

УДК 624.21/699.841

# **ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ МЕТАЛЕВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ПІШОХІДНИХ МОСТІВ ПРИ СЕЙСМІЧНИХ ВПЛИВАХ**

В.М.Косяк

Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту  
імені академіка В. Лазаряна

**АНОТАЦІЯ:** в цій статті наведено результати дослідження роботи металевих прогонових споруд пішохідних мостів при сейсмічній дії землетрусів 7...9 балів

**АННОТАЦИЯ:** в настоящей статье приведены результаты исследования работы металлических пролетных строений пешеходных мостов при сейсмическом воздействии землетрясений силой 7...9 баллов.

**ABSTRACT:** in the real article results over of research of works of metallic structures of foot-bridges are brought at seismic influence of earthquakes by force 7...9 on the Richter scale

## **Вступ**

Одною з основних причин пошкодження споруд під час сейсмічних впливів є дія сейсмічних (інерційних) сил та коливань, які передаються від руху основи на елементи конструкції. При інтенсивних нелінійних сейсмічних коливаннях, які мають складний просторовий характер, виникають пошкодження та деформації за межею пружності. В існуючих методиках визначення сейсмічних сил [1, 2, 3] вважається достатнім розглядати три (горизонтальну поздовжню і поперечну та вертикальну) незалежні складові компонентів коливань. Інерційні сили в практичних розрахунках можуть бути обчислені на основі принципів прикладної теорії коливань з наступними спрощеннями:

- 1 – основа споруди вважається абсолютно жорсткою платформою, всі точки якої коливаються за єдиним законом;
- 2 – матеріал споруди вважається абсолютно пружним;
- 3 – в кожному елементі конструкції відбувається втрата енергії, пропорційна жорсткості.

### Постановка задачі

В роботі досліджується робота пішохідних мостів з типовими металевими прогоновими будовами з метою визначення величини сейсмічної сили в залежності від тривалості сейсмічного впливу інтенсивністю 7 балів. Прийнято, що основа споруди коливається в горизонтальній площині за відомим законом руху в часі. Деформаційні властивості представлені за допомогою одиничних переміщень  $\delta_k$  точок, в яких знаходяться зосереджені маси, які складають квадратну симетричну матрицю виду  $\delta = [\delta_k]^n$ .

Мета роботи – визначення напружено-деформованого стану елементів споруди в кожний момент часу через сукупність відносних переміщень  $u_k(t)$  зосереджених мас  $m_k$  від положення рівноваги; кількість координат дорівнює кількості зосереджених мас та ступеню свободи системи.

### Розрахункова схема та основні характеристики елементів мосту

Розрахункова схема мосту прийнята з дискретним розташуванням семи зосереджених мас. Розрахункові параметри опор та прогонових будов (таблиця 1) прийняті у відповідності з типовими проектами. Зосереджені маси прогонових будов розташовані в середині кожної третини довжини прольоту. Зосереджена маса верхньої половини стійок опор об'єднана з масою ригеля і розташована в рівні його центру ваги. Маса нижньої частини опор не врахована. Матеріал прогонових будов опор має модуль пружності 350МПа.

Таблиця 1. Розрахункові параметри прогонових будов та опор

Основні характеристики	Довжина розрахункового прольоту прогонових будов		
	33.0	44.0	55.0
Маса прогонової будови, т	52.221	69.36	89.04
Момент інерції перерізу, м <sup>4</sup>	0.7276	0.8868	0.8868
Величина зосередженої маси, т	17.407	23.12	29.68

	Характеристики проміжних опор		
Момент інерції перерізу, м <sup>4</sup>	0.0114	0.984	0.984
Величина зосередженої маси, т	4.17	5.8	5.8

Дослідження вільних коливань для обраної розрахункової схеми було виконано за наступним алгоритмом: визначення розрахункових параметрів системи, визначення періодів, та основних динамічних параметрів системи, які значною мірою визначають її реакцію на сейсмічні навантаження - частот і форми власних коливань.

### **Основні рівняння горизонтальних коливань прогонових будов, викликаних сейсмічними впливами**

При сейсмічних коливаннях кожній зосередженій масі відповідає зосереджена сила інерції:

$$S_k(t) = -m_k [\ddot{Y}_0(t) + \ddot{y}_k(t)] \quad (1)$$

Диференційні рівняння коливань отримані відповідно до переміщень точок системи під впливом сил інерції:

$$Y_k(t) = \sum_{i=1}^n m_k [\ddot{Y}_0(t) + \ddot{y}(t)] \cdot \delta_{ki} \quad (2)$$

або

$$Y_k(t) - \sum_{i=1}^n m_k \cdot \delta_{ki} \cdot \ddot{y}(t) = \ddot{Y}_0(t) \sum_{i=1}^n m_k \cdot \delta_{ik} \quad (3)$$

з начальними умовами сейсмічних коливань, які відповідають стану покою системи:

$$Y_k(\mathbf{0}); y'_k(\mathbf{0}) = \mathbf{0} \quad ; k = 1 \dots 7 \quad (4)$$

для яких визначається функція  $y_k(t)$ , що описує коливання системи.

Згідно теорії систем лінійних неоднорідних диференціальних рівнянь другого порядку рішення може бути представлено у вигляді формули, що описує переміщення в процесі сейсмічних коливань:

$$Y_k = - \sum_{i=1}^7 x_{ik} \cdot \frac{D_i}{\varphi_i} \int_0^t \dot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma}{2}\varphi_i(t-\tau)} \cdot \sin \varphi_i(t-\tau) dt \quad (5)$$

$$D_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot x_{ik}}{m_k \cdot x_{ik}^2}, n = 1 \dots 7$$

де  $D_i$  - коефіцієнт розкладання,  $x_{ik}$  - амплітудні коефіцієнти, які визначають форму вільних коливань,  $\varphi_i$  - власні частоти системи,  $\gamma$  - коефіцієнт непружного опору, експотенційний множник, який враховує розсіювання енергії.

Переміщення, відповідні  $i$ -й горизонтальній складовій сейсмічних коливань пропорційні ординатам власної форми, яка має амплітудні значення  $x_{ik}$ . Єдиним зовнішнім навантаженням, яке врівноважує такі переміщення, є сила інерції  $i$ -го горизонтального коливання  $S_{ik}(t)$ , тому вони мають бути пропорційні власному навантаженню та формі:

$$S_{ik}(t) = m_k \cdot \varphi_i^2 \cdot Y_{ik}(t) \quad (6)$$

Сумарні сили інерції

$$S_k(t) = \sum_{i=1}^a S_{ik}(t) = -m_k \cdot \sum_{i=1}^a x_{ik} \cdot D_i \cdot \varphi_i \cdot \int_0^t \dot{Y}_0(\tau) e^{-\frac{\gamma}{2}\varphi_i(t-\tau)} \cdot \sin \varphi_i(t-\tau) dt \quad (7)$$

Для закону збудження основи, записаному у вигляді

$$Y_0(t) = A \cdot \sin \omega t \quad (8)$$

отримаємо закон змінення прискорень в часі

$$\dot{Y}(t) = -A \cdot \omega^2 \cdot \sin \omega t = -W_0 \cdot \sin \omega t \quad (9)$$

де  $W_0 = A \cdot \omega^2$  - максимальне прискорення основи.

Величина сейсмічної сили з урахуванням отриманих залежностей буде записана у вигляді:

$$S_k(t) = -m_k \cdot \sum_{i=1}^n x_{ik} \cdot D_i \cdot \varphi_i \cdot \int_0^t -W_0 \sin \omega t \cdot e^{-\frac{\gamma}{2} \varphi_i (t-\tau)} \cdot \sin \varphi_i (t-\tau) d\tau \quad (10)$$

### **Розрахунок типових металевих прогонових будов на горизонтальні сейсмічні впливи різної бальності горизонтальних коливань прогонових будов, викликаних сейсмічними впливами**

Дослідження вільних коливань виконується в наступній послідовності:

- 1) Вибір розрахункової схеми;
- 2) Знаходження необхідних розрахункових параметрів;
- 3) Визначення періодів, частот і форм вільних коливань.

Частоти і форми власних коливань є основними динамічними параметрами системи, які визначають характер її реакції на сейсмічні впливи. Кожному горизонтальному коливанню притаманна своя власна форма. Кількість власних форм коливань відповідає кількості ступенів свободи. Розрахункова схема прийнята із сімома ступенями свободи.

Розрахункові параметри приймаються на основі типових проектів і визначаються за розмірами прогонової споруди і опори. Модуль пружності при визначенні жорсткості прийнято рівним . При виборі розрахункової схеми прогін ділиться на три рівні частини і їх маси зосереджуються в середині частин. Крім того, маса верхньої половини стійок можливо включити в масу ригеля, зосереджену в рівні його центра ваги, а масу нижньої частини опори не враховувати. Визначення періодів і форм власних коливань споруди, що представлена дискретною розрахунковою схемою, пов'язане з проблемою власних значень квадратної суттєвої матриці.

$$[m_k \delta_{kv}]_{k,v}^{i,n} = \begin{bmatrix} m_1 \delta_{11} & m_2 \delta_{12} & \dots & m_n \delta_{1n} \\ m_1 \delta_{21} & m_2 \delta_{22} & \dots & m_n \delta_{2n} \\ m_1 \delta_{n1} & m_2 \delta_{n2} & \dots & m_1 \delta_{nn} \end{bmatrix}$$

Де  $m_n$  – зосереджені маси;

$\delta_{nn}$  - одиничні переміщення точок зосередження мас.

При дії одиничної сили в точці  $v$  в границі прогонової споруди переміщення точок того ж і сусіднього прольотів відповідно дорівнюють:

$$\delta_{kv} = \delta_{kv}^{(0)} + \delta_{ov}^{(1)} \frac{l - x_k}{l} + \delta_{ov}^{(2)} \frac{x_k}{l}; \quad \delta_{kv} = \delta_{ov}^{(2)} \frac{x_k}{l};$$

Де  $\delta_{kv}^{(0)}$  - одиничне переміщення прогонової споруди без урахування зміщення його опор, яке визначається за схемою розрізної балки на двох опорах;

$\delta_{ov}^{(1)}$ ;  $\delta_{ov}^{(2)}$  - переміщення верхніх точок відносно лівої і правої опор від одиничної сили, прикладеної в точці  $v$ . Із врахуванням умов взаємності ( $\delta_{kv} = \delta_{vk}$ ) цих формул достатньо для визначення всіх одиничних переміщень. Оскільки розрахунки одиничних переміщень є дуже громіздкими, вони опускаються і приведені тільки кінцеві формули:

$$\delta_{11} = 0,00596 \frac{l^3}{EI_{NC}} + 0,2407 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{12} = 0,01002 \frac{l^3}{EI_{NC}} + 0,1667 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{13} = 0,00445 \frac{l^3}{EI_{NC}} + 0,0926 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{14} = 0,0556 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{15} = 0,0463 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{16} = 0,0278 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{17} = 0,0093 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{21} = 0,01002 \frac{l^3}{EI_{NC}} + 0,1667 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{22} = 0,02083 \frac{l^3}{EI_{NC}} + 0,1667 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{23} = 0,01002 \frac{l^3}{EI_{NC}} + 0,1667 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{24} = 0,1667 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{25} = 0,1389 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{26} = 0,8333 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{27} = 0,0278 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{31} = 0,00445 \frac{l^3}{EI_{NC}} + 0,0926 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{32} = 0,01002 \frac{l^3}{EI_{NC}} + 0,1667 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{33} = 0,00596 \frac{l^3}{EI_{NC}} + 0,2407 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{34} = 0,2778 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{35} = 0,2316 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{36} = 0,1389 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{37} = 0,0463 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{41} = 0,0556 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{42} = 0,1667 \frac{h^3}{EI_0}; \quad \delta_{43} = 0,2778 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{44} = 0,3333 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{45} = 0,2778 \frac{h^3}{EI_0};$$

$$\delta_{47} = 0,0556 \frac{h^3}{EI_0}$$

$$\delta_{46} = 0,1667 \frac{h^3}{EI_0};$$

Беручи до уваги симетричність системи, всі інші одиничні переміщення визначаються залежністю  $\delta_{ik} = \delta_{ki}$ . Отримані під час розрахунків значення кругових частот  $\theta$ , періодів  $T$ , амплітудних коефіцієнтів зведено в таблиці.

Для прогонової споруди  $L=33$  м

	1 форма	2 форма	3 форма
$\theta$	7,297	11,549	14,831
$T$	0,861	0,544	0,4237
$x_1$	0,461	414,63	-0,951
$x_2$	0,694	272,99	-0,233
$x_3$	0,891	96,53	0,538
$x_4$	1,000	1,000	1,000
$x_5$	0,891	-96,53	0,538
$x_6$	0,694	-272,99	-0,233
$x_7$	0,461	-414,63	-0,951

Для прогонової споруди  $L=44$  м

	1 форма	2 форма	3 форма
$\theta$	21,443	22,189	74,425
$T$	0,293	0,283	0,0844
$x_1$	5,97	-24,986	-0,787
$x_2$	11,599	-47,581	-0,177



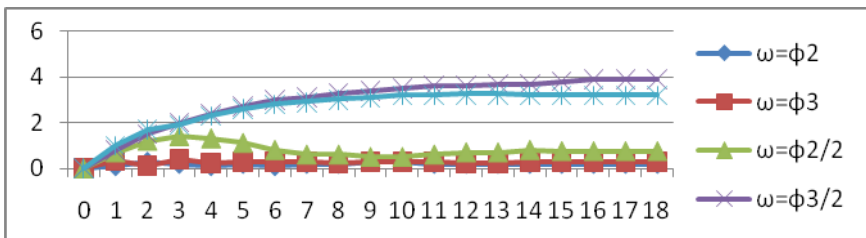
$x_3$	6,409	-23,19	1,039
$x_4$	1,000	1,000	1,000
$x_5$	6,409	23,19	1,039
$x_6$	11,599	47,581	-0,177
$x_7$	5,97	24,986	-0,787

Для прогнозової споруди  $L=55$  м

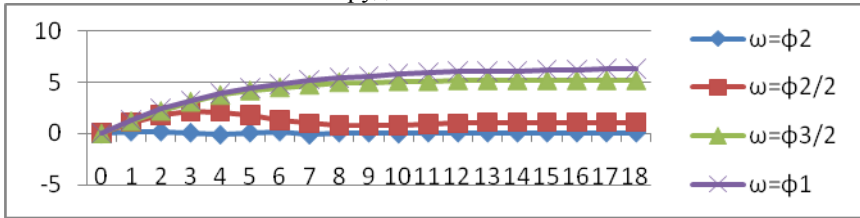
	1 форма	2 форма	3 форма
$\theta$	13,9	14,15	54,057
$\Gamma$	0,452	0,444	0,116
$x_1$	9,129	99379,5	-1,468
$x_2$	18,085	194904,7	-0,146
$x_3$	9,481	95585,2	1,681
$x_4$	1,000	1,000	1,000
$x_5$	9,481	-95585,2	1,681
$x_6$	18,085	-194904,7	-0,146
$x_7$	9,129	-99379,5	-1,468

### Висновки

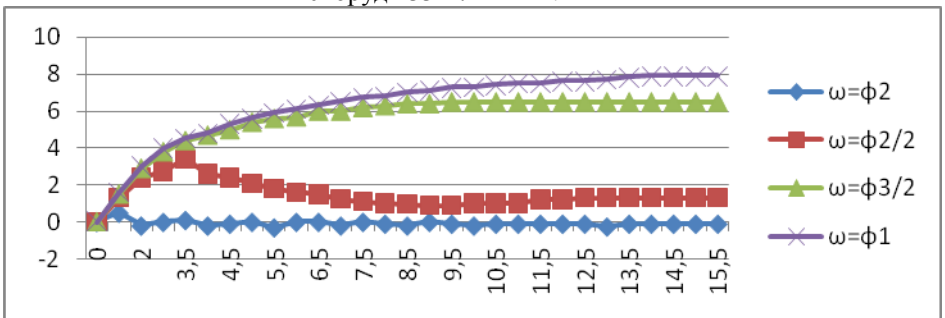
Графік зміни величини сейсмічної сили. Точка 1(7). Довжина прогнозової споруди 33 м.  $S_{t,\omega}(t)$ .



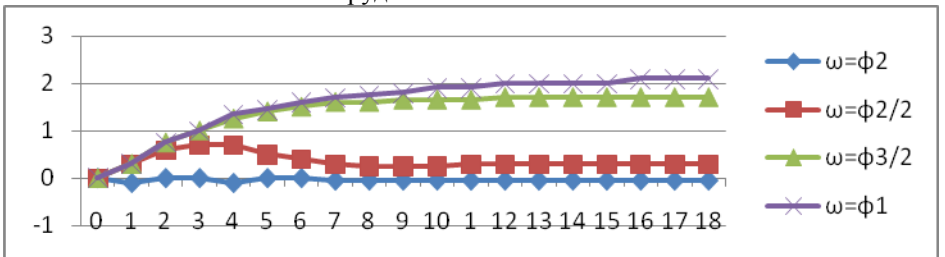
Графік зміни величини сейсмічної сили. Точка 2(6). Довжина прогонової споруди 33 м.  $S_{t,\omega}(t)$ .



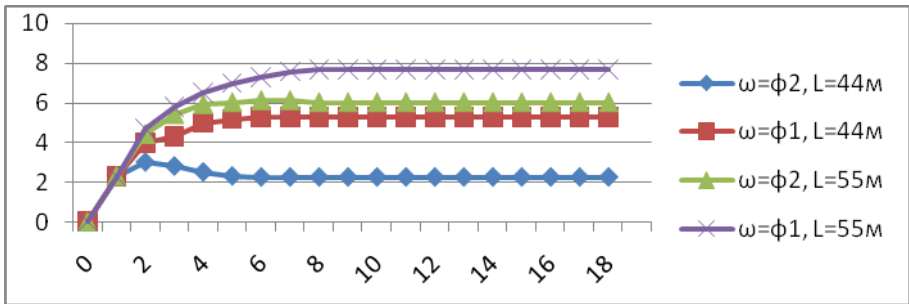
Графік зміни величини сейсмічної сили. Точка 3(5). Довжина прогонової споруди 33 м.  $S_{t,\omega}(t)$ .



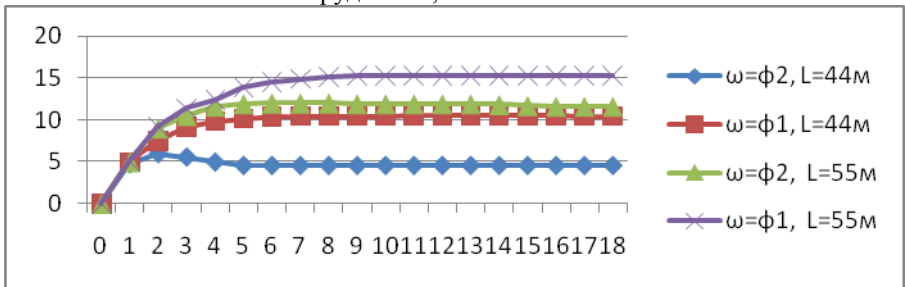
Графік зміни величини сейсмічної сили. Точка 4. Довжина прогонової споруди 33 м.  $S_{t,\omega}(t)$ .



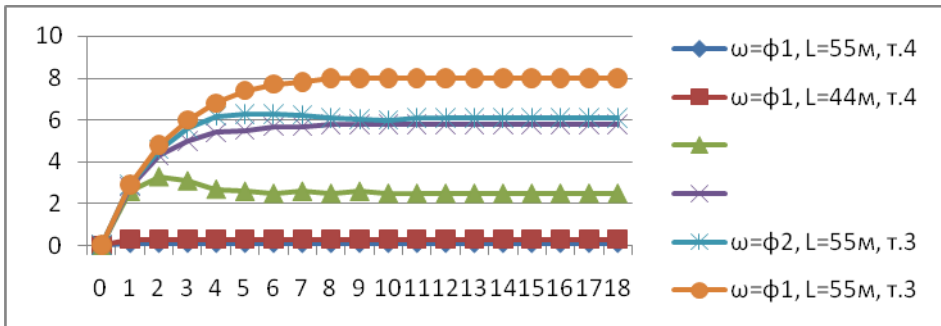
Графік зміни величини сейсмічної сили. Точка 1(7). Довжина прогонової споруди 44 м, 55 м.  $S_{t,\omega}(t)$ .



Графік зміни величини сейсмічної сили. Точка 2(6). Довжина прогонової споруди 44 м, 55 м.  $S_{T,\omega}(t)$ .

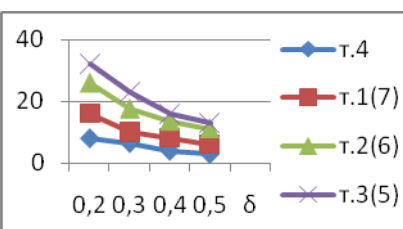
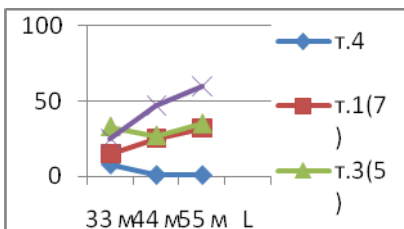


Графік зміни величини сейсмічної сили. Точка 3(5), точка 4. Довжина прогонової споруди 44 м, 55 м.  $S_{T,\omega}(t)$ .



Залежність S від L.

Залежність S від  $\delta$ .



1.Складено вираз, який дозволяє визначити сейсмічну силу в залежності від тривалості сейсмічної дії і визначені сейсмічні сили для типових металевих прогонових споруд пішохідних прогонових споруд, прогонами  $L=33$  м, 44 м, 55 м.

2.За результатами порівняння результатів розрахунку за динамічною теорією та СНіП II-7-81 відзначена значна розбіжність результатів.

3.При резонансі отримані сейсмічні сили, що перевищують власну вагу прогонової споруди та тимчасового навантаження.

4.При дії на прогонову споруду з частотою відмінною від власної, сейсмічні сили зменшуються.

5. При збільшенні декременту коливань сейсмічні сили зменшуються.

6. Відзначено, що сейсмічні сили зростають на протязі 15-17 секунд дії, а потім стабілізуються.

7. Зі збільшенням довжини прогону сейсмічні сили зростають.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Карцивадзе Г. Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. М., «Транспорт», 1974.
2. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. – М., Стройиздат, 1980. – 342 с
3. Завриев К. С. и др. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений, т. II. М., Изд-во литературы по строительству, 1970.