

ПОРІВНЯЛЬНИЙ РОЗРАХУНОК КЛАСУ ЗАЛІЗНИЧНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ МОСТА

У статті співставляються дві методики визначення вантажопідйомності залізобетонної прогонової будови під залізницю (за опалубними кресленнями – теоретична та за прогинами від випробувального навантаження – практична).

Ключові слова: вантажопідйомність, прогонова будова, тимчасове вертикальне навантаження, жорсткість елемента, що згинається, прогин, клас

У публікації [1] наведено методику визначення класу залізобетонної прогонової будови за даними прогину прогонової будови від статично прикладеного експериментального навантаження. Не викликає сумніву, що клас прогонової будови отриманий на основі реального статичного прогину є реальним класом, чого не можна сказати про клас який визначається за опалубними кресленнями та характеристиками бетону і арматури, що приймаються з відповідних таблиць. Показник міцності бетону прогонової будови, навіть отриманий за результатами випробування міцності бетону неруйнівним методом (склерометр Шмідта), в кращому разі можна віднести до захисного шару бетону, а не

до основного бетону, що працює разом з арматурою. Численні випробування міцності бетону на прогонових будовах дають розбіжність до 15 %, а за наявності ушкоджень захисного шару бетону і більше.

Для порівняльного розрахунку за двома методиками (згідно з [2] та запропонованою) прийняті чотири залізобетонні ненапружені прогонові будови повною довжиною 11,50 м. (одна з яких розраховується за загальною методикою, а по трьох інших є результати статичних випробувань за прогинами і вони розраховуються за запропонованою методикою).

Вихідні дані для прогонових будов зведені у табл. 1.

Таблиця 1

Вихідні дані для прогонових будов

Параметр	Позначення	I	II	III	IV
1	2	3	4	5	6
Розрахунковий прогин, м	l_p	10,80	10,80	10,80	10,80
Повна довжина, м	l	11,50	11,50	11,50	11,50
Відстань між осями блоків, м	c	1,80	1,80	1,80	1,80
Фактична міцність бетону, МПа	R_f	23,00	30,00	>60	20,00
Розрахунковий опір бетону прогонової будови, МПа на стиснення на розтяг	R_b R_{bt}	9,40 0,77	12,00 0,90	>23,00 >1,35	8,50 0,65
Розрахунковий опір робочої арматури прогонової будови, МПа	R_s	190,0	190,0	190,0	190,0
Модуль пружності бетону (10^3), МПа	E_b	27,00	30,28	73,58	24,98
Модуль пружності арматури (10^5), МПа	E_s	2,06	2,06	2,06	2,06
Відношення модулів пружності при розрахунках на міцність та тріщиностійкість	n	7,00	6,27	2,58	7,60
Динамічний коефіцієнт (головна балка)	$1 + \mu$	1,487	1,487	1,487	1,487
Коефіцієнт уніфікації класифікації	Ψ	0,912	0,912	0,912	0,912
Коефіцієнт зменшення динамічного впливу тимчасового навантаження	θ	0,89	0,89	0,89	0,89

Продовження таблиці 1

1	2	3	4	5	6
Частка тимчасового навантаження, що припадає на головну балку	ε_m ε_Q	0,567 0,633	0,567 0,633	0,567 0,633	0,567 0,633
Постійне навантаження від ваги прогонової будови, кН/м	p_p	34,00	34,00	34,00	34,00
Постійне навантаження від ваги баласту з частинами колії, кН/м	p_b	20,60	20,60	20,60	20,60
Площа поперечного перерізу арматури у середині прогону, м ² (10 ⁻⁴)	A_s	136,68	136,68	136,68	136,68
Приведена товщина плити баластового корита, м	h_f	0,238	0,238	0,238	0,238
Прогин прогонової будови від випробувального навантаження, мм	$f_{в.}$	-	2,10	1,80	2,17

Розрахунок головної балки для трьох прогонових будов виконуємо на міцність та витривалість. На відміну від розрахунків за загальною

методикою окремі (важливі) параметри за запропонованою методикою обчислюються.

Для зручності розрахунків вони наведені у табличній формі (табл. 2).

Таблиця 2

Розрахунок головної балки на міцність за згинальним моментом та поперечною силою

Розрахункові параметри	Позначення	I	II	III	IV
1	2	3	4	5	6
Розрахунок за згинальним моментом					
Робоча висота перерізу балки в середині прогону, м	h_0	1,234	1,234	1,234	1,234
Величина еталонного навантаження за схемою Н1, кН/м	k_n	20,90	20,90	20,90	20,90
Висота стиснутої зони бетону з врахуванням стиснутої арматури, м	x	0,086	0,067	0,035	0,095
Граничний згинальний момент, кНм	$M_{зр.}$	3089,7	3096,5	3129,1	3077,1
Площа лінії впливу моменту, м ²	Ω	14,58	14,58	14,58	14,58
Згинальний момент від постійних навантажень в середині прогону, кНм	M_p	905,70	905,70	905,70	905,70
Допустиме тимчасове навантаження на головну балку, кН/м	k_z	232,60	236,24	239,75	234,15
Клас головної балки прогонової будови в середині прогону у розрахунках на міцність за згинальним моментом	K	6,825	6,906	7,001	6,843
Розрахунок за поперечною силою					
Робоча висота, м		1,295	1,295	1,295	1,295
Площа перерізу хомутиків, м ² (10 ⁻⁴)	A_{sw}	2,01	2,01	2,01	2,01
Довжина проекції невідгидного похилого перерізу на горизонталь, м	c	3,18 (2,59)	3,43 (2,59)	4,21 (2,59)	2,92 (2,59)
Площа лінії впливу поперечної сили, м: для постійного навантаження для тимчасового навантаження	Ω_p	2,61	2,61	2,61	2,61
	Ω	2,97	2,97	2,97	2,97

1	2	3	4	5	6
Поперечна сила від постійного навантаження, кН	Q_p	162,10	162,10	162,10	162,10
Коефіцієнт, що враховує вплив хомутів	φ_w	1,070	1,078	1,190	1,064
Коефіцієнт	φ_b	0,906	0,88	0,77	0,915
Гранична поперечна сила, кН	Q	2124,1	2653,7	4912,8	1928,9
Поперечна сила яку сприймає бетон, кН	Q_b	598,30	769,24	1010,11	504,06
Гранична поперечна сила за похилою тріщиною, кН	Q	1598,8	1769,74	2010,61	1504,56
Допустиме тимчасове навантаження, кН	k_Q	668,20	747,13	859,06	623,88
Клас головної балки	K	15,60	17,44	20,05	14,56

Розрахунок головної балки на витривалість ведемо для того ж перерізу (середина прогону). Розрахунок також представляємо у табличній формі (табл. 3).

На відміну від розрахунку на міцність необхідно застосовувати інший коефіцієнт відношення модулів міцності бетону та арматури (так зване «умовне співвідношення»).

Оскільки ми маємо фактичну міцність бетону, отриману за результатами виміру прогину прогонової будови, за даними табл. 4.7 [1] приймаємо ці співвідношення. Це в свою чергу вносить корективи у визначення висоти стислої зони бетону та приведенного моменту інерції при розрахунках на витривалість, які відображені у табл. 3.

Таблиця 3

Розрахунок головної балки на міцність за згинальним моментом та поперечною силою на витривалість

Розрахункові параметри		I	II	III	IV
1	2	3	4	5	6
Згинальний момент від постійних навантажень, кНм	M_p^1	796,10	796,10	796,10	796,10
Згинальний момент від тимчасового вертикального навантаження, кНм	M_v^1	1523,8	1523,8	1523,8	1523,8
Асиметрія циклу напружень					
- бетону	ρ_b	0,34	0,34	0,34	0,34
- арматури	ρ_a	0,42	0,42	0,42	0,42
Коефіцієнти	ε_b	1,12	1,12	1,12	1,12
	ε_{ps}	1,00	1,00	1,00	1,00
Розрахункові опори при розрахунках на витривалість, МПа					
бетону	R_b^1	6,32	8,06	15,45	5,71
арматури	R_s^1	190,00	190,00	190,00	190,00
Умовне співвідношення модулів пружності бетону та арматури при розрахунках на витривалість	n^1	23,50	20,00	10,00	25,00
Висота стислої зони бетону, м	x^1	0,248	0,289	0,262	0,241
Момент інерції приведенного перерізу (розрахунковий – I та експериментальний – II, III, IV), м ⁴	I_{red}	0,328	0,268	0,160	0,352

1	2	3	4	5	6
Клас головної балки за витривалістю бетону	K	30,53	26,96	34,88	30,46
Допустиме вертикальне навантаження за витривалістю арматури, кН/м	k_s	239,1	238,7	295,4	239,7
Клас головної балки за витривалістю арматури	K	7,01	7,00	8,69	7,03

Розрахунок для прогонової будови I виконано за загальною методикою і отримані класи прогонової будови.

Прогонові будови II, III з реальних об'єктів на яких виконані випробування з виміром прогину прогонової будови в середині прогону. Для об'єкта IV прогин взятий з наведеного графіка, який побудовано за результатами численних вимірів прогинів прогонових будов і пропонується для використання у тих випадках, коли відсутні дані по прогинах прогонових будов при випробуванні.

У даному випадку за рекомендованою методикою розрахунок починається з визначення приведеної жорсткості прогонової будови за формулою [1]

$$EI_{red} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{f_{sum}}. \quad (1)$$

Отримане значення EI_{red} дозволяє з виразів (2) отримати експериментальне значення E_b , оскільки ліва частина – це конкретне число.

$$EI_{red} = \frac{b_f(x')^3 \cdot E_b}{3} - \frac{(b_f - b) \cdot (x' - h'_f)^3 \cdot E_b}{3} + E_s A'_s (x' - a'_s)^2 + E_s A_s (h_0 - x')^2$$

$$x' = -\frac{h_f(b_f - b) + \frac{E_s}{E_b}(A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left[\frac{h_f(b_f - b) + \frac{E_s}{E_b}(A_s + A'_s)}{b} \right]^2 + \frac{h_f^2(b_f - b) + 2 \frac{E_s}{E_b}(A_s h_0 + A'_s a'_s)}{b}}. \quad (2)$$

Права частина має лінійні параметри, які для всіх трьох прогонових будов є однаковими. Тому маємо наступний вигляд системи рівнянь,

з яких знаходимо невідомі величини E_b та x' , враховуючи те, що ліва частина першого рівняння є величина відома

$$EI_{red} = 0,8167 \cdot (x')^3 \cdot E_b - 0,6167 \cdot (x' - 0,238)^3 \cdot E_b + 66,25 \cdot (x' - 0,038)^2 \cdot 10^4 + 281,6 \cdot 10^4 (1,234 - x')^2$$

$$x' = -0,7338 - \frac{579,75}{E_b} \cdot 10^4 + \sqrt{\left(0,7338 + \frac{5792,52}{E_b} \cdot 10^4 \right)^2 + \frac{700}{E_b} \cdot 10^4} \quad (3)$$

Після підстановки даних отримуємо систему рівнянь яку розв'язуємо три рази (для трьох

значень приведеної жорсткості прогонової будови: 3,587; 4,185 та 3,471 МПа згідно табл. 3)

$$EI_{red} = 0,2(x')^3 \cdot E_b + 0,4403(x')^2 \cdot E_b - 0,1048(x') \cdot E_b + 0,0083 \cdot E_b + 347,85 \cdot (x')^2 \cdot 10^4 -$$

$$-700 \cdot (x') \cdot 10^4 + 428,9 \cdot 10^4$$

$$(x')^2 \cdot E_b + 1,4676(x') \cdot E_b + 1159,5(x') \cdot 10^4 - 700 \cdot 10^4 = 0. \quad (4)$$

Отримані значення висоти стислої зони бетону (x') та модуля пружності бетону E_b для трьох випадків відповідають значенням реально вимірених величин і дозволять використати їх для подальших розрахунків.

Поділивши приведену жорсткість на отримані значення модуля пружності маємо реальний приведений момент інерції I_{red} . Крім того по значенню модуля пружності бетону прийма-

ємо за [1] значення розрахункового опору бетону на стиснення та на розтяг.

Виконані розрахунки наведені у табл. 1, 2, 3, де виділені величини, які в тій чи іншій мірі залежать від експериментально отриманого прогину прогонової будови. Як видно, класи визначені теоретично та за прогином дуже близькі, але це тільки тому, що прогини прогонових будов відрізняються незначно.

В реальних умовах при випробуванні розбіжність у величинах прогинів однотипних прогонових будов буває значною. Випробування серії однотипних прогонових будов одним і тим же навантаженням, які ще не експлуатувались, а знаходяться на площадці заводу МЗБК, дають розбіжність у прогині до 30...80 %. Ще більша розбіжність буває у тому випадку, коли прогонові будови виготовлені на різних заводах. Якщо проаналізувати весь процес виготовлення прогонової будови, то ця різниця поступово накопичується за рахунок наступних чинників:

1. Хоча і незначної, але різниці у самому арматурному каркасі (розташування по горизонталі та вертикалі стержнів робочої арматури, хомутів).

2. Різниці у складі бетону (пісок, щебінь, цемент, вода) як за якістю так і за співвідношенням.

3. Відхиленнями у режимі термічної обробки (пропарювання).

4. Відхилення у товщині захисного шару бетону.

5. Температурний режим в якому зберігається прогонова будова на площадці після її вилучення з пропарювальної камери (літо, зима, дощ, спека, холод).

6. Різний характер усадки бетону, зчеплення бетону з арматурою.

Це яскраво підтверджують дані табл. 1 [1] де для прогонової будови розрахунковим прогоном 10,80 м наведені реальні дані прогинів, отримані при випробуваннях: 2,10; 1,24; 2,17; 1,05; 1,52 мм. Розбіжність складає 200 %. Гео-

ретично розраховані класи даних прогонових будов за опалубними кресленнями будуть однаковими, а розраховані за результатами прогинів значно різними.

Тому можна було б запровадити обов'язковими випробування прогонових будов з вимірюванням прогину в середині прогону на заводах МЗБК однотипним контрольним статичним навантаженням і відображати результат у відпускну документі (паспорті). Це дасть можливість розподіляти однотипні прогонові будови по гатунку і крім того зразу визначати клас прогонової будови за графіками прямої залежності $K = f(f_{\text{вн}})$.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Солдатов, К. І. Визначення класів залізничних залізобетонних прогонових будов мостів за величиною пружних прогинів [Текст] / К. І. Солдатов, М. К. Журбенко, С. В. Ключник.
2. Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів [Текст] / В. І. Борщов і ін. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2003. – 404 с.
3. Пшінько, О. М. Наставови із ремонту бетонних і залізобетонних конструкцій мостів і труб, що експлуатуються [Текст] / О. М. Пшінько і ін. – К.; Вид-во ТОВ «Швидкий Рух», 2006. – 280 с.

Надійшла до редколегії 23.07.2012.

Прийнята до друку 13.07.2012.

К. И. СОЛДАТОВ, М. К. ЖУРБЕНКО, С. В. КЛЮЧНИК, А. В. ГАРМАШ (ДИИТ)

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ РАСЧЕТ КЛАССА ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТА

В статье сопоставляются две методики определения грузоподъемности железобетонного пролетного строения под железную дорогу (по опалубочным чертежам – теоретическая и по прогибам от испытательной нагрузки – практическая).

Ключевые слова: грузоподъемность, пролетное строение, временная вертикальная нагрузка, жесткость изгибаемого элемента, прогиб, класс

K. I. SOLDATOV, M. K. ZHURBENKO, S. V. KLYUCHNIK, A. V. GARMASH
(Dniepropetrovsk National University of Railway Transport)

THE COMPARATIVE CALCULATION OF THE CLASS OF THE REINFORCED CONCRETE SPAN OF THE RAILWAY BRIDGE

Two methods of determining the bearing capacity of the reinforced concrete span of the railway bridge are compared in this article (theoretical by considering the formwork drawings and the practical by considering the sag under the test load).

Keywords: bearing capacity, span, temporary vertical load, bending stiffness of the element, deflection