

ДО ПИТАННЯ ПРО КЛАСИФІКАЦІЮ ОПОР ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ ПІД ДВІ КОЛІЇ

Розглядаються деякі питання, які пов'язані з визначенням вантажопідйомності опор двоколіїних залізничних мостів.

Рассматриваются некоторые вопросы, связанные с определением грузоподъемности опор двухпутных железнодорожных мостов.

The article considers some issues, connected with definition of carrying capacity of abutments of two-track railway bridges.

На цей час на Україні відсутній нормативний документ з визначення вантажопідйомності опор залізничних мостів методом класифікації.

«Руководство по определению грузоподъемности опор железнодорожных мостов» [1], що вийшло друком у 1995 році у російському виданні, містить цілий ряд похибок, відзначених у публікаціях [2; 3], і дає лише загальні вказівки з класифікації опор мостів під дві колії не відображає дійсної їхньої роботи. У даній роботі зроблена спроба усунути цей недолік з наступним відображенням даного матеріалу у вітчизняному нормативному документі.

Насамперед, особливість класифікації двоколіїних опор полягає в тому, що в реальних умовах, можливі три випадки дії постійних і тимчасових навантажень на двоколіїні опори:

1. На опорі встановлені двоколіїні прогінні будови і тимчасовим вертикальним навантаженням завантажуються обидві колії.

2. На опорі двоколіїного мосту встановлені прогінні будови тільки під одну колію.

3. На опорі встановлені дві одноколіїні прогінні будови, але тимчасовим вертикальним навантаженням завантажується тільки одна колія.

Крім того, принципова відмінність у визначенні вантажопідйомності опор під дві колії полягає в необхідності введення у вихідні рівняння граничних станів коефіцієнта поперечної установки, що враховує нерівномірність поперечного розподілу тимчасового вертикального навантаження і визначається за правилом важеля (1):

$$K_{\text{ПУ}} = 0,5 \pm \frac{z}{b} t, \quad (1)$$

де z – відстань від осі прогінної будови до осі колії, м; b – відстань між прогінними будови, м; t – коефіцієнт, що вводиться у розрахунок для врахування дії постійного і тимчасового навантаження залежно від розглянутих вище випадків їхнього впливу.

Дія навантажень, а в двох інших випадках $t = 1$ і враховує несиметричність дії постійного або вертикального тимчасового навантаження.

У разі розрахунку двоколіїних стоянів за середнім допустимим тиском тимчасове вертикальне навантаження (рис. 1) визначається за формулою (2) для всіх трьох варіантів навантаження

$$k = \frac{mnRA - \sum N_{\text{П}}}{\varepsilon_k n_k \sum \Omega_k^N}, \quad (2)$$

$$\sum \Omega_k^N = \Omega_1 + \Omega_y = 0,5\lambda_1 + \lambda_y. \quad (3)$$

Сумарне ж вертикальне зусилля від постійних і тимчасових навантажень для варіантів 1, 2, 3 визначається відповідно за формулами (4), (5) і (6):

$$\sum N_n = \sum A_i + K'_{\text{ПУ}} (B_1 + C_1) 0,5\lambda_1 + K''_{\text{ПУ}} (B_2 + C_2) 0,5\lambda_1 + E\lambda_y; \quad (4)$$

$$\sum N_n = \sum A_i + K'_{\text{ПУ}} (B_1 + C_1) 0,5\lambda_1 + E\lambda_y; \quad (5)$$

$$\sum N_n = \sum A_i + K'_{\text{ПУ}} (B_1 + C_1) 0,5\lambda_1 + K''_{\text{ПУ}} B_2 \cdot 0,5\lambda_1 + E\lambda_y. \quad (6)$$

У формулах (1)–(6) позначено:

$$\sum A_i = \sum Q_i n_{Q_i}, \quad B_i = p_i n_p,$$

$$C_i = p_{pi} n'_p, \quad E = p_6 n_6,$$

$$K'_{\text{ПУ}} = 0,5 \pm \frac{z}{b} \cdot t, \quad K''_{\text{ПУ}} = 0,5 \mp \frac{z}{b} \cdot t,$$

де Q_i – власні ваги частин тіла стояна, розташованих вище перерізу, що розглядається, кН; p_1, p_2, p_p, p_b – інтенсивності постійних розподілених навантажень відповідно від ваги прогінної будови (що спирається на стоян), оглядових пристроїв і комунікацій, мостового полотна і баласту з частинами верхньої будови колії на стояні, кН/м; n_p, n'_p, n_b – коефіцієнти

надійності за навантаженням; n – коефіцієнт надійності за призначенням; m – коефіцієнт умов роботи; R – розрахунковий опір кладки або несучого прошарку ґрунту, кПа; A – робоча площа перерізу стояна, м²; n_k – коефіцієнт надійності до тимчасових навантажень; ϵ_k – частка вертикального навантаження від рухомого складу, що передається на стоян.

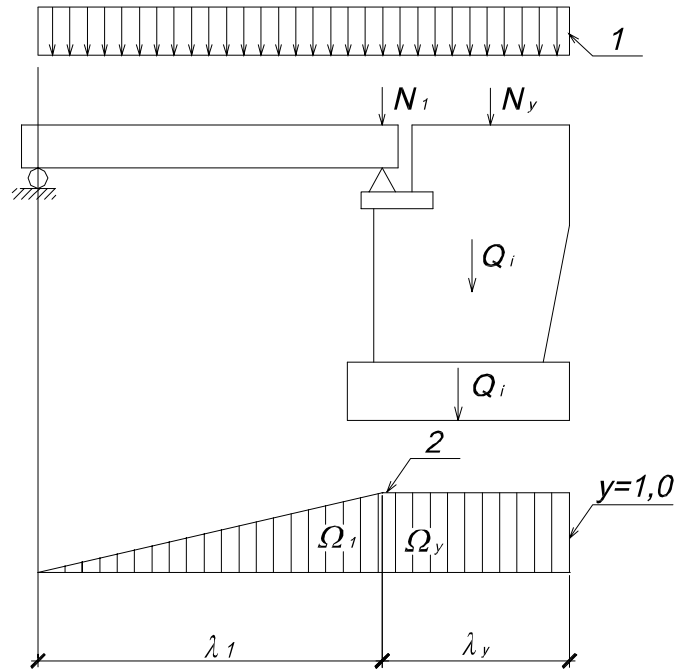


Рис. 1. Схема навантаження стояна для розрахунку за середнім тиском:
1 – тимчасове допустиме вертикальне навантаження інтенсивністю k ;
2 – лінія впливу вертикальних (нормальних) сил N_k

Розрахунок стоянів на міцність за максимальним тиском виконується для найбільш завантаженої грані стояна. Для передньої грані стояна це відповідає завантаженню тимчасовим вертикальним навантаженням прогінної будови, стояна і призми зсуву (рис. 2) і при цьому допустиме тимчасове вертикальне навантаження на стоян визначається за формулою:

$$k = \frac{mnRW - (\sum N_{\Pi\rho} + \sum M_{\Pi})}{\epsilon_k n_k \eta_k (\sum \Omega_k^M + \sum \Omega_k^N \rho)}, \quad (7)$$

у якій плечі нормальних сил для визначення моментів від тимчасового і постійного навантажень визначаються відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу, який розраховується. Моменти сил, що обертають стоян проти годинникової стрілки, беруться зі знаком «плюс», а моменти сил, що обертають стоян по годинникової стрілки, – із знаком «мінус».

$\sum \Omega_k^N$ для схеми завантаження (рис. 2) визначається за формулою (3), а

$$\sum \Omega_k^M = 0,5\lambda_1 e_1 - \lambda_y e_2 + \xi(\lambda_1 \beta + \lambda_y) \cdot 0,1z_1 + \sum \Omega_{F_i z_i} \cdot \frac{n_F}{n_k}. \quad (8)$$

$\sum N_{\Pi}$ визначають як і в розрахунку за середнім тиском за формулами (4)–(6).

Сумарний момент від постійних і тимчасових навантажень для варіантів 1, 2 і 3 для цього випадку визначається відповідно за формулами (9)–(11).

$$\begin{aligned} \sum M_n = & \sum A_i e_{Q_i} + K'_{\Pi y} (B_1 + C_1) 0,5\lambda_1 e_1 + \\ & + K''_{\Pi y} (B_2 + C_2) 0,5\lambda_1 e_1 - E\lambda_y e_2 + \\ & + F_h z_h n_F + s_v^{\Pi} z_v^{\Pi} \beta n_v \eta_v; \quad (9) \end{aligned}$$

$$\sum M_n = \sum A_i e_{Qi} + K'_{\text{ПВ}} (B_1 + C_1) 0,5 \lambda_1 e_1 - E \lambda_y e_2 + F_h z_h n_F + s_v^{\text{II}} z_v^{\text{II}} \beta n_v \eta_v; \quad (10)$$

$$\sum M_n = \sum A_i e_{Qi} + K'_{\text{ПВ}} (B_1 + C_1) 0,5 \lambda_1 e_1 + K''_{\text{ПВ}} B_2 \cdot 0,5 \lambda_1 e_1 - E \lambda_y e_2 + F_h z_h n_F + s_v^{\text{II}} z_v^{\text{II}} \beta n_v \eta_v, \quad (11)$$

де F_h , z_h – рівнодіюча, кН, і плече горизонтального (бічного) тиску, м, від ваги ґрунту насипу, яка примикає до стояна; $\sum \Omega_{Fi}$, z – сумарна

площа зведеної лінії впливу горизонтального (бічного) тиску на стоян мосту від рухомого складу на призмі зсуву, м, і плече рівнодіючої цього тиску, м; s_v^{II} , z_v^{II} – поздовжнє вітрове навантаження на прогінну будову, кН, і плече її дії, м; β – коефіцієнт розподілу поздовжнього зусилля між опорними частинами прогінної будови; n_v , n_F , n_k – коефіцієнти надійності відповідних навантажень; $\rho = \frac{W}{A}$ – радіус ядра

перерізу, м; W , W' – моменти опору перерізу для найбільш стиснутої і найменш навантаженої граней фундаменту, м³.

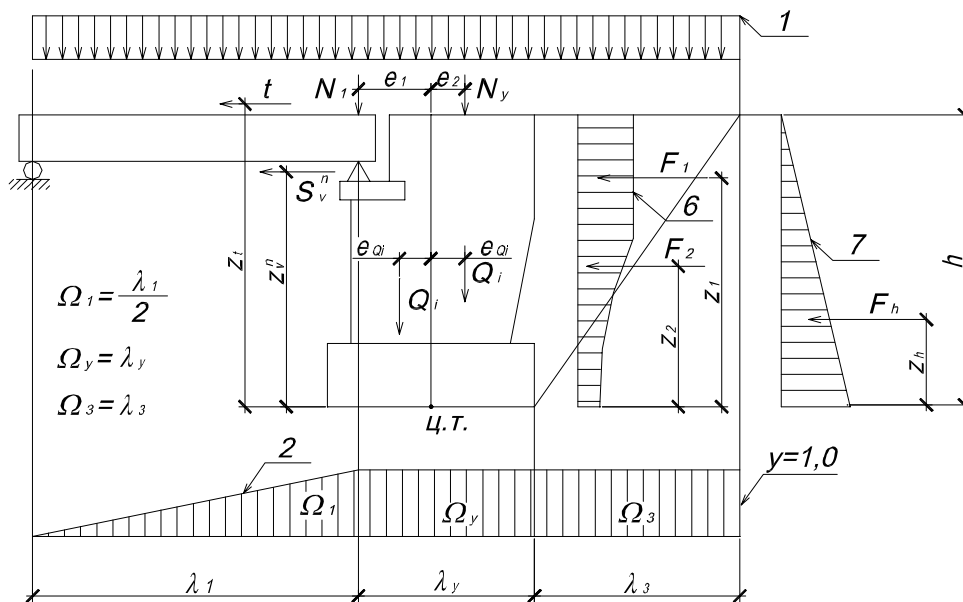


Рис. 2. Схема завантаження стояна для розрахунку за максимальним тиском:

- 1 – допустиме тимчасове вертикальне навантаження інтенсивністю k ; 2 – лінія впливу вертикальних (нормальних) сил N_k ; 3 – епора горизонтального (бічного) тиску на стоян від транспортних засобів на призмі зсуву; 4 – епора бічного тиску від власної ваги ґрунту; ц. т. – центр ваги перерізу по підшві фундаменту

Під час розрахунку стоянів **по ексцентриситету положення рівнодіючих навантажень** схема завантаження стояна та ж сама, що і при розрахунку за максимальним тиском (рис. 2), а ексцентриситет обчислюється за формулою

$$e = \frac{\varepsilon_k n_k \eta_k k \sum \Omega_k^M + \sum M_{\text{П}}}{\rho (\varepsilon_k n_k \eta_k k \sum \Omega_k^N + \sum N_{\text{П}})}, \quad (12)$$

Складові величини формули (12) $\sum \Omega_k^N$, $\sum N_{\text{П}}$, $\sum \Omega_k^M$, $\sum M_{\text{П}}$ і k визначаються відповідно за формулами (3), (4)–(6), (8), (9)–(11).

Якщо величина ексцентриситету прикладання рівнодіючих навантажень, яка обчислена за формулою (12), виявиться більше одиниці

($e > 1$), тобто рівнодіюча виходить за межі ядра перерізу, то допустиме навантаження на стоян за максимальним тиском корегується за методикою, що викладена в розрахунку визначення вантажопідймальності стояна за положенням рівнодіючих навантажень.

У разі розрахунку стояна **на перевертання** його завантажують, розташовуючи тимчасове навантаження тільки на призмі зсуву (рис. 3), при цьому відповідно до [4, дод. 5, табл. 2], довжина завантаження призми зсуву прийнята рівною половині висоти від підшви шпал до перерізу стояна, який розраховується. Лінія впливу рухомого тимчасового навантаження має трикутний обрис із вершиною в середині ($\alpha = 0,5$).

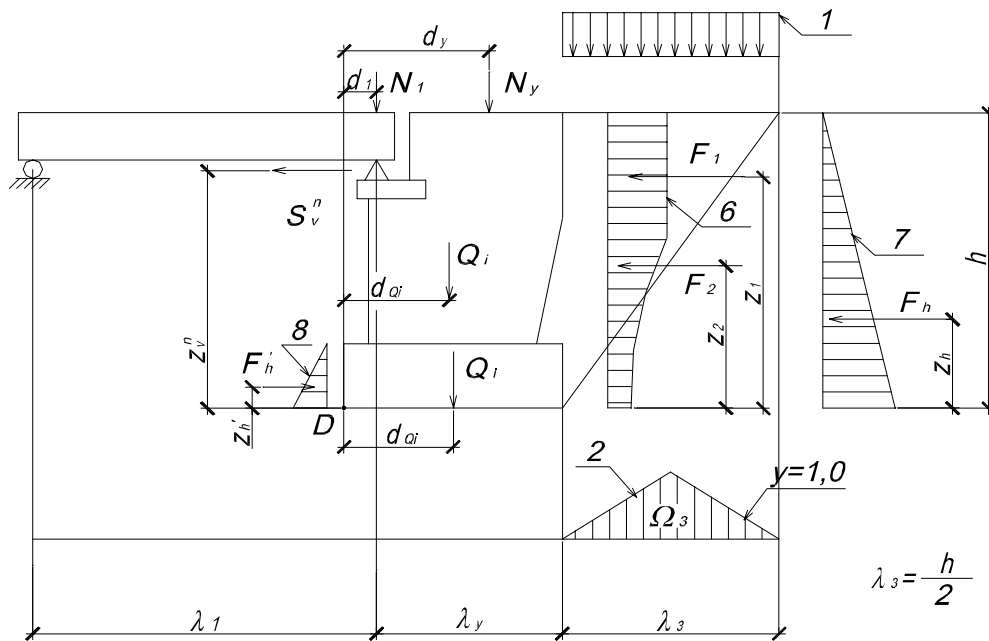


Рис. 3. Розрахункова схема завантаження стоянів для розрахунку на перекидання:
 1 – допустиме тимчасове вертикальне навантаження інтенсивністю k ; 2 – лінія впливу вертикальних (нормальних) сил N_k ; 6 – епюра бічного тиску на стоян від навантаження на призмі зсуву;
 7 – епюра бічного тиску від власної ваги ґрунту; 8 – епюра опору ґрунту засипання;
 D – центр перекидання (обертання) стояна; d_i – відстані від центра обертання до відповідних сил.

Тимчасове вертикальне навантаження у цьому разі визначається за формулою

$$k = \frac{m_y \cdot \sum M_{II}^y - \sum M_{II}^0}{\varepsilon_k n_k \eta_k \sum \Omega_k^M}, \quad (13)$$

у якій стосовно до стояна:

$$\sum \Omega_k^M = \sum \Omega_{Fi} \cdot z_i \cdot \frac{n_F}{n_k}, \quad (14)$$

$$\sum M_{II}^0 = F_h z_h n_F + s_v z_v \beta n_v \eta_v. \quad (15)$$

Сумарний момент від постійних і тимчасових навантажень для варіантів 1, 2 і 3 визначається відповідно за формулами (16), (17) і (18)

$$\begin{aligned} \sum M_{II}^y = & \sum A_i d_{Q_i} + K_{ПУ}^y (B_1 + C_1) 0,5 \lambda_1 d_1 + \\ & + K_{ПУ}^0 (B_2 + C_2) 0,5 \lambda_1 d_1 + E \lambda_y d_y + \\ & + F'_h z'_h n'_r; \quad (16) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{II}^y = & \sum A_i d_{Q_i} + K_{ПУ}^y (B_1 + C_1) 0,5 \lambda_1 d_1 + \\ & + E \lambda_y d_y + F'_h z'_h n'_r; \quad (17) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{II}^y = & A_i d_{Q_i} + K_{ПУ}^y (B_1 + C_1) 0,5 \lambda_1 d_1 + \\ & + K_{ПУ}^0 B_2 \cdot 0,5 \lambda_1 d_1 + E \lambda_y d_y + \\ & + F'_h z'_h n'_r. \quad (18) \end{aligned}$$

У формулах (13)–(18) додатково позначено: m_y – коефіцієнт умов роботи, прийнятий рівним 0,8 для нескільких основ і 0,9 – для скельних; n_y – коефіцієнт надійності за призначенням, рівний 1,1; n_p , n'_p , n_{Q_i} , n'_r , n_δ – коефіцієнти надійності до утримуючих навантажень; n_v , n_F , n_r – коефіцієнти надійності до навантажень, що перекидають стоян; F'_h, z'_h – рівнодіюча і плече дії горизонтального тиску ваги ґрунту, що лежить нижче природної поверхні землі.

Розрахунок стояна на зсув по ґрунту виконується для тієї ж схеми завантаження, що і на перекидання (рис. 3). Допустиме тимчасове навантаження визначається за формулою

$$k = \frac{m_y \cdot \sum N_{II}^y f - \sum N_{II}^c}{\varepsilon_k n_k \eta_k \cdot \sum \Omega_k^N}, \quad (19)$$

у який у свою чергу

$$\sum \Omega_k^N = \sum \Omega_{Fi}, \quad (20)$$

$$\sum N_{\Pi}^c = s_v n_v \eta \beta + F_h n_r, \quad (21)$$

де f – коефіцієнт тертя по поверхні ґрунту;
 $\sum \Omega_k^N$ – сумарна площа лінії впливу тимчасового вертикального навантаження, яка прирівнюється до зведеної площі лінії впливу горизонтального (бічного) навантаження на торець стояна від рухомого складу на призмі зсуву.

Сумарне вертикальне зусилля від постійних і тимчасових навантажень $\sum N_{\Pi}^y$ для варіантів 1, 2 і 3 визначається відповідно за формулами (4), (5) і (6).

Визначення вантажопідймальності двоколіїних проміжних опор несуттєво відрізняється від розрахунку стоянів.

Розрахункова схема проміжної опори (бика) за **середнім тиском** (рис. 4) передбачає завантаження тимчасовим вертикальним навантаженням усіх прогінних будов, які обпираються на опору. У розрахунок за середнім тиском вводять тільки вертикальні постійні навантаження і тимчасове навантаження, розмір якого знаходять за формулою (2), що у разі розрахунку проміжної опори, для всіх трьох розглянутих варіантів завантаження дорівнює

$$\sum \Omega_k^N = \Omega_1 + \Omega_2 = 0,5\lambda_1 + 0,5\lambda_2. \quad (22)$$

Сумарне вертикальне зусилля від постійних і тимчасових навантажень для варіантів 1, 2, 3 визначається відповідно за формулами (23)–(25):

$$\begin{aligned} \sum N_{\Pi} = \sum A_i + K'_{\text{ПУ}} \cdot 0,5[(B_1 + C_1)\lambda_1 + \\ + (B_2 + C_2)\lambda_2] + K''_{\text{ПУ}} \cdot 0,5[(B_3 + C_3)\lambda_1 + \\ + (B_4 + C_4)\lambda_2]; \quad (23) \end{aligned}$$

$$\sum N_{\Pi} = \sum A_i + K'_{\text{ПУ}} \cdot 0,5[(B_1 + C_1)\lambda_1 + \\ + (B_2 + C_2)\lambda_2], \quad (24)$$

$$\sum N_{\Pi} = \sum A_i + K'_{\text{ПУ}} \cdot 0,5[(B_1 + C_1)\lambda_1 + \\ + (B_2 + C_2)\lambda_2] + K''_{\text{ПУ}} \cdot 0,5(B_3\lambda_1 + B_4\lambda_2), \quad (25)$$

де $\sum Q_i \cdot n_{Qi}$ – власна вага частин тіла опори вище розрахункового перерізу з відповідним коефіцієнтом надійності за призначенням; p_1, p_2, p_3, p_4 – сумарна інтенсивність постійних навантажень від ваги прогінних будов, оглядових пристроїв, комунікацій тощо; $p_{p1}, p_{p2}, p_{p3}, p_{p4}$ – інтенсивність навантаження від ваги мостового полотна, розподіленого по довжині прогінної будови; n_p, n'_p – коефіцієнти надійності по навантаженнях.

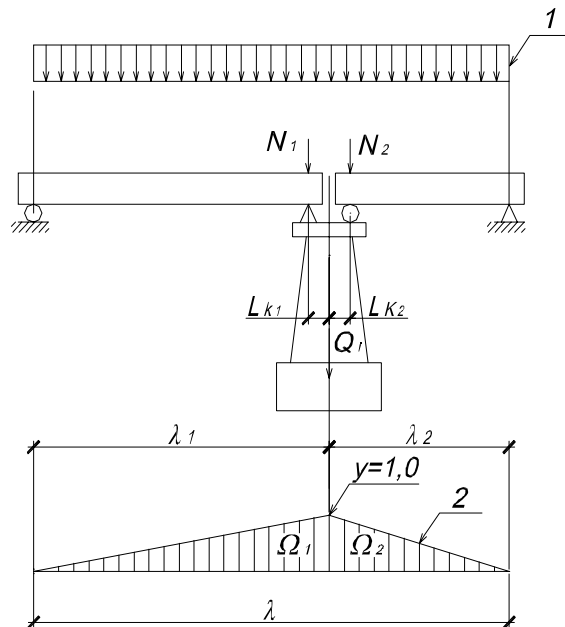


Рис. 4. Схема завантаження проміжної опори для розрахунку за середнім тиском:

1 – допустиме тимчасове вертикальне навантаження інтенсивністю k ;

2 – лінія впливу вертикальних (нормальних) сил N_k

У свою чергу

$$\lambda_1 = l_{p1} + e_{k1}; \quad \lambda_2 = l_{p2} + e_{k2}, \quad (26)$$

де $e_{k1}; e_{k2}$ – довжина консолей поздовжніх балок, м; l_{p1}, l_{p2} – величина розрахункового прогону прогінних будов, що обпираються на опору.

Вантажопідйомність проміжних опор за **максимальним тиском** визначають у поздовжньому і поперечному напрямках.

Під час розрахунку у поздовжньому напрямку на максимальний тиск проміжну опору необхідно перевіряти по двох розрахункових схемах, завантажуючи тимчасовим навантаженням обидва прогони (рис. 4) або один (більший) прогін (рис. 5). Допустиме тимчасове навантаження визначають за формулою (7), у якій $\sum N_{\Pi}$ визначають так само, як і в розрахунку за середнім тиском, за формулами (23)–(25) відповідно для трьох варіантів навантаження.

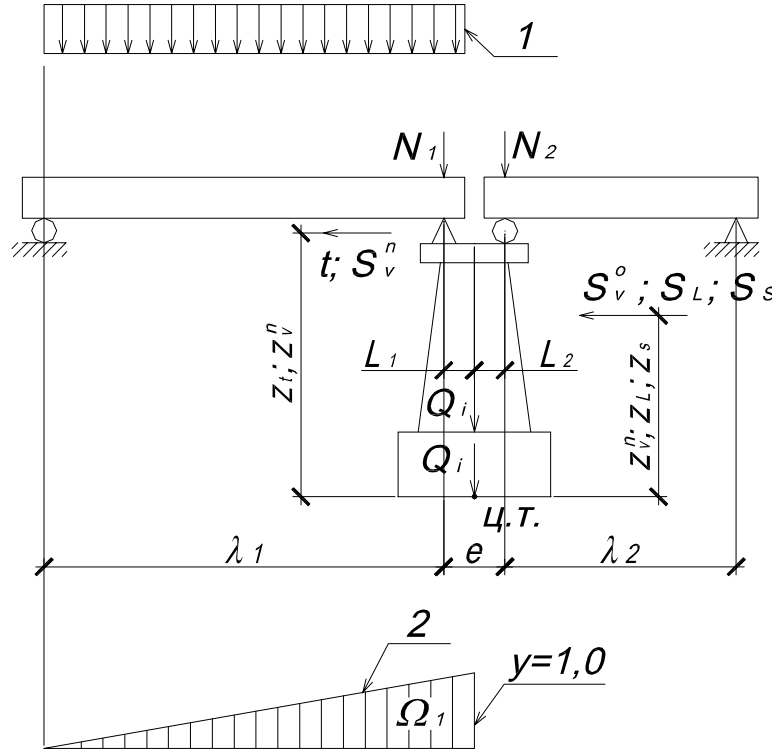


Рис. 5. Схема завантаження проміжної опори на максимальний тиск у поздовжньому напрямку:
1 – допустиме тимчасове вертикальне навантаження інтенсивністю k ;
2 – лінія впливу вертикальних (нормальних) сил N_k ; ц. т. – центр ваги перерізу по підшві фундаменту

Площі ліній впливу нормальних сил і згинальних моментів, визначають за формулами:

- у разі завантаження одного прогону

$$\sum \Omega_k^N = \Omega_1 = 0,5\lambda_1, \quad (27)$$

$$\sum \Omega_k^M = \Omega_1 e_1 + 0,1z_t \beta l_1 \zeta; \quad (28)$$

- у разі завантаження двох прогонів

$$\sum \Omega_k^N = \Omega_1 + \Omega_2 = 0,5\lambda_1 + 0,5\lambda_2, \quad (29)$$

$$\sum \Omega_k^M = \Omega_1 e_1 - \Omega_2 e_2 + 0,1z_t \beta l_1 \zeta. \quad (30)$$

Сумарний момент від постійних і тимчасових навантажень для варіантів 1, 2, 3 визначається відповідно за формулами (31)–(33):

$$\begin{aligned} \sum M_{\Pi} = \sum A_i e_{Q_i} + K'_{\Pi V} \cdot 0,5 [& (B_1 + C_1) \lambda_1 e_1 - \\ & - (B_2 + C_2) \lambda_2 e_2] + K''_{\Pi V} \cdot 0,5 \times \\ & \times [(B_3 + C_3) \lambda_1 e_1 - (B_4 + C_4) \lambda_2 e_2] + s_l z_l n_l \eta_l \\ & + s_s z_s n_s \eta_s + (s_v^{\Pi} z_v^{\Pi} \beta + s_v^o z_v^o) n_v \eta_v, \quad (31) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{\Pi} = \sum A_i e_{Q_i} + K'_{\Pi V} \cdot 0,5 [& (B_1 + C_1) \lambda_1 e_1 - \\ & - (B_2 + C_2) 0,5 \lambda_2 e_2] + s_l z_l n_l \eta_l + \\ & + s_s z_s n_s \eta_s + (s_v^{\Pi} z_v^{\Pi} \beta + s_v^o z_v^o) n_v \eta_v; \quad (32) \end{aligned}$$

$$\sum M_{\Pi} = \sum A_i e_{Qi} + K'_{\Pi V} \cdot 0,5[(B_1 + C_1)\lambda_1 e_1 - (B_2 + C_2)\lambda_2 e_2] + K''_{\Pi V} \cdot 0,5[B_3 \lambda_1 e_1 - B_4 \lambda_2 e_2] + s_l z_l n_l \eta_l + s_s z_s n_s \eta_s + (s_v^{\Pi} z_v^{\Pi} \beta + s_v^0 z_v^0) n_v \eta_v. \quad (33)$$

У формулах (27) – (33) введені додаткові позначення: e_1, e_2, e_{Qi} – горизонтальні відстані (плечі) від ц. т. перерізу до відповідних навантажень; $z_l, z_v^{\Pi}, z_v^0, z_l, z_s$ – вертикальні плечі навантажень до рівня перерізу, що розраховується; s_v^{Π}, s_v^0 – поздовжні вітрові навантаження на прогінну будову і на опору; s_l – льодове наванта-

ження; s_s – навантаження від навалу суден; n_v, n_l, n_s, n_k – коефіцієнти надійності по відповідних навантаженнях; η_v, η_l, η_s – коефіцієнти сполучень тимчасових навантажень; L_1, L_2 – величини повних довжин прогінних будов, м.

Інші літерні позначення ті ж самі, що і в розрахунках опори за середнім тиском.

У разі розрахунку **в поперечному напрямку** тимчасовим вертикальним навантаженням за схемою завантаження проміжної опори в поперечному напрямку завантажують обидва прогоны (рис. 6). Розмір допустимого тимчасового вертикального навантаження визначають за формулою (7), як і у разі розрахунку в поздовжньому напрямку.

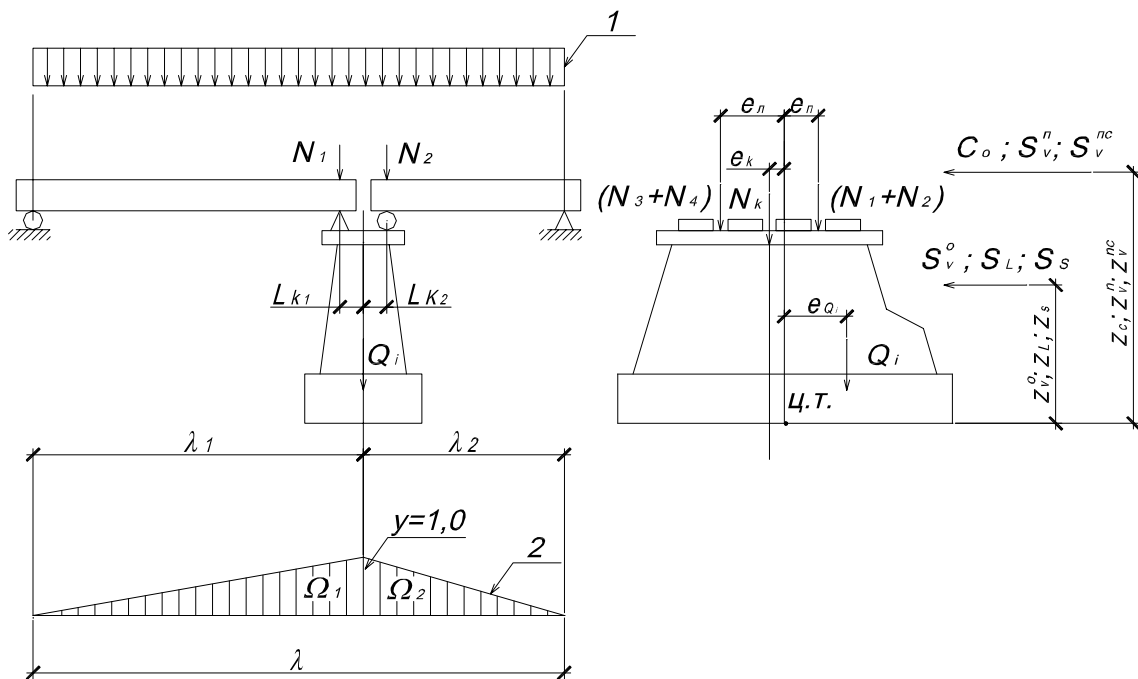


Рис. 6. Схема завантаження проміжної опори на максимальне навантаження в поперечному напрямку:

1 – допустиме тимчасове вертикальне навантаження інтенсивністю k ;

2 – лінія впливу вертикальних (нормальних) сил N_k ; ц. т. – центр ваги перерізу по підшві фундаменту

Стосовно до розрахунку опори в поперечному напрямку величини моментів і площ лінії впливу підраховують за такими формулами:

$$\sum \Omega_k^N = \Omega_1 + \Omega_2 = 0,5\lambda_1 + 0,5\lambda_2, \quad (34)$$

$$\sum \Omega_k^M = \Omega_1 \cdot e_k + c_o \cdot z_c \cdot \zeta(\lambda_1 + \lambda_2), \quad (35)$$

де z_c – плече відцентрової сили c_o .

$\sum N_{\Pi}$ визначають так само, як і в розрахунку за середнім тиском, за формулами (23)–(25) відповідно для трьох варіантів завантаження.

Сумарний момент від постійних і тимчасових навантажень для варіантів 1, 2, 3 визначається відповідно за формулами (36)–(38).

$$\sum M_{\Pi} = \sum A_i e_{Qi} + K'_{\Pi V} \cdot 0,5[(B_1 + C_1)\lambda_1 + (B_2 + C_2)\lambda_2] e_k + K''_{\Pi V} \cdot 0,5 \times [(B_3 + C_3)\lambda_1 + (B_4 + C_4)\lambda_2] e_k + s_l z_l n_l \eta_l + s_s z_s n_s \eta_s + (s_v^{\Pi C} z_v^{\Pi C} + s_v^{\Pi} z_v^{\Pi} + s_v^0 z_v^0) n_v \eta_v]; \quad (36)$$

$$\sum M_{\Pi} = \sum A_i e_{Qi} + K'_{\Pi V} \cdot 0,5[(B_1 + C_1)\lambda_1 + (B_2 + C_2)\lambda_2] e_k + s_l z_l n_l \eta_l + s_s z_s n_s \eta_s + (s_v^{PC} z_v^{PC} + s_v^{\Pi} z_v^{\Pi} + s_v^o z_v^o) n_v \eta_v, \quad (37)$$

$$\sum M_{\Pi} = \sum A_i e_{Qi} + K'_{\Pi V} \cdot 0,5[(B_1 + C_1)\lambda_1 + (B_2 + C_2)\lambda_2] e_k + K''_{\Pi V} \cdot 0,5 \times [B_3 \lambda_1 + B_4 \lambda_2] e_k + s_l z_l n_l \eta_l + s_s z_s n_s \eta_s + (s_v^{PC} z_v^{PC} + s_v^{\Pi} z_v^{\Pi} + s_v^o z_v^o) n_v \eta_v, \quad (38)$$

де s_v^{PC}, z_v^{PC} – поперечне вітрове навантаження на рухомий склад, що знаходиться на прогінній будові, і плече даного навантаження, м.

Інші позначення величин ті ж самі, що й у формулах (27) і (33), за винятком того, що навантаження діють у поперечному напрямку до осі моста.

Перевірку **положення рівнодіючих** постійних і тимчасових навантажень виконують для ексцентрисно завантажених опор з метою з'ясування положення рівнодіючої відносно ядра перерізу.

Фактичний ексцентриситет положення рівнодіючої визначається тільки в перерізі по підшві фундаменту як у поздовжньому, так і в поперечному напрямку за тими ж схемам завантаження (див. рис. 4–6), що й у розрахунках за максимальним тиском. Величина ексцентриситету визначається за формулою (12). Значення величин, що входять у формулу (12), визначають за формулами, які наведені вище.

Якщо величина ексцентриситету $e < 1$, тобто рівнодіюча не виходить за межі ядра перерізу, то розтягнення в найменш завантаженої грані не виникає, а в перерізі по підшві не спостерігається «відлипання» ґрунту і весь переріз зазнає стиснення (верхня епюра на рис. 7). У цьому випадку уточнювати клас опори за максимальним тиском непотрібно.

Якщо ж ексцентриситет $e > 1$ (рівнодіюча виходить за межі ядра перерізу), то в менш навантаженій грані виникає розтягнення, а стиснення зазнає тільки частина перерізу довжиною y_c (нижня епюра на рис. 7). У цьому випадку клас за максимальним тиском необхідно уточнити, перерахувавши його з урахуванням тільки стиснутої частини площі поперечного перерізу опори. Розмір стисненої частини опори

$$y_c = y - \frac{y_o(e-1)}{e}. \quad (39)$$

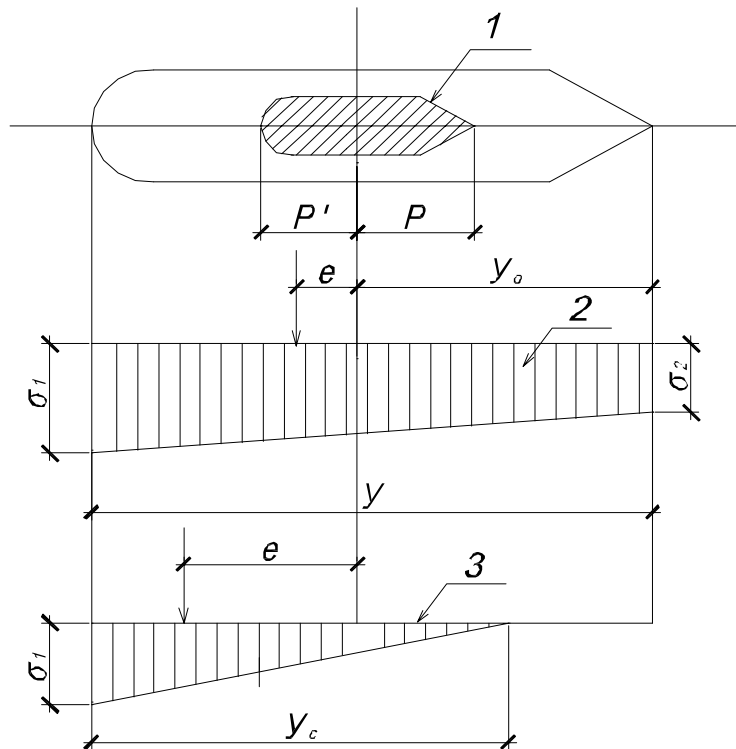


Рис. 7. Положення рівнодіючих навантажень і епюри напружень по підшві фундаменту: 1 – ядро перерізу; 2 – епюра нормальних напружень по підшві фундаменту при ексцентриситеті рівнодіючих навантажень $e < 1$; 3 – епюра нормальних напружень по підшві фундаменту при ексцентриситеті рівнодіючих навантажень $e > 1$

Знаючи розмір стиснутої частини основи, визначають площу стиснутого поперечного перерізу A_c і відповідний йому радіус ядра перерізу ρ .

Значення відкорегованого допустимого навантаження за максимальним тиском по підшві фундаменту з урахуванням виходу рівнодіючих усіх навантажень за межі ядра перерізу визначають за формулою (29), підставляючи в неї значення ρ , яке визначене за формулою (44).

$\sum N_{\Pi}$ і $\sum M_{\Pi}$ визначають так само, як і в розрахунку за максимальним тиском в подовжньому напрямку по підшві фундаменту, за формулами (25)–(27) і (34)–(36) відповідно для трьох варіантів завантаження опори.

Розрахунок опори **на перекидання** проводиться на одну комбінацію тимчасових навантажень у подовжньому напрямку і на дві комбінації в поперечному; допустиме навантаження в цьому розрахунку визначається за формулою (13).

У разі розрахунку на перекидання в подовжньому напрямку (рис. 8) у формулі (13): m_y – коефіцієнт умов роботи, прийнятий рівним 0,8 для нескельних ґрунтів і 0,9 – для скельних; n_y – коефіцієнт надійності за призначенням, рівний 1,1;

$$\sum \Omega_k^{M_0} - \frac{m_y}{n_y} \cdot \sum \Omega_k^{M_y} = \lambda \cdot 0,1 \zeta \cdot z_i \cdot \beta - \frac{m_y}{n_y} d_1 \Omega_1, \quad (40)$$

$$\sum M_{\Pi}^0 = (s_v^{\Pi} z_v^{\Pi} \beta + s_v^0 z_v^0) n_v \eta_v. \quad (41)$$

Утримуючий момент постійних і тимчасових навантажень для варіантів 1, 2, 3 визначається відповідно за формулами

$$\begin{aligned} \sum M_{\Pi}^y = \sum A_i d_{Qi} + K'_{\Pi y} 0,5 [& (B_1 + C_1) 0,5 \lambda_1 d_1 + \\ & + (B_2 + C_2) \lambda_2 d_2] + K'_{\Pi y} \cdot 0,5 \times \\ & \times [(B_3 + C_3) \lambda_1 d_1 + (B_4 + C_4) \lambda_2 d_2], \quad (42) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{\Pi}^y = \sum A_i d_{Qi} + K'_{\Pi y} 0,5 [& (B_1 + C_1) 0,5 \lambda_1 d_1 + \\ & + (B_2 + C_2) \lambda_2 d_2], \quad (43) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{\Pi}^y = \sum A_i d_{Qi} + K'_{\Pi y} \cdot 0,5 [& (B_1 + C_1) \lambda_1 d_1 + \\ & + (B_2 + C_2) \lambda_2 d_2] + K'_{\Pi y} 0,5 [& B_3 \lambda_1 d_1 + B_4 \lambda_2 d_2]. \quad (44) \end{aligned}$$

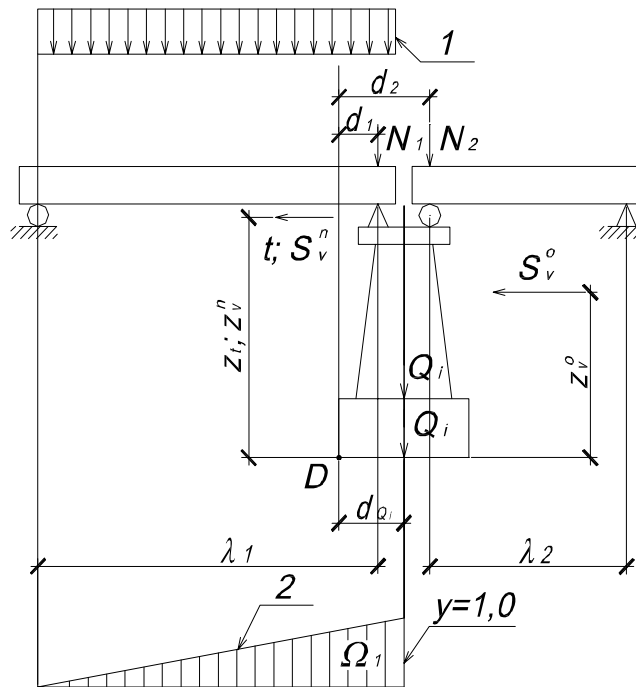


Рис. 8. Розрахункова схема завантаження проміжної опори на перекидання в подовжньому напрямку:

- 1 – допустиме тимчасове вертикальне навантаження інтенсивністю k ;
- 2 – лінія впливу вертикальних (нормальних) сил N_k ; точка D – центр перекидання (обертання) опори;
- d_i – відстані від центра обертання до відповідних сил

У формулах (48)–(50) коефіцієнти надійності до утримуючих навантажень (n_{Q_i}, n_p, n'_p) приймають менше одиниці, інші позначення пояснені раніше. Центр перекидання опори – точка D – показана на рис. 8; відстані від центра перекидання до відповідних вертикальних сил позначені через d_i . Розрахунок на перекидання в поздовжньому напрямку рекомендується виконувати при z_i рівному або більш 12 м; для масивних опор меншої висоти перекидання мало вірогідне.

У разі розрахунку в поперечному напрямку (рис. 9) у загальну розрахункову формулу (45) для оцінки вантажопідйомності в поперечному напрямку підставляють:

$$\sum \Omega_k^{Mo} - \frac{m_y}{n_y} \sum \Omega_k^{My} = \lambda c_0 \zeta z_c - \frac{m_y}{n_y} d_1 \Omega; \quad (45)$$

$$\sum M_{\Pi}^o = \left(s_v^{\Pi} z_v^{\Pi} + s_v^{\Pi C} z_v^{\Pi C} + s_v^o z_v^o \right) \times \\ \times n_v \eta_v + s_l z_l n_l \eta_l + s_s z_s n_s \eta_s. \quad (46)$$

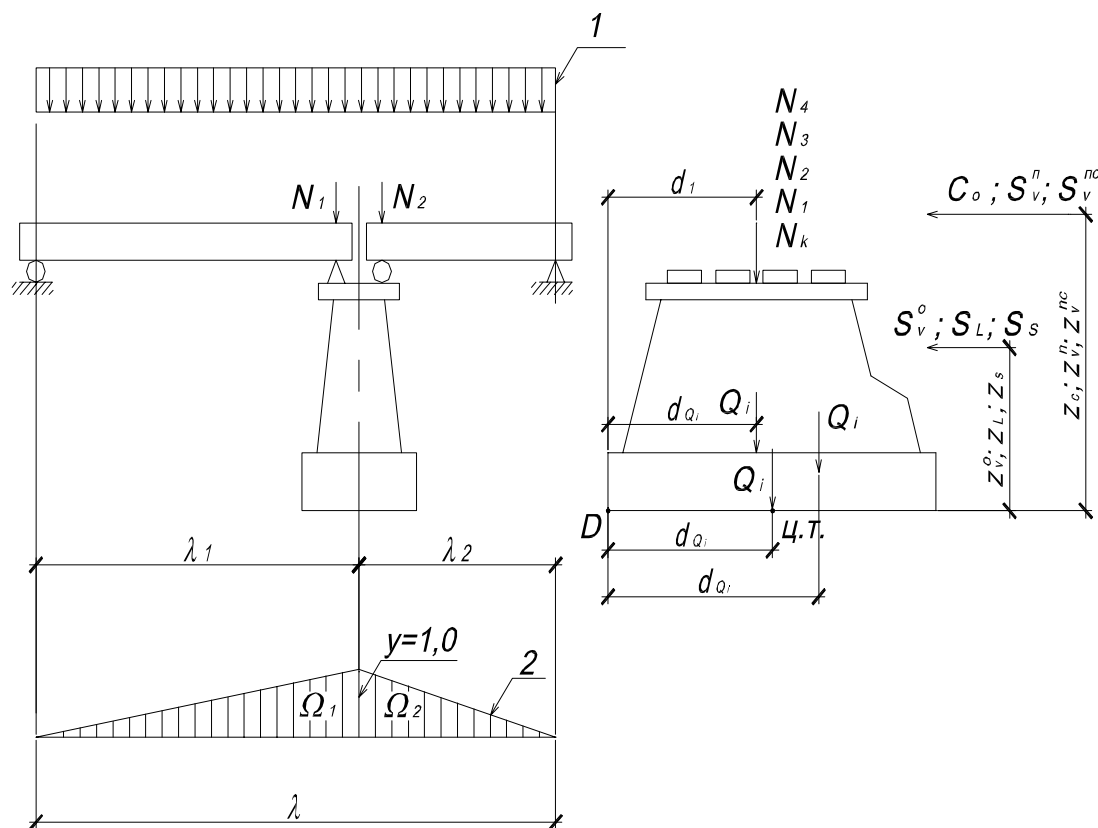


Рис. 9. Розрахункова схема завантаження проміжної опори на перевертання в поперечному напрямку:
1 – допустиме тимчасове вертикальне навантаження інтенсивністю k ;
2 – лінія впливу вертикальних (нормальних) сил N_k ; D – центр перевертання опори;
 d – відстані від центра обертання до відповідних сил; ц. т. – центр ваги перерізу по підшві фундаменту

Утримуючий момент від постійних і тимчасових навантажень для варіантів 1, 2, 3 визначаються відповідно за формулами (47)–(49).

$$\sum M_{\Pi}^y = \sum A_i d_{Q_i} + K'_{\Pi y} 0,5 [(B_1 + C_1) \lambda_1 + \\ + (B_2 + C_2) \lambda_2] d_1 + K''_{\Pi y} 0,5 \times \\ \times [(B_3 + C_3) \lambda_1 + (B_4 + C_4) \lambda_2] d_1; \quad (47)$$

$$\sum M_{\Pi}^y = \sum A_i d_{Q_i} + K'_{\Pi y} 0,5 [(B_1 + C_1) \lambda_1 + \\ + (B_2 + C_2) \lambda_2] d_1; \quad (48)$$

$$\sum M_{\Pi}^y = \sum A_i d_{Q_i} + K'_{\Pi y} 0,5 [(B_1 + C_1) \lambda_1 + \\ + (B_2 + C_2) \lambda_2] d_1 + \\ + K''_{\Pi y} \cdot 0,5 [B_3 \lambda_1 + B_4 \lambda_2] d_1. \quad (49)$$

Так само як і в розрахунку на подовжнє перекидання, коефіцієнти надійності до утримуючих навантажень (n_{Q_i}, n_p, n'_p) приймають меншими одиниці, а коефіцієнти надійності до навантажень, що перекидають опору, n_v, n_l, n_s – більшими за одиницю.

Перевірку опор на перекидання в поперечному напрямку рекомендується робити при z_c більш 10 м для опор під прогінні будови з їздою поверху і z_c більше 18 м для опор під прогінні будови з їздою понизу.

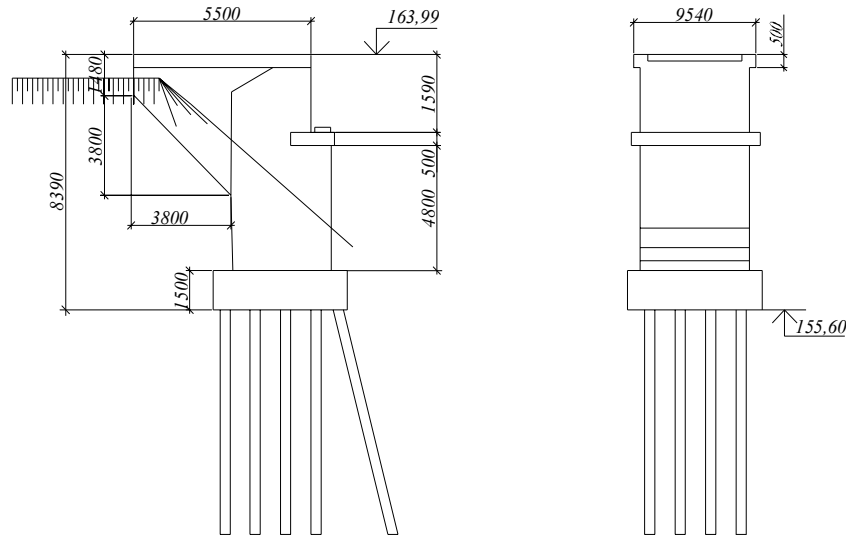


Рис. 10. Схема двоколієного стояна

Вихідні дані такі: величина розрахункового прогону прогінної будови $l_1 = \lambda_1 = 12,8$ м; довжина завантаження тіла стояна $\lambda_y = 2,8$ м; завантаження призми зсуву $\lambda_3 = 4,2$ м; трикутної частини лінії впливу $\lambda_\Delta = 12,8$ м; прямокутної ділянки лінії впливу $\lambda_{\Pi} = 7,0$ м.

У загальному випадку клас стояна визначається за формулою:

$$K = \frac{k}{k_n (1 + \mu)}$$

Допустиме тимчасве вертикальне навантаження на підшву фундаменту за максимальним тиском визначається за формулою (7) у якій $m = 1,2$ (для нескільких ґрунтів), $n = 0,72$; $W = 48,1$ м³; $R = 3,29$ МПа (при $R_0 = 15$ т/м², $k_1 = 0,02$ м⁻¹; $k_2 = 1,5$; $\gamma = 2,0$ т/м³; $d = 1,95$ м; $b = 5,5$ м; та з врахуванням коефіцієнта 1,5 для ґрунту, що експлуатується певний термін часу) [1]; $\epsilon_k = 1,856$ ($\epsilon_k = 1,0$ – для першої колії; $\epsilon_k = 0,856$ – для другої колії); $n_k = 1,130$; $\eta_k = 0,8$. Для стояна, що класифікується,

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_y + \lambda_3 = 19,8 \text{ м.}$$

У разі розрахунку за формулами [1]:

Як приклад застосування методики, що пропонується, визначимо вантажопідйомність стояна (рис. 10).

Розрахункова схема стояна для розрахунку за максимальним тиском наводилася раніше (див. рис. 2).

$$\sum N_{\Pi} = 6751 \text{ кН. } A = 52,47 \text{ м}^2;$$

$$\rho = 0,917 \text{ м; } \sum M_{A-A} = 32974 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$e_{A-A} = 4,884 \text{ м; } e_0 = 0,634 \text{ м;}$$

$$\sum M_{ц.т} = -4280 \text{ кН}\cdot\text{м; } z_h = 2,8 \text{ м; } \varphi = 35^\circ;$$

$$n_{\Gamma} = 1,4; \quad F_h \cdot z_h \cdot n_{\Gamma} = 6240,5 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$\sum M_{\Pi} = -4280 + 6240 = 1960 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Поздовжнім вітровим навантаженням зневажаємо.

$$\sum \Omega_k^N = 9,2 \text{ м}^2, \quad \sum \Omega_k^M = 0,32 \text{ м}^2;$$

$$e_1 = 0,05 \text{ м; } \lambda_y \cdot e_2 = 3,78 \text{ м}^2;$$

$$(\beta \lambda_1 + \lambda_y) 0,1 z_t \cdot \zeta = 10,46 \text{ м}^2,$$

де $\beta = 1,0$; $\zeta = 0,799$ (при $\lambda = 19,8$ м). Для багатоколієних стоянів при несиметричному навантаженні

$$\Omega_F = \Omega_{F1} + \Omega_{F2} + \Omega_{F3}.$$

Плечі сил, що діють на стоян мосту, наведені на рис. 11.

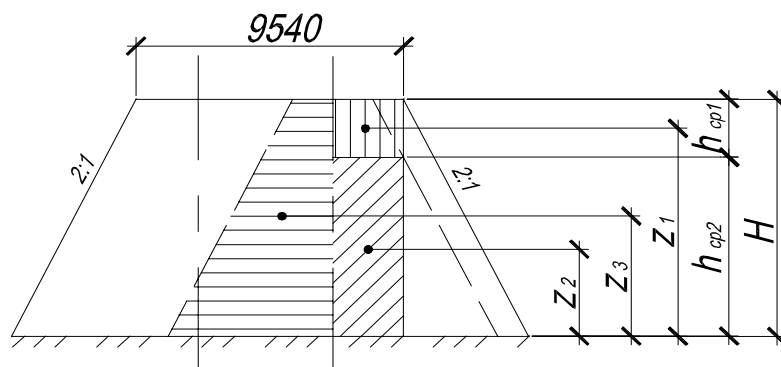


Рис. 11. Схема розповсюдження тиску на стоян

$$h_{cp1} = 2,31 \text{ м}; \quad h_{cp2} = 6,08 \text{ м};$$

$$z_1 = 7,235 \text{ м}; \quad z_2 = 3,04 \text{ м}; \quad z_3 = 4,195 \text{ м};$$

$$b_{cp} = 2,505 \text{ м}; \quad \Omega_{F1} = 16,713 \text{ м}^2;$$

$$\Omega_{F2} = 19,05 \text{ м}^2; \quad \Omega_{F3} = 35,196 \text{ м}^2;$$

$$\sum \Omega_{cp} = 9,61 \text{ м}^2; \quad \sum \Omega_k^M = 12,446 \text{ м}^2.$$

Тимчасове вертикальне допустиме навантаження $k = 157,52 \text{ кН/м}$.

Еталонне навантаження $k_n = 17,36 \text{ кН/м}$.

Динамічний коефіцієнт при тепловозній тязі $1 + \mu = 1,305$.

Клас стояна при розрахунку за методикою [1] $K = 6,95$.

У разі розрахунку з урахуванням коефіцієнта, який враховує нерівномірність дії постійних і тимчасових навантажень

$$\sum N_{\Pi} = 6568,5 \text{ кН}; \quad \sum M_{A-A} = 32974 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$e_{A-A} = 5,02 \text{ м}; \quad e_0 = 0,77 \text{ м};$$

$$\sum M_{ц.т} = -5060 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad \sum M_{\Pi} = 1180 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поздовжнім вітровим навантаженням зневажаємо, оскільки його величина надто мала.

Допустиме вертикальне навантаження на стоян $k = 185,21 \text{ кН/м}$.

Еталонне навантаження $k_n = 17,36 \text{ кН/м}$.

Динамічний коефіцієнт при тепловозній тязі: $1 + \mu = 1,305$. Клас стояна $K = 8,18$.

Як видно із наведених розрахунків врахування коефіцієнта розподілення навантажень сприяє уточненню вантажопідйомності опор двоколієвних мостів і її підвищенню.

Методика, яка викладена в цій роботі, може бути рекомендована для включення до складу вітчизняного нормативного документу з визначення вантажопідйомності опор мостів.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Руководство по определению грузоподъемности опор железнодорожных мостов. – М.: Транспорт, 1995. – 143 с.
2. Белозерова Е. А. Исследование влияния расчетных параметров на класс устоев / Е. А. Белозерова, К. И. Солдатов, В. И. Соломка // Будівництво: Зб. наук. пр. ДПТУ, – Д., 2002. – Вип. 10. – С. 83–87.
3. Солдатов К. И. К вопросу о классификации опор железнодорожных мостов / К. И. Солдатов, С. В. Лепицкий // Будівництво: Зб. наук. пр. ДПТУ. – Д., 2000. – Вип. 8. – С. 82–88.
4. СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2001. – 214 с.

Надійшла до редколегії 06.05.04.