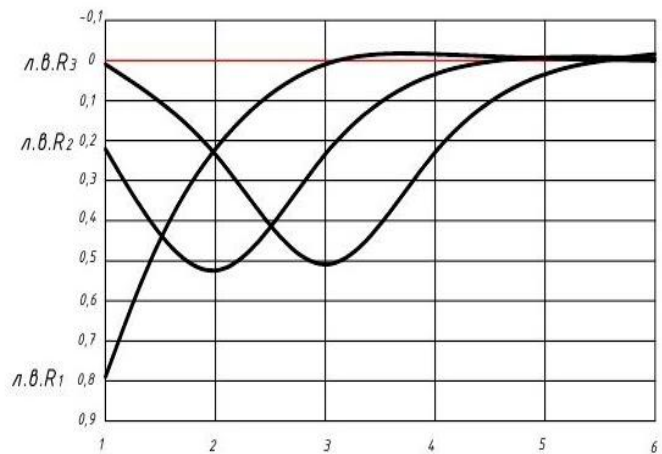
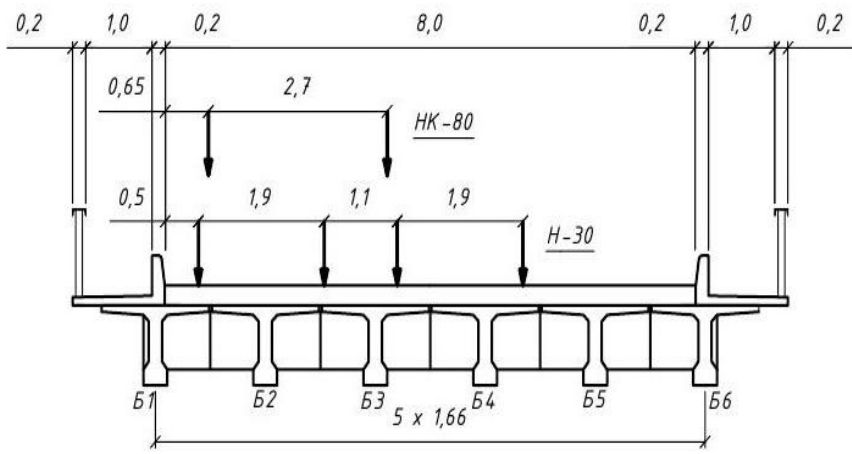


Рис. 2.8 Лінії впливу тиску у середині прогону та схеми завантаження

Таблиця 2.6

Ординати ліній впливу тиску на балки Б1, Б2, Б3

Вид лінії впливу (л.в.)	Ординати в точках л.в. тиску					
	1	2	3	4	5	6
л.в. R ₁	0,7906	0,2212	0,0092	-0,1571	-0,0052	-0,0002
л.в. R ₂	0,2209	0,5341	0,2340	0,0340	-0,0078	-0,0052
л.в. R ₃	0,0092	0,2343	0,5092	0,2291	0,0340	-0,0157
Вид лінії впливу (л.в.)	Ординати в точках л.в. тиску					
	1	2	3	4	5	6
л.в. R ₁	0,7906	0,2212	0,0092	-0,1571	-0,0052	-0,0002
л.в. R ₂	0,2209	0,5341	0,2340	0,0340	-0,0078	-0,0052
л.в. R ₃	0,0092	0,2343	0,5092	0,2291	0,0340	-0,0157

Згідно існуючих правил обчислені КПР для трьох балок пролітної будови ($КПР_i = 0,5 \cdot \sum u_i$) і приведені у табл.2.7.

Таблиця 2.7

Значення КПР для балок прогонової будови

КПР для балок Навантаження	Б1	Б2	Б3
	Н-30	0,326	0,461
НК-80	0,256	0,290	0,298

Відповідно до отриманих значень КПР, найзавантаженішою балкою є середня - Б3. Тому, до розрахунку вантажопідйомності приймають такими:

$$КПР_{Н30}^M = 0,547; \quad КПР_{НК80}^M = 0,298.$$

КПР опорного поперечного перерізу балки обчислено згідно «методу важеля». Лінії впливу тиску на балки на опори і схеми завантаження представлено на рис.2.9.

Таким чином, для опорного перерізу:

$$КПР_{Н30}^Q = 0,669, \quad КПР_{НК80}^Q = 0,5.$$

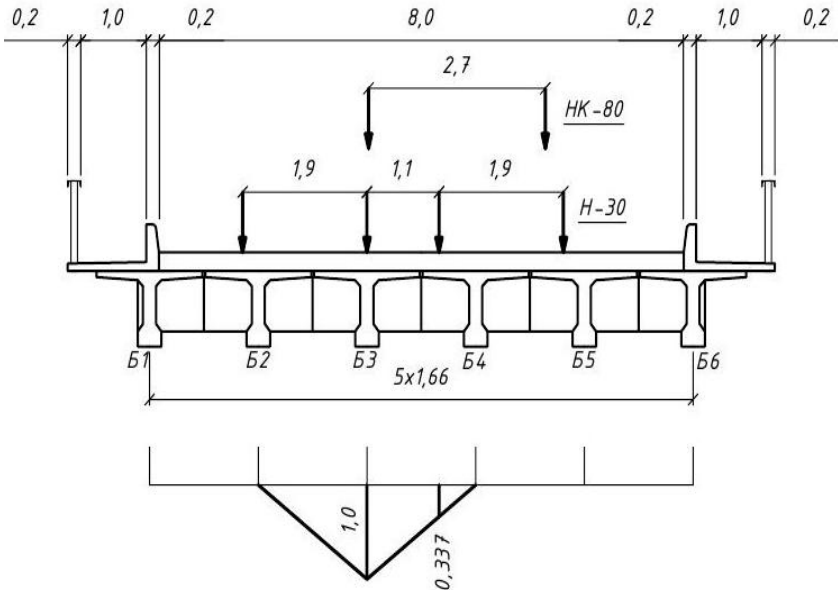


Рис. 2.9 Лінія впливу тиску на опорі та схеми завантаження

2.3.7 Визначення еквівалентного навантаження від Н-30 та НК-80

Будуються лінії впливу, що представляють згинальний момент для центру прольоту та поперечні зусилля на опорних пристроях

Для того, щоб забезпечити максимальні значення відповідних зусиль, лінії впливу завантажуються за допомогою навантажень типів Н-30 та НК-80 так, як це ілюструється на рисунку 2.10. Розрахунок площ ліній впливу та визначення ординат у точках прикладання навантажень проводиться так:

$$\omega_M = \frac{L_p^2}{8} = \frac{16,2^2}{8} = 32,81 \text{ м}^2, \quad \omega_Q = 1 \cdot \frac{L_p}{2} = 1 \cdot \frac{16,2}{2} = 8,1 \text{ м}^2.$$

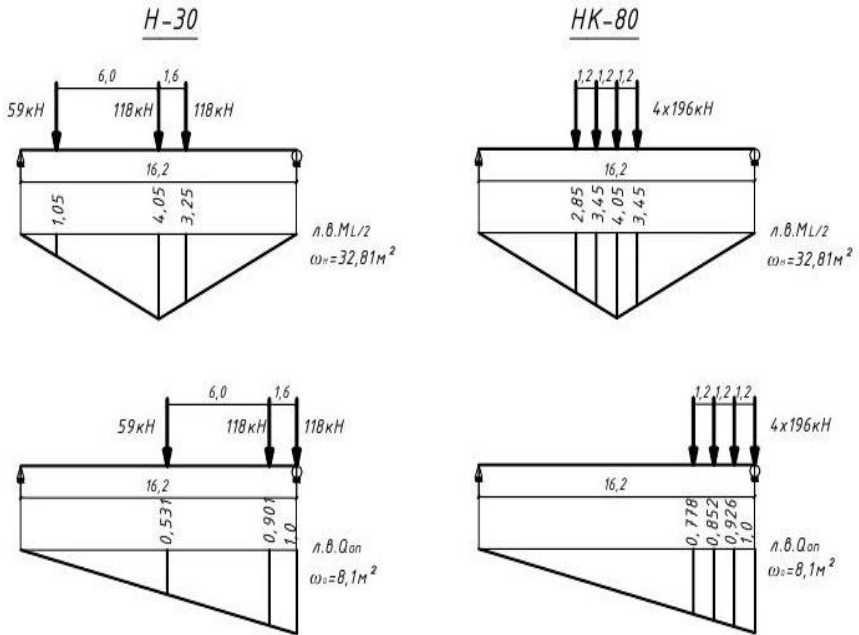


Рис. 2.10. Лінії впливу $M_{L/2}$ і $Q_{оп}$ та схеми завантаження Н-30, НК-80

Еквівалентне навантаження для згинального моменту:

$$P_{e,H30}^M = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{\omega_M} = \frac{118 \cdot (4,05 + 3,25) + 59 \cdot 1,05}{32,81} = 28,14 \text{ кН / м ,}$$

$$P_{e,HK80}^M = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{\omega_M} = \frac{196 \cdot (2 \cdot 3,45 + 4,05 + 2,85)}{32,81} = 82,44 \text{ кН / м .}$$

Еквівалентне навантаження для поперечного зусилля:

$$P_{e,H30}^Q = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{\omega_Q} = \frac{118 \cdot (1,0 + 0,901) + 59 \cdot 0,531}{8,1} = 31,56 \text{ кН / м ,}$$

$$P_{e,HK80}^Q = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{\omega_Q} = \frac{196 \cdot (1,0 + 0,926 + 0,852 + 0,778)}{8,1} = 86,05 \text{ кН / м .}$$

2.3.8 Визначення граничних значень еквівалентного навантаження

Величину граничного еквівалентного навантаження визначають згідно формули 5.3 п.5.2.4 [5], що для розрізної пролітної будови записується:

$$q_e = \frac{[S] - q_n \cdot \omega}{\gamma_f \cdot (1 + \mu) \cdot KPP \cdot \omega},$$

тут $[S]$ – граничне зусилля в балці за першою групою граничних станів (несуча здатність $[M]$, $[Q]$); q_n – інтенсивність постійного навантаження; ω – площа лінії впливу відповідного зусилля; $\gamma_f, (1 + \mu)$ – відповідно коефіцієнти надійності і динамічності тимчасових навантажень (Н-30, НК-80); KPP – коефіцієнт поперечного розподілу тимчасових навантажень.

Коефіцієнти γ_f і $(1 + \mu)$ мають такі величини (СН 200-62):

- для Н-30: $\gamma_f = 1,4$; $(1 + \mu) = 1,21$;
- для НК-80: $\gamma_f = 1,1$; $(1 + \mu) = 1,0$.

Визначимо величини граничного еквівалентного навантаження за згинальним моментом:

$$q_{e,Н30}^M = \frac{1603 - 24,42 \cdot 32,81}{1,4 \cdot 1,21 \cdot 0,547 \cdot 32,81} = 26,37 \text{кН / м},$$

$$q_{e,НК80}^M = \frac{1603 - 24,42 \cdot 32,81}{1,1 \cdot 1,0 \cdot 0,298 \cdot 32,81} = 74,55 \text{кН / м}.$$

Визначимо величини граничного еквівалентного навантаження за поперечним зусиллям:

$$q_{e,Н30}^Q = \frac{1037 - 24,42 \cdot 8,1}{1,4 \cdot 1,21 \cdot 0,669 \cdot 8,1} = 91,42 \text{кН / м},$$

$$q_{e,НК80}^Q = \frac{1037 - 24,42 \cdot 8,1}{1,1 \cdot 1,0 \cdot 0,5 \cdot 8,1} = 188,37 \text{кН / м}.$$

2.3.9 Визначення стану прогонової будови за результатами обчислення її вантажопідйомності

Міцність прогонової конструкції для нормативних рухомих навантажень, таких як Н-30 та НК-80, вважається достатньою, якщо задовольняється умова нерівності, встановлена залежністю (5.1) з джерела [5]:

$$q_e \geq p_e.$$

Згідно приведених результатів розрахунків отримуємо:

- навантаження Н-30:

$$q_{e,H30}^M < P_{e,H30}^M = 26,37кН / м < 28,14кН / м - \text{ за згинальним моментом;}$$

$$q_{e,H30}^O > P_{e,H30}^O = 91,42кН / м > 31,56кН / м - \text{ за поперечним зусиллям.}$$

- навантаження НК-80:

$$q_{e,НК80}^M < P_{e,НК80}^M = 74,55кН / м < 82,44кН / м - \text{ за згинальним моментом;}$$

$$q_{e,НК80}^O > P_{e,НК80}^O = 188,37кН / м > 86,05кН / м - \text{ за поперечним зусиллям.}$$

Видно, що умова нерівності (5.1) згідно з [5], за згинальним моментом, не виконується для навантажень Н-30 та НК-80. Це означає, що міцність пролітної конструкції не забезпечена для навантажень Н-30 та НК-80.

У такій ситуації, згідно з регламентом [5] за формулою (5.2), визначається ступінь зниження вантажопідйомності δ у відсотках, який використовується для класифікації стану експлуатації. Розрахунок значення δ (%) проводиться наступним чином:

$$\delta = \left(1 - \frac{q_e}{p_e} \right) \cdot 100\% .$$

Для пролітної будови, що розглядається:

- навантаження Н-30: $\delta = (1 - 26,37/28,14) \cdot 100\% = 6,3\%$

- навантаження НК-80: $\delta = (1 - 74,55/82,44) \cdot 100\% = 9,6\%$

Визначені величини δ дозволяють класифікувати стан пролітної будови за вантажопідйомністю як **стан 3 - працездатний** ($3,2 < \delta \leq 14,6$) (див.Додаток 2).

Фактична вантажопідйомність для навантаження колоною дорівнює:

$$[P]_K = \frac{q_{e,H30}^M}{P_{e,H30}^M} \cdot 30m = \frac{26,37}{28,14} \cdot 30m = 28,1 \cong 28m .$$

Фактична вантажопідйомність щодо одиночного колісного навантаження визначається:

$$[P]_O = \frac{q_{e,НК80}^M}{P_{e,НК80}^M} \cdot 80m = \frac{74,55}{82,44} \cdot 80m = 72,34m \cong 72m .$$

ЛІТЕРАТУРА

1. Страхова Н. Є., Голубєв В. О., Ковальов П. М., Тодіріка В. В. / Експлуатація і реконструкція мостів / 2-е вид., випр.; за ред. Лантух-Лященко А. І. К. : УТУ.-2002. 408 с.
2. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 66 с.
3. Розрахунки і проектування мостів: Том.1 : навч. посібник / Загора О., Каплинський Д., Корнієв М., Корецький А., Лантух-Лященко А., Медведєв К., Снитко В., Тодіріка В. К. : НТУ, 2007. 337с.
4. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. К. : Мінрегіонбуд України, 2009. 52 с.
5. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009 Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. К. : Мінрегіонбуд України, 2009. 49 с.
6. Теоретичні та практичні методи оцінювання технічного стану транспортних споруд / Онищенко А. М., Янчук Л. Л., Медведєв К. В., Євсейчик Ю. Б., Башкевич І. В. К. : НТУ, 2021. 165 с.
7. Теоретичні та практичні методи оцінювання технічного стану транспортних споруд : монографія / Онищенко А. М., Янчук Л. Л., Башкевич І. В., Медведєв К., Євсейчик Ю. Б. Київ, 2022. С. 165.

ДОДАТКИ

Додаток 1

Вихідні дані до КП «Реконструкція залізобетонного мосту»

Параметри	П.І.П. студента			
	Кравчук Р.Н.	Головко М.В.		
1.Повздовжня схема мосту (м)	3x11,36	3x11,36		
2.Габарит	Г8+2x1,0	Г8+2x1,5		
3.Прогонова будова (ТП)	Вип. 122-62	ВТП-16		
4.Тротуари	3/б, накладні по ВТП-20 (парапетні)			
5.Проміжна опора	опора-стінка	двостовпчаста		
6.Стоян	обсипний, козлового типу			
7.Відмітки:	100.00			
- РМВ				
- РВВ			102.30	102.10
- низ прогонової будови			РВВ+0.5 м	РВВ+0.5 м
8.Дзеркало водотоку/глибина(м)	3/0,3	3/0,4		
9.Товщина дорожнього одягу(см)	27	25		
10.Корозійне пошкодження робочої арматури балки (% розрах. перерізу)	9	10		
11.Схема ВВН (4 вісі):				
- навантаження на вісь Р (т)	23	22,5		
- відстань між висями а (м)	1,45	1,35		
12.Розрахункові тимчасові навантаження	До реконструкції (існуючого): Н-30, НК-80 Після реконструкції (поширеного): А15, НК-100			
13.Розрахунковий прогін (м)	11,1	10,8		
14.Вага балки розрахункового прогону (кН)	115	63		
15.Параметри поширення прогонової будови	до Г10+2x1,0			

Уточнення класифікації стану прогонових будов за вантажопідйомністю
(Таблиця 5.3 [5])

Експлуатаційний стан	Назва експлуатаційного стану	Зниження вантажопідйомності δ, %
Стан 1	Справний	$0 < \delta \leq 0,1$
Стан 2	Обмежено справний	$0,1 < \delta \leq 3,2$
Стан 3	Працездатний	$3,2 < \delta \leq 14,6$
Стан 4	Обмежено працездатний	$14,6 < \delta \leq 40,0$
Стан 5	Непрацездатний	$\delta > 40,0$