

ВИЗНАЧЕННЯ КЛАСІВ ЗАЛІЗНИЧНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ЗА ВЕЛИЧИНОЮ ПРУЖНИХ ПРОГИНІВ

У статті розглядається методика визначення вантажопідйомності залізобетонних прогонових будов під залізницю на основі виміру їх прогинів при статичних випробуваннях.

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

Безпечні режими пропуску навантажень, що обертаються по залізничних мостах взагалі та по залізобетонних прогонових будовах зокрема, базуються на підставі достовірних даних про їх фактичну вантажопідйомність. Але розрахунки вантажопідйомності відповідно до «Правил визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів» [1] базуються не на зовсім достовірних даних. До цих даних можна віднести похибки, які виникають: при визначенні ступеню корозії арматури, міцності бетону, оцінки ступеню впливу тих чи інших ушкоджень (сколи бетону, тріщини різного розкриття, вилугування бетонного каменю, і т.п. [2], а також при прийнятті параметрів модуля пружності бетону, розрахункового опору бетону. Допустиме тимчасове навантаження і клас таких прогонових будов визначається по відпрацьованій методиці шляхом обчислення їх вантажопідйомності за опалубними і арматурними кресленнями з врахуванням ушкоджень. Тобто, ми отримуємо теоретичну вантажопідйомність, яка базується на узагальнених принципах розрахунку залізобетонних конструкцій взагалі з деякими особливостями, що відносяться до прогонових будов мостів.

За відсутності виконавчих або проектних креслень на прогонову будову, необхідно отримати дані для проведення розрахунків безпосередньо на об'єкті, шляхом лінійних обмірів, визначення характеристик міцності матеріалів (бетону та арматури) із застосуванням спеціальних технічних засобів, які дозволяють виміряти: товщину захисного шару бетону, міцність бетону, площу арматури, фактичний діаметр робочої та розподільчої арматури, її розташування у поперечному перетині балки тощо. У паспорті кожного такого приладу наведено діапазон похибки вимірювання, тобто загальна похибка ϵ , а головне те, що ми не знаємо як це остаточно відображається на кінце-

вому результаті. Для вирішення обмірів з високою точністю необхідно мати необхідний набір високоточних технічних засобів і підготовлений інженерно-технічний персонал.

Аналіз результатів великої кількості проведених статичних випробувань балкових прогонових будов залізничних мостів з вимірюванням прогинів головних балок у середині прогону від випробувального навантаження показав, що залежність між прикладеною силою і прогином балки при незмінній теоретичній жорсткості елементу, що згинається, на стадії його пружної роботи, не є лінійною (табл. 1), на відміну від теоретичної.

Відповідно до вимог ДБН 2.3-14:2006 [3] граничні вертикальні пружні прогини від дії рухомого тимчасового вертикального навантаження (при $\gamma_f = 1$ та динамічному коефіцієнті $1 + \mu = 1$, що відповідає статичному навантаженню або, так званому, «проповзанню» з швидкістю 5 км/год.) для залізничних мостів повинні відповідати умові і визначаються за формулою:

$$f_n \leq \frac{1}{800 - 1,25l_p} \cdot l_p, \quad (1)$$

де f_n – нормативний прогин прогонової будови, м; l_p – величина розрахункового прогону, м.

Можливість використання даної залежності для обчислення класу прогонової будови відповідає, якщо звернутися до природи обмеження прогину величиною за формулою (1). Згідно [4] він обмежується з причин:

- наявності ударних імпульсів при проході по мосту вантажних поїздів за рахунок прогину прогонової будови і особливо кутів перелому профілю на кінцях прогонової будови (в місці спирання на опорні частини);
- можливого розвантаження ресор рухомого складу особливо пасажирських поїздів

(вони значно легші ніж вантажні і прогонова будова не реалізує прогин провисання оскільки має відповідний значний будівельний підйом);
– з причин різної дії вантажних та пасажирських поїздів будівельний підйом має різні

обмеження в тому числі і від швидкості руху (1/2000 при швидкості до 160 км/год. для пасажирських поїздів та 1/1000 – для вантажних поїздів при швидкості до 120 км/год.).

Таблиця 1

Результати випробувань з вимірювання прогинів прогонових будов залізничних залізобетонних мостів (не попередньо напружених)

Розрахунковий прогин, м	Проектне навантаження	Тип навантаження при випробуванні	Еквівалентне навантаження кН/м	Норми проектування	Пружний прогин, мм
7,50	H8	ТЕМ-2У	50,10	ТУПМ-47	0,33
7,50	H8	ТГМ-4	38,45	ТУПМ-47	0,40
8,70	C14	ТГМ-4	35,96	СН-200-62	0,86
8,70	H7	ТЕ-3	49,10	ТУПМ-47	0,66
10,80	C14	2ТЕ-10М	42,52	СН-200-62	2,10
10,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	1,24
10,80	C14	ТЕ-3	34,04	СН-200-62	2,17
10,80	H8	ТЕМ-2У	41,26	ТУПМ-47	0,67
10,80	H8	ТЕМ-2У	41,26	ТУПМ-47	1,05
10,80	C14	ТТГМ-4	33,88	СН-200-62	1,52
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	1,70
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	2,00
12,80	H8	2ТЕ-10М	45,26	ТУПМ-47	2,40
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	2,89
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	2,73
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	2,44
12,80	H8	ТЕ-3	34,04	ТУПМ-47	2,66
12,80	C14	2ТЕ-10М	44,93	СН 200-62	3,15
15,80	H8	2ТЕ-10М	42,35	ТУПМ-47	2,86
15,80	H8	ТЕ-3	37,50	ТУПМ-47	3,77
15,80	H8	2ТЕ-10М	42,35	ТУПМ-47	4,19
15,80	H8	2ТЕ-10М	42,35	ТУПМ-47	3,10

Як видно, нормативний прогин не є показником жорсткості прогонової будови оскільки він прив'язаний тільки до довжини прогону і головне – у 6...10 разів перевищує прогин отриманий експериментально або обчислений теоретично.

У дуже багатьох публікаціях експериментального характеру, де вимірюється прогин залізобетонної прогонової будови від статичного навантаження, він зрівнюється з нормативним і далі іде констатація, що «прогин прогонової будови від випробувального навантаження не

перевищує допустимого». Такий висновок можна робити тільки в тому випадку, якщо проведені динамічні випробування при різних швидкостях руху поїздів.

В свою чергу наявність прогину прогонової будови при статичних випробуваннях рівномірно-розподіленим навантаженням дає надійну інформацію для обчислення реального класу прогонової будови. З цією метою були оброблені результати випробувань залізобетонних типових прогонових (не напружених і попередньо-напружених) будов під залізницю. З пере-

ліку матеріалу були вилучені результати по прогонових будовах, що мали значні дефекти (див. табл. 1).

Звертаючись до табл. 1, бачимо, що для однотипних прогонових будов і при однаковому навантаженні з різних причин (основні з яких перелічені вище) прогини значно відрізняються. Наприклад, якщо для прогонової будови розрахунковим прогоном 10,80 м (СН 200-62, С14), середня величина пружного прогину становить 1,8 мм то різниця між мінімальною та

максимальною величинами відповідно складає: +16,8 % та –32,0 %.

Значно більш стабільними є прогини залізобетонних попередньо-напружених прогонових будов. У табл. 2 наведені дані по даних прогонових будовах. Тут різниця між середньою величиною прогину та відхиленнями в сторону зменшення та збільшення значно менші (по прогонових будовах 18,00 м: +8,75 % та –10,4 %; 22,90 м: +10,9 % та –9,2 %; 33,50 м: +6,6 % та –6,5 %).

Таблиця 2

Результати випробувань з вимірювання прогинів прогонових будов залізничних залізобетонних мостів (попередньо-напружених)

Розрахунковий прогін, м	Проектне навантаження	Еквівалентне навантаження, кН/м	Тип навантаження при випробуванні	Норми проектування	Пружний прогин, мм
18,00	С14	31,10	ТГМ-4	СН200-62	2,44
18,00	С14	31,10	ТГМ-4	СН200-62	2,15
18,00	С14	36,15	ТЕМ-2У	СН200-62	2,61
22,90	С14	41,09	2ТЕ-10М	СН200-62	6,70
22,90	С14	34,42	2хТЕМ-2	СН200-62	7,10
22,90	С14	34,42	2хТЕМ-2	СН-200-62	6,58
22,90	С14	36,38	ВЛ8	ТУПМ-47	5,89
22,90	С14	36,38	ВЛ8	ТУПМ-47	6,13
27,60	С14	41,18	2ТЕ-10М	СН200-62	6,90
33,50	С14	34,51	ВЛ8	СН-200-62	15,22
33,50	С14	34,51	ВЛ8	ТУПМ-47	14,25
33,50	С14	34,51	ВЛ8	ТУПМ-47	13,34

Така розбіжність результатів може бути тільки за рахунок розбіжності у реальній жорсткості прогонової будови B_k (дивись нижче) та інтенсивності рівномірно-розподіленого навантаження q . Але при випробуваннях ми маємо конкретне тимчасове навантаження і у всіх випадках точно визначаємо величину його рівномірно-розподіленого навантаження за спеціальними таблицями, або безпосереднім розрахунком, тобто чинник навантаження відпадає і різниця може бути тільки за рахунок жорсткості. Закономірно і те, що різниця для попередньо-напружених прогонових будов значно менша, бо при їх армуванні та виготовленні більш строго дотримуються натягу пучків високоміцної арматури.

Пружний прогин статично визначної балки при її завантаженні рівномірно-розподіленим по довжині прогонової будови навантаженням

визначається по відомій формулі будівельної механіки

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI}, \quad (2)$$

де f – прогин балки, м; q – рівномірно розподілене (погонне) навантаження, кН/м; l – розрахунковий прогін балки, м; E – модуль пружності матеріалу балки, кН/м²; I – момент інерції поперечного перетину балки, м⁴.

У формулі (2) EI – є жорсткість прогонової будови, кНм².

У зв'язку з тим, що залізобетонні прогонові будови складаються з двох матеріалів (арматурна сталь і бетон) у формулі (2) необхідно модуль пружності (E) замінити на приведений до бетону модуль пружності (E_b) і відповідно, момент інерції (I) на приведений момент інерції залізобетонного перетину балки ($I_{red.}$), тоб-

то ми замінюємо складену балку на еквівалентну бетонну.

При завантаженні прогонової будови рівномірно-розподіленим навантаженням прогонова будова прогинається і в середині має максимальний прогин рівний f , але при цьому не повинно виникати утворення тріщин в розтягнутій зоні бетону балки більше тих, що передбачені розрахунком ($\Delta \leq 0,2$ мм). Враховуючи ці обставини жорсткість прогонової будови EI при короткочасній дії навантаження визначається за формулою (3), тобто вводиться понижуючий коефіцієнт 0,85

$$B_k = 0,85E_b I_{red}, \quad (3)$$

де I_{red} – момент інерції приведенного перетину, що включає повний переріз бетону і площу перетину всієї поздовжньої арматури, помноженої на відношення модулів пружності арматури і бетону, рівне $n = \frac{E_s}{E_b}$ (для розрахунку на міцність). Замінюючи у формулі (2) жорсткість балки (EI) на короткочасну жорсткість –

$B_k = 0,85E_b I_{red}$, отримуємо формулу для прогину у такому вигляді:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{0,85E_b I_{red}}. \quad (4)$$

Таким чином, якщо ми маємо при випробуванні прогин прогонової будови $f_{вип}$ від конкретного рівномірно-розподіленого навантаження q , ми можемо отримати експериментальну величину жорсткості B_k з виразу

$$B_k = 0,85E_b I_{red} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{f_{вип}}. \quad (5)$$

Використовуючи дані випробувань (див. табл. 1), обчислено експериментальну величину жорсткості для різних типів прогонових будов. Крім того обчислено дану жорсткість безпосередньо по перерізу балки (за арматурними кресленнями).

Дані розрахунків зведені у табл. 3.

Таблиця 3

Результати розрахунків приведеної жорсткості залізобетонних прогонових будов залізничних мостів (прогонові будови ненапружені)

Розрахунковий прогин, м	Еквівалентне навантаження, кН/м	Нормативний прогин, м	Експериментальне значення прогину, м	Величина приведеної жорсткості прогонової будови за результатами випробувань, кНм ²	Приведений момент інерції обчислений за перерізом, м ⁴
10,80	42,52	0,01373	0,00210	358680	0,095041
10,80	42,52	0,01373	0,00217	347109	0,095041
10,80	42,52	0,01373	0,00152	495544	0,095041
10,80	42,52	0,01373	0,00140	538020	0,095041
12,80	34,04	0,01632	0,00200	594940	0,116904
12,80	34,04	0,01632	0,00170	699915	0,116904
12,80	34,04	0,01632	0,00244	487634	0,116904
12,80	34,04	0,01632	0,00266	447328	0,116904
12,80	34,04	0,01632	0,00273	435861	0,116904
12,80	44,93	0,01632	0,00315	498537	0,116904
15,80	37,50	0,01922	0,00377	807215	0,199796
15,80	37,50	0,01922	0,00342	889824	0,199796

Формула (4) має той же фізичний сенс, що і формула (2). При підстановці у формулу (4) чисельного значення фактичного прогину про-

гону, отриманого при завантаженні його випробувальним розподіленим тимчасовим нава-

нтаженням, маємо значення реальної жорсткості B_k при короткочасній дії навантаження.

Звернемось до формули зведеного моменту інерції таврового перерізу залізобетонної прогонової будови

$$I_{red} = \frac{b_f(x')^3}{3} - \frac{(b_f - b) \cdot (x' - h'_f)^3}{3} + \frac{E_s}{E_b} A'_s (x' - a'_s)^2 + \frac{E_s}{E_b} A_s (h_0 - x'); \quad (6)$$

$$x' = \frac{h_f(b_f - b) + \frac{E_s}{E_b}(A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left[\frac{h_f(b_f - b) + \frac{E_s}{E_b}(A_s + A'_s)}{b} \right]^2 + \frac{h_f^2(b_f - b) + 2\frac{E_s}{E_b}(A_s h_0 + A'_s a'_s)}{b}}. \quad (7)$$

В формулі два перші члени – це звичайний момент інерції таврового перерізу, а два інші – додаток за рахунок врахування арматури залізобетонного перерізу. З усіх складових даних формул тільки E_s та E_b не є лінійними величинами, але модуль пружності металу E_s можна вважати теж величиною фіксованою, чого не можна сказати за E_b , оскільки на цей показник впливає ціла низка чинників.

Тому з цих двох виразів після підстановки всіх інших величин можна отримати реальний (експериментальний) модуль пружності бетону

$$E_b I_{red} = \frac{b_f(x')^3 \cdot E_b}{3} - \frac{(b_f - b) \cdot (x' - h'_f)^3 \cdot E_b}{3} + E_s A'_s (x' - a'_s)^2 + E_s A_s (h_0 - x'); \quad (8)$$

$$x' = \frac{h_f(b_f - b) + \frac{E_s}{E_b}(A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left[\frac{h_f(b_f - b) + \frac{E_s}{E_b}(A_s + A'_s)}{b} \right]^2 + \frac{h_f^2(b_f - b) + 2\frac{E_s}{E_b}(A_s h_0 + A'_s a'_s)}{b}}. \quad (9)$$

Тепер ми маємо вираз, де невідомою величиною є модуль пружності бетону. Отримавши модуль пружності бетону, легко знаходимо значення приведенного моменту інерції. Приведений момент інерції дає змогу уточнити момент інерції бетонного перерізу

$$I_b = \frac{b_f(x')^3}{3} - \frac{(b_f - b) \cdot (x' - h'_f)^3}{3}. \quad (10)$$

У тих випадках якщо відсутні дані по експериментальним прогинам прогонових будов, можна скористатись залежностями, які отримані на основі обробки даних чисельних випробувань, проведених ГНДЛ Динаміки мостів (зараз ГНДЛ Штучних споруд). Залежність експериментального прогину залізобетонної прогонової будови для зручності користування зведена до одного параметра – розрахункової довжини прогонової будови l_p (по аналогії як це зроблено і для нормативного прогину). Графіки наведені на рис. 1, а, б.

на основі відомої величини приведеної жорсткості.

Ми маємо експериментальне значення жорсткості $B_k = E_b I_{red}$. Але для визначення E_b нам потрібно мати експериментальне значення I_{red} , а у нас є експериментальне тільки $B_k = E_b I_{red}$. Перепишемо дані вирази таким чином, щоб у нас у лівій частині була приведена жорсткість $B_k = E_b I_{red}$. Дані вирази мають наступний вигляд

Наявність експериментально встановлених значень приведенного моменту інерції I_{red} , модуля пружності бетону E_b та висоти стислої зони бетону x' дозволяє отримати надійні результати класу прогонової будови за міцністю за згинальним моментом та поперечною силою та за витривалістю бетону і арматури за формулами [1]

$$K = \frac{\Psi \cdot k_M}{k_{et} \cdot (1 + \mu)}; \quad k_M = \frac{M - M_p}{n_v \cdot \varepsilon_M \cdot \Omega}; \quad (11)$$

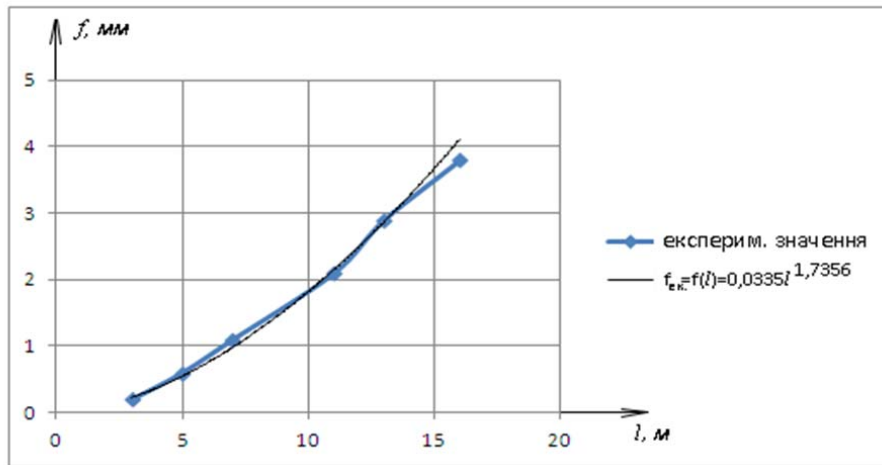
$$K = \frac{\Psi \cdot k_Q}{k_{et} \cdot (1 + \mu)}; \quad k_Q = \frac{Q - Q_p}{n_v \cdot \varepsilon_M \cdot \Omega}; \quad (12)$$

$$K = \frac{\Psi \cdot k_a}{k_{et} \cdot (1 + \mu)}; \quad k_a = \frac{1}{\theta \cdot \varepsilon_M \cdot \Omega} \left(\frac{R_{bf} \cdot I_{red}}{n'(h - x' - a_a)} - M_{1p} \right); \quad (13)$$

$$K = \frac{\psi \cdot k_b}{k_{et} \cdot (1 + \mu)};$$

$$k_b = \frac{1}{\theta \cdot \varepsilon_M \cdot \Omega} \left(\frac{R_{bf} \cdot I_{red}}{x'} - M_p \right). \quad (14)$$

a)



б)

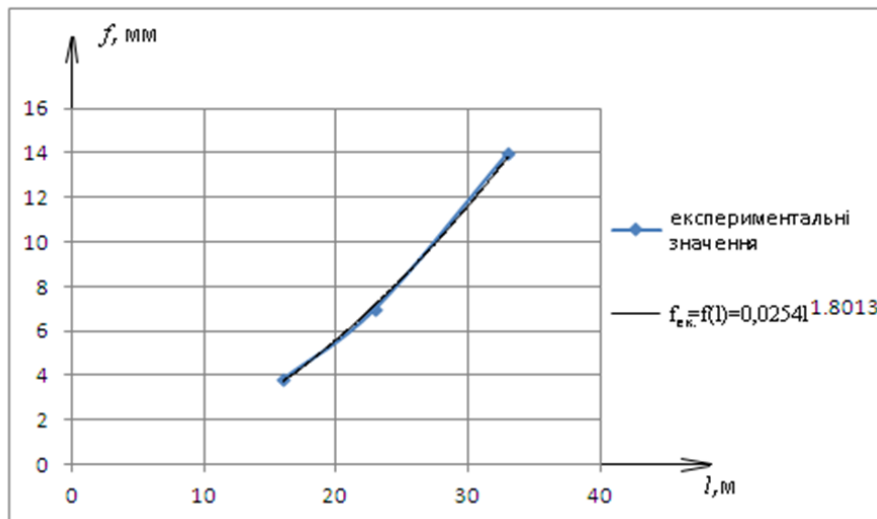


Рис. 1. Графіки залежності експериментального прогину прогонової будови від розрахункової довжини прогону (приведено до одного навантаження):

а – для прогонових будов з каркасною арматурою, б – для прогонових будов з попередньо напруженою арматурою

У даних формулах прийняті ті ж позначення, що і у [1].

Що стосується визначення класу за міцністю, то експериментально визначене вище значення модуля пружності бетону E_b дає змогу отримати розрахунковий опір бетону прогонової будови R_b та більш точно встановити висоту стислої зони бетону x_1 , граничний згинальний момент $M_{гр}$ і клас за згинальним моментом.

Стосовно вихідних даних та розрахунку плити баластового корита уточнення отримуємо для окремих параметрів та виразів і для класів на міцність та витривалість.

Обчислення класу прогонової будови за запропонованою методикою дозволяє в короткий термін отримати надійні результати реальної вантажопідйомності прогонової будови і її класу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів [Текст] / В. І. Борщов і ін. – Д.: Вид-во ДНУЗТ, 2003. – 404 с.
2. 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.

3. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Текст]. – Введ. 2007-02-01. – К.: Мін. буд., архіт. та житл.-комун. госп-ва, 2006. – 359 с.
4. Петропавловский, А. А. Проектирование металлических мостов [Текст]: учебник / А. А. Пет-

ропавловский и др., под ред. А. А. Петропавловского. – М.: Транспорт, 1982. – 320 с.

Надійшла до редколегії 23.07.2012.
Прийнята до друку 13.08.2012.

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

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КЛАССОВ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ ПО ВЕЛИЧИНЕ УПРУГИХ ПРОГИБОВ

В статье рассматривается методика определения грузоподъемности железобетонных пролетных строений под железную дорогу на основе измеренных прогибов при статических испытаниях.

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

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

DETERMINING THE CLASS OF THE RAILWAY REINFORCED CONCRETE SPANS OF THE BRIDGES BY CONSIDERING THE MAGNITUDE OF THE ELASTIC SAGS

The method of determining the bearing capacity of the reinforced concrete spans under the railway by using the measurements of their sag under static tests is considered in this article.

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