

Topilnytskyu V. G. Устройства устранения вибраций технологических машин // *Журнал Кошицького технічного університету "Manufacturing engineering"*, cisl. 2, rocnik V. – 2006. – S. 52–53. 23. Ланець О. С. Високоєфективні міжрезонансні вібраційні машини з електромагнітним приводом (Теоретичні основи та практика створення) .– Львів : Вид-во Нац. ун-ту "Львівська політехніка", 2008. – 324 с. 24. Дівеєв Б. М., Сава Р. В., Черчик Г. Т., Яворський Я. П. Експериментальне визначення параметрів розрахункової моделі насоса з динамічними гасниками коливань // *Наукові нотатки.*– Луцьк, 2014. – Вип. 46. – С. 131–137. 25. Diveyev Bohdan, Vikovych Ihor, Martyn Viktor, Dorosh Ihor. Optimization of the impact and particle vibration absorbers, 22th International Congress on Sound and Vibration 2015 Florence, Italy. Vol. 2, (Electronic edition). – 8 p. 26. Diveyev Bohdan. Impact and particle buffered vibration absorbers optimization and design // *Ukrainian Journal of Mechanical Engineering and Material Science.* – Vol. 1. – No. 2. – P. 35–50.

УДК 624.046

І. В. Кузьо, О. Є. Кунта, Є. В. Харченко  
Національний університет "Львівська політехніка"

## РОЗРАХУНОК НАДЗЕМНОЇ ДІЛЬНИЦІ МАГІСТРАЛЬНОГО ТРУБОПРОВОДУ НА СТІЙКІСТЬ

© Кузьо І. В., Кунта О. Є., Харченко Є. В., 2016

*Розглянуто математичну модель напружено-деформованого стану надземної ділянки магістрального трубопроводу з урахуванням взаємодії надземного прогону з прилеглими до нього частинами підземних прогонів. Грунт, на який спираються підземні прогони трубопроводу, розглядається як пружна основа типу Вінклера. Місцеві ослаблення ділянки трубопроводу у місцях сполучення надземного прогону з підземними змодельовано введенням у систему пружних шарнірів. За допомогою матричного методу початкових параметрів вивчено вплив перепадів температури на стійкість надземної ділянки магістрального трубопроводу. Ключові слова: магістральний трубопровід, надземна ділянка, локальне ослаблення, перепад температур, стійкість, метод початкових параметрів.*

*The mathematical model of stress-strain state aboveground station of pipeline is investigated with taking into consideration interaction aboveground part of pipeline with adjacent to it parts of underground pipeline. The underground parts of pipeline which leaning on the soil are considered as elastic Winkler type basis. Local weakening station of pipeline in connections areas underground part of pipeline with aboveground part are simulated by the introduction elastic joints into a system. Using the matrix method of initial parameters the impact of temperature changes on the stability of aboveground station pipeline is studied.*

*Key words: the pipeline, aboveground station, local weakening, temperature changes, resistance, method of initial parameters.*

**Постановка проблеми.** Згідно з чинними вимогами [19], під час проектування надземних ділянок магістральних трубопроводів необхідно виконувати їх розрахунок на стійкість. Аналіз напружено-деформованого стану труби, обумовленого температурним перепадом, треба проводити з урахуванням її взаємодії з навколишнім середовищем (грунтом). За наявності дефектів матеріалу (тріщини, розшарування металу тощо) треба брати до уваги й місцеві ослаблення трубопроводу [13, 20]. У зв'язку з цим постає потреба у розробленні узагальненої математичної моделі й алгоритму розрахунку багатопрогонової надземної ділянки магістрального трубопроводу на стійкість. Оскільки відношення довжини прогону до зовнішнього діаметра трубопроводу здебільшого є не меншим від п'яти, аналіз стійкості трубопроводу можна виконувати із застосуванням технічної

теорії згину. Беручи до уваги багатопрогову структуру механічної системи, для проведення розрахунку доцільно застосовувати матричний метод початкових параметрів.

Проблемі стійкості пружних систем у науковій літературі приділяється значна увага. Класичні задачі стійкості пружних однопрогових і багатопрогових систем зводяться до знаходження і аналізу фундаментальних розв'язків диференціальних рівнянь зігнутої осі стрижня [1–3, 4, 5]. Для дослідження стійкості висотних довгомірних конструкцій застосовують енергетичні та динамічні критерії [6, 8]. Вивчено вплив особливостей прикладання навантажень, зокрема дії неконсервативних сил, на стійкість однопрогових конструкцій [3, 6, 8]. Досліджуються особливості розрахунку складених довгомірних конструкцій [1, 5], а також конструкцій змінного поперечного перерізу [4]. Розглядається вплив власної ваги на стійкість висотних конструкцій [5, 10], а також вплив дії пружного середовища на критичне осьове навантаження стрижнів [1–3, 5]. У зв'язку з однотипністю задач про вільні коливання та про стійкість пружних систем їх нерідко розв'язують у спільній постановці [8, 10, 14, 16] та розробляють спільні алгоритми розрахунку власних частот, критичних навантажень, а також власних форм коливань та форм деформування на межі стійкості. Особлива увага приділяється розробленню комп'ютерних методів і алгоритмів розрахунку довгомірних конструкцій на стійкість [1, 2, 11, 14, 17]. Широко вивчається стійкість довгомірних конструкцій, що перебувають під дією динамічних навантажень [3, 6, 10, 12, 18]. Зауважимо, що у дослідженнях стійкості й коливань висотних або довгомірних конструкцій застосовують і технічну теорію згину [2–4, 7, 18], і неklasичну теорію балок С. Тимошенка [1, 5, 14, 16]. Для проведення розрахунків багатопрогових конструкцій використовують матричний метод початкових параметрів [2, 7].

Особливе місце відводиться вивченню динаміки та стійкості довгомірних конструкцій з локальними ослабленнями, що можуть бути зумовлені місцевими звуженнями поперечного перерізу, наявністю податливих з'єднань, а також дефектами матеріалу, що з'являються унаслідок його старіння (корозія, тріщини, розшарування металу тощо). У найпростішому випадку розрахунок таких конструкцій виконують із застосуванням моделей зі скінченною кількістю ступенів свободи, у яких споруда розглядається як система твердих тіл, зв'язаних між собою за допомогою пружних шарнірів [4, 6, 17]. У праці [17] вивчається вплив лінійних і нелінійних жорсткісних властивостей пружних шарнірів на стійкість системи під дією неконсервативних сил. Точніша, двопрогонова модель довгомірної конструкції з лінійним пружним шарніром побудована із застосуванням теорії балок С. Тимошенка [14] і реалізована під час визначення власних частот і критичних навантажень механічної системи. Коливання і стійкість двопрогових пружних конструкцій з тріщинами досліджено у працях [12, 15], у яких розглянуто особливості визначення жорсткісних характеристик локальних ослаблень. Експериментальні дослідження динамічної стійкості консольної балки з тріщиною [9] засвідчують несиметричний характер коливальних процесів у механічній системі, що можна пояснити нелінійністю жорсткісної характеристики місцевого ослаблення з тріщиною. Для дослідження стійкості двопрогової конструкції з місцевим ослабленням, що характеризується податливістю у поперечному і в обертальному напрямках та в'язким тертям, пропонується скінченноелементна модель [11]. На основі застосування технічної теорії згину досліджується вплив системи локальних ослаблень типу тріщин на коливання балки з урахуванням дії осьового навантаження [7].

Проведений аналіз відомих досліджень коливань і стійкості багатопрогових довгомірних конструкцій засвідчує актуальність проблеми удосконалення методів розрахунку механічних систем з місцевими ослабленнями, а також вивчення впливу деградації матеріалу на несівну здатність локально ослаблених конструкцій.

**Мета роботи** полягає у розробленні математичної моделі та побудові на основі матричного методу початкових параметрів алгоритму розрахунку на стійкість локально ослабленої надземної дільниці магістрального трубопроводу із застосуванням технічної теорії згину та з урахуванням взаємодії підземних прогонів трубопроводу з пружною основою.

**Виклад основного матеріалу дослідження.** Розглянемо методику розрахунку надземної ділянки магістрального трубопроводу на стійкість на прикладі механічної системи, у яку входять надземний і зв'язані з ним підземні прогони довгомірної конструкції (рис. 1).

Вважатимемо, що прогони, які містяться у землі, спираються на пружну основу типу Вінклера. Довжини прогонів довгомірної конструкції позначаємо як  $l_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ), а погонні коефіцієнти постелі пружної основи – як  $k_1, k_3$ . Для опису напружено-деформованого стану трубопроводу скористаємося поздовжніми координатами  $x_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) з початками у лівих крайніх перерізах відповідно прогонів і спрямованих праворуч. Прогони здеформованої осі довгомірної конструкції позначаємо як  $w_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ).

Для зручності зображення форм коливальних усієї трипрогонової конструкції додатково вводимо спрямовану вправо, спільну для усіх ділянок координату  $x$  з початком на лівому кінці конструкції. Тоді загальний вираз для прогину складеної балки як функції координати  $x$  набуває вигляду

$$w(x,t) = w_1(x,t), \text{ якщо } 0 \leq x \leq l_1;$$

$$w(x,t) = w_2(x-l_1,t), \text{ якщо } l_1 \leq x \leq l_1+l_2;$$

$$w(x,t) = w_3(x-l_1-l_2,t), \text{ якщо } l_1+l_2 \leq x \leq l_1+l_2+l_3.$$

Застосовуючи технічну теорію згину, рівняння напружено-деформованого стану прогонів, спертих на пружну основу, записуємо у вигляді

$$\frac{d^4 w_i}{dx_i^4} + b_i^2 \frac{d^2 w_i}{dx_i^2} + c_i^4 w_i = 0 \quad (i = 1, 3), \tag{1}$$

де

$$b_i = \frac{P_i}{EI_i}; \quad c_i = \frac{k_i}{EI_i}, \tag{2}$$

причому  $E$  – модуль пружності першого роду матеріалу труби;  $I_i$  – осьовий момент інерції поперечного перерізу труби;  $P_i$  – осьова сила, якою стискається надземний прогін труби.

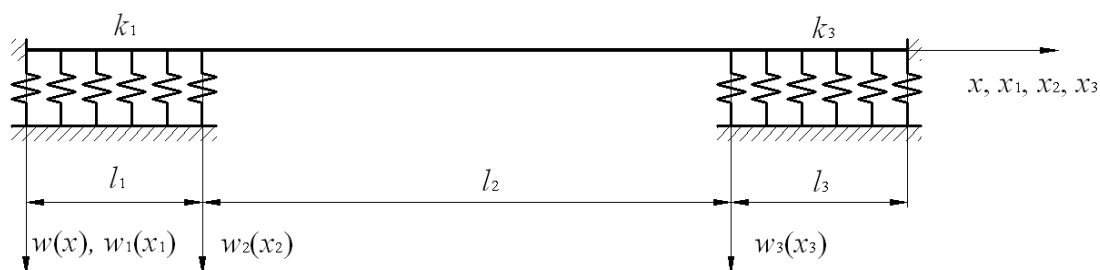


Рис. 1. Розрахункова схема надземної ділянки трубопроводу з частинами підземних ділянок

Характеристичне рівняння, що відповідає диференціальному рівнянню (1), має вигляд

$$r_i^4 + b_i^2 r_i^2 + c_i^4 = 0, \tag{3}$$

а його коренями будуть величини

$$r_i = \pm \sqrt{-\frac{b_i^2}{2} \pm \sqrt{\frac{b_i^4}{4} - c_i^4}}.$$

У випадку, коли

$$b_i^4 / 4 - c_i^4 \geq 0,$$

усі чотири корені характеристичного рівняння (3) будуть уявними.

Відповідно до методу початкових параметрів, розв'язки диференціальних рівнянь (1) подаємо у матричній формі

$$Y_i(x_i) = S_i(x_i) \cdot Y_i(0) \quad (i=1, 3), \quad (4)$$

де

$$Y_i(x_i) = \text{col}[w_i(x_i), w_i'(x_i), w_i''(x_i), w_i'''(x_i)]; \quad (5)$$

$$S_i(x_i) = \begin{pmatrix} \Psi_{1i}(x_i) & \Psi_{2i}(x_i) & \Psi_{3i}(x_i) & \Psi_{4i}(x_i) \\ \Psi_{1i}(x_i) & \Psi_{2i}(x_i) & \Psi_{3i}(x_i) & \Psi_{4i}(x_i) \\ \Psi_{1i}(x_i) & \Psi_{2i}(x_i) & \Psi_{3i}(x_i) & \Psi_{4i}(x_i) \\ \Psi_{1i}(x_i) & \Psi_{2i}(x_i) & \Psi_{3i}(x_i) & \Psi_{4i}(x_i) \end{pmatrix}. \quad (6)$$

де  $\Psi_{1i}, \Psi_{2i}, \Psi_{3i}, \Psi_{4i}$  – фундаментальна система інтегралів рівняння (1), що визначаються за формулами

$$\begin{aligned} \Psi_{1i} &= \frac{1}{\lambda_{1i}^2 - \lambda_{2i}^2} (\lambda_{1i}^2 \cos \lambda_{2i} x - \lambda_{2i}^2 \cos \lambda_{1i} x); & \Psi_{2i} &= \frac{1}{\lambda_{1i}^2 - \lambda_{2i}^2} \left( \frac{\lambda_{1i}^2}{\lambda_{2i}} \sin \lambda_{2i} x - \frac{\lambda_{2i}^2}{\lambda_{1i}} \sin \lambda_{1i} x \right); \\ \Psi_{3i} &= \frac{1}{\lambda_{1i}^2 - \lambda_{2i}^2} (\cos \lambda_{2i} x - \cos \lambda_{1i} x); & \Psi_{4i} &= \frac{1}{\lambda_{1i}^2 - \lambda_{2i}^2} \left( \frac{1}{\lambda_{2i}} \sin \lambda_{2i} x - \frac{1}{\lambda_{1i}} \sin \lambda_{1i} x \right), \end{aligned} \quad (7)$$

причому

$$\lambda_{1i} = \sqrt{\frac{b_i^2}{2} + \sqrt{\frac{b_i^4}{4} - c_i^4}}; \quad \lambda_{2i} = \sqrt{\frac{b_i^2}{2} - \sqrt{\frac{b_i^4}{4} - c_i^4}}.$$

З урахуванням залежностей (6), (7) квадратну матрицю  $S_i(x_i)$  зводимо до вигляду

$$S_i(x_i) = \begin{pmatrix} \Psi_{1i}(x_i) & \Psi_{2i}(x_i) & \Psi_{3i}(x_i) & \Psi_{4i}(x_i) \\ -c_i^4 \Psi_{4i}(x_i) & \Psi_{1i}(x_i) & \Psi_{2i}(x_i) - & \Psi_{3i}(x_i) \\ -c_i^4 \Psi_{3i}(x_i) & -c_i^4 \Psi_{4i}(x_i) & \Psi_{1i}(x_i) - & \Psi_{2i}(x_i) - \\ -c_i^4 \Psi_{2i}(x_i) + & -c_i^4 \Psi_{3i}(x_i) & -b_i^2 \Psi_{2i}(x_i) + & \Psi_{1i}(x_i) - \\ +b^2 c^4 \Psi_{4i}(x_i) & & +(b_i^4 - c_i^4) \Psi_{4i}(x_i) & -b_i^2 \Psi_{3i}(x_i) \end{pmatrix}. \quad (8)$$

Диференціальні рівняння зігнутої осі другого прогону трубопроводу записуємо у вигляді

$$\frac{d^4 w_2}{dx_2^4} + b_2^2 \frac{d^2 w_2}{dx_2^2} = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, n), \quad (9)$$

де

$$b_2^2 = \frac{P_2}{EI_2}. \quad (10)$$

Розв'язки однорідних диференціальних рівнянь (9) подаємо у матричному вигляді

$$Y_2(x_2) = S_2(x_2) \cdot Y_2(0), \quad (11)$$

де

$$Y_2(x_2) = \text{col}[w_2(x_2), w_2'(x_2), w_2''(x_2), w_2'''(x_2)]; \quad (12)$$

$$S_2(x_2) = \begin{pmatrix} 1 & x_2 & \frac{1}{b_2^2} \left( 1 - \cos b_2 x_2 \right) & \frac{1}{b_2^3} \left( b_2 x_2 - \sin b_2 x_2 \right) \\ 0 & 1 & \frac{1}{b_2} \sin b_2 x_2 & \frac{1}{b_2^2} \left( 1 - \cos b_2 x_2 \right) \\ 0 & 0 & \cos b_2 x_2 & \frac{1}{b_2} \sin b_2 x_2 \\ 0 & 0 & -b_2 \sin b_2 x_2 & \cos b_2 x_2 \end{pmatrix}. \quad (13)$$

Кут повороту поперечного перерізу, згинальний момент і внутрішню силу у вертикальному перерізі конструкції визначаємо за формулами

$$\begin{aligned} \varphi_i &= \frac{dw_i}{dx_i}; & M_i &= -EI_i \frac{d^2 w_i}{dx_i^2}; \\ V_i &= -EI_i \frac{d^3 w_i}{dx_i^3} - P_i \frac{dw_i}{dx_i} \quad (i = 1, 2, 3). \end{aligned} \quad (14)$$

Поперечну силу, на відміну від внутрішньої сили у вертикальному перерізі, знаходимо як

$$Q_i = -EI_i \frac{d^3 w_i}{dx_i^3}. \quad (15)$$

Крайові умови, яким повинні відповідати розв'язки диференціального рівняння (1) на лівому кінці споруди, запишемо у вигляді

$$w_1(0) = 0; \quad \varphi_1(0) = 0. \quad (16)$$

Крайові умови для стиків сусідніх прогонів трубопроводу записуємо з урахуванням можливого ослаблення труби в областях стиків

$$\begin{aligned} w_{i+1}(0) &= w_i(l_i); & \varphi_{i+1}(0) &= \varphi_i(l_i) - \frac{M_i(l_i)}{c_i}; \\ M_{i+1}(0) &= M_i(l_i); & V_{i+1}(0) &= V_i(l_i) \quad (i = 1, 2), \end{aligned} \quad (17)$$

де  $c_1, c_2$  – коефіцієнти жорсткості ослаблених зон труби.

Крайовими умовами для правого крайнього перерізу довгомірної конструкції будуть співвідношення:

$$w_3(l_3) = 0; \quad \varphi_3(l_3) = 0. \quad (18)$$

З урахуванням диференціальних залежностей (14) утворимо матричні співвідношення взаємозв'язків між функцією  $w_i(x_i)$  та її похідними, з одного боку, та фізичними величинами, що характеризують напружено-деформований стан конструкції у цьому перерізі, з іншого боку:

$$F_i(x_i) = A_i Y_i(x_i); \quad Y_i(x_i) = B_i F_i(x_i) \quad (i = 1, 2, 3), \quad (19)$$

де

$$\begin{aligned} F_i(x_i) &= \text{col}[w_i(x_i), \varphi_i(x_i), M_i(x_i), V_i(x_i)]; \\ A_i &= \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -EI_i & 0 \\ 0 & -P_i & 0 & -EI_i \end{pmatrix}; & B_i &= \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{EI_i} & 0 \\ 0 & -\frac{P_i}{EI_i} & 0 & -\frac{1}{EI_i} \end{pmatrix}. \end{aligned} \quad (20)$$

Крайові умови (17) подаємо у матричному вигляді

$$F_{i+1}(0) = H_i F_i(l_i) \quad (i = 1, 2); \quad (22)$$

де

$$H_i = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -c_i^{-1} & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}. \quad (23)$$

З урахуванням матричних співвідношень (4), (11), (19) одержуємо зв'язок геометричних і силових параметрів на кінцях споруди

$$F_3(l_3) = \left( A_3 S_3(l_3) B_3 \prod_{i=2}^1 H_i A_i S_i(l_i) B_i \right) \cdot F_1(0), \quad (24)$$

де матриці-стовпці  $F_1(0)$  і  $F_3(l_3)$ , згідно з крайовими умовами (16), (18), мають вигляд

$$F_1(0) = \text{col}(0, 0, M_1(0), V_1(0)); \quad (25)$$

$$F_3(l_3) = \text{col}(0, 0, M_3(l_3), V_3(l_3)). \quad (26)$$

Задаючи почергово матрицю-стовпець (25) у вигляді

$$F_1(0) = \text{col}(0, 0, 1, 0) \quad \text{або} \quad F_1(0) = \text{col}(0, 0, 0, 1), \quad (27)$$

за допомогою матричної залежності (24) визначаємо реакції першого і другого елементів матриці-стовпця (26) на одиничні значення третього і четвертого елементів матриці-стовпця  $F_1(0)$ . Реакції поступального переміщення  $w_3(l_3)$  на одиничні значення згинального моменту  $M_1(0)$  і внутрішньої сили  $V_1(0)$  позначаємо як  $r_{13}$  і  $r_{14}$ ; реакції обертального переміщення  $\varphi_3(l_3)$  на одиничні значення відповідних елементів матриці-стовпця  $F_1(0)$  – як  $r_{23}$  і  $r_{24}$ . Тоді, з урахуванням крайових умов (18), одержуємо систему алгебричних рівнянь

$$r_{13} M_1(0) + r_{14} V_1(0) = 0; \quad r_{23} M_1(0) + r_{24} V_1(0) = 0. \quad (28)$$

Для існування ненульових розв'язків системи (28) необхідно, щоб її визначник дорівнював нулю, тобто

$$\begin{vmatrix} r_{13} & r_{14} \\ r_{23} & r_{24} \end{vmatrix} = 0. \quad (29)$$

Оскільки коефіцієнти алгебричних рівнянь (28) є функціями осьового навантаження  $P$  надземної ділянки магістрального трубопроводу, співвідношення (29) можна розглядати як характеристичне рівняння для знаходження критичних значень навантаження  $P_{k1}, P_{k2}, P_{k3}, \dots$ . Практичне значення має нижча вартість критичної сили, з якою порівнюють осьове зусилля в трубі, зумовлене перепадом температури.

Для кожного з критичних значень осьового навантаження обчислюємо початкові параметри напружено-деформованого стану надземної ділянки магістрального трубопроводу за залежністю

$$F_i(0) = \left( \prod_{j=i}^1 H_j A_j S_j(l_j) B_j \right) F_1(0) \quad (i=1, 2), \quad (30)$$

яка безпосередньо впливає зі співвідношень (4), (11), (19), (22), і визначаємо форми прогинів, кутів повороту поперечних перерізів і згинальних моментів за формулами

$$F_i(x_i) = A_i S_i(x_i) B_i F_i(0) \quad (i=1, 2, 3), \quad (31)$$

які є наслідком співвідношень (4), (11), (19).

Отже, для визначення спектра критичних сил спершу за допомогою рівності (24) визначаємо коефіцієнти алгебричних рівнянь (28), після чого знаходимо корені трансцендентного рівняння (29). Форми геометричних і силових параметрів поперечних перерізів конструкції одержуємо із застосуванням співвідношень (30), (31). Зауважимо, що сила у вертикальному перерізі  $V_i(x_i)$  ( $i = 1, 2, 3$ ) кожної з ділянок споруди дорівнює нулю. Графіки форм поперечних сил  $Q_i(x_i)$  ( $i = 1, 2, 3$ ) будемо, застосовуючи співвідношення (15).

На рис. 2–5 наведено результати розрахунків на стійкість надземної ділянки магістрального трубопроводу зовнішнім діаметром 529 мм і товщиною стінки 10 мм, що перебуває під дією осьового навантаження, спричиненого температурним перепадом  $\Delta t^\circ = 50^\circ$ . Механічні характеристики матеріалу труби:  $E = 2,1 \cdot 10^5$  МПа;  $\rho = 0,787$  кг/м<sup>3</sup>. Погонний коефіцієнт постелі пружної основи, на яку спираються крайні прогони трубопроводу, становить  $k = 0,25 \cdot 10^8$  Н/м<sup>2</sup>; коефіцієнт пропорційності між осьовим переміщенням поперечного перерізу підземного прогону труби і дотичними напруженнями на її зовнішній поверхні прийнято  $k_\tau = 2,0 \cdot 10^6$  Н/м<sup>3</sup>.

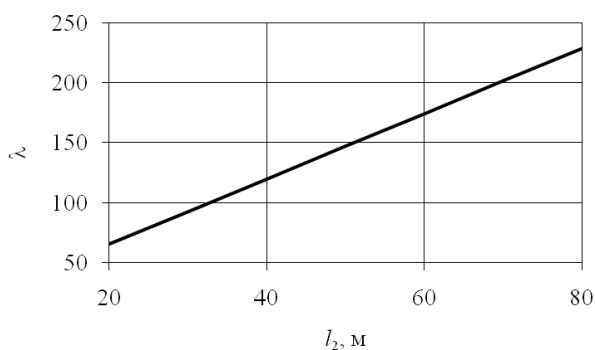


Рис. 2. Залежність жорсткості конструкції трипрогонової ділянки трубопроводу без локальних ослаблень від довжини надземного прогону

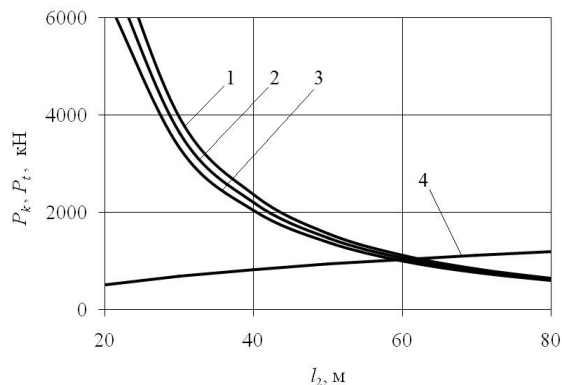


Рис. 3. Залежності критичного навантаження трипрогонової ділянки трубопроводу без локальних ослаблень (1), з одним (2) і з двома (3) локальними ослабленнями та залежність температурного зусилля в трубі (4) від довжини надземного прогону

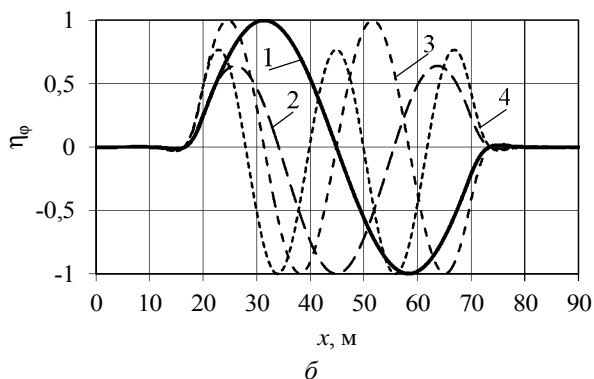
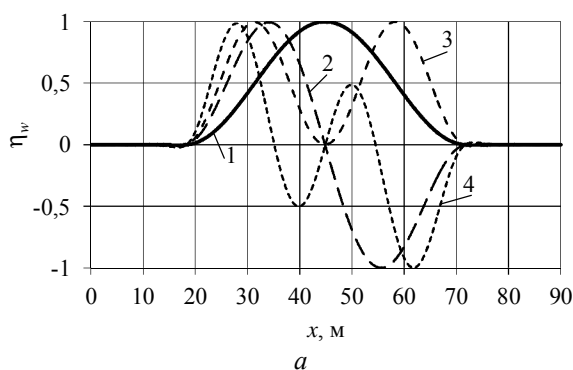
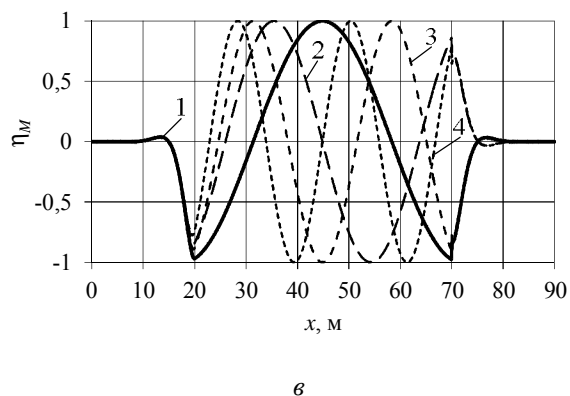


Рис. 4. Форми прогинів (а), кутів повороту поперечних перерізів (б) і згинальних моментів (в) защемленої на кінцях трипрогонової ділянки трубопроводу без місцевих ослаблень (довжини підземних прогонів становлять 20 м, а надземного – 50 м; позначення кривих відповідають порядковим значенням критичної сили)



Базова довжина середнього прогону трубопроводу становить 50 м; прийнято, що довжина крайніх прогонів трубопроводу дорівнює 20 м. Поздовжня сила у середньому прогоні базової довжини, визначена з урахуванням деформування усіх прогонів, становить 937,025 кН. Поздовжня сила у крайніх прогонах за довжиною змінюється від – 502,491 кН до – 937,025 кН. Для проведення розрахунків прийнято середнє значення цієї сили, тобто – 719,758 кН. Аналогічно визначали поздовжні сили у поперечних перерізах надземної ділянки за будь-яких інших довжин прогонів.

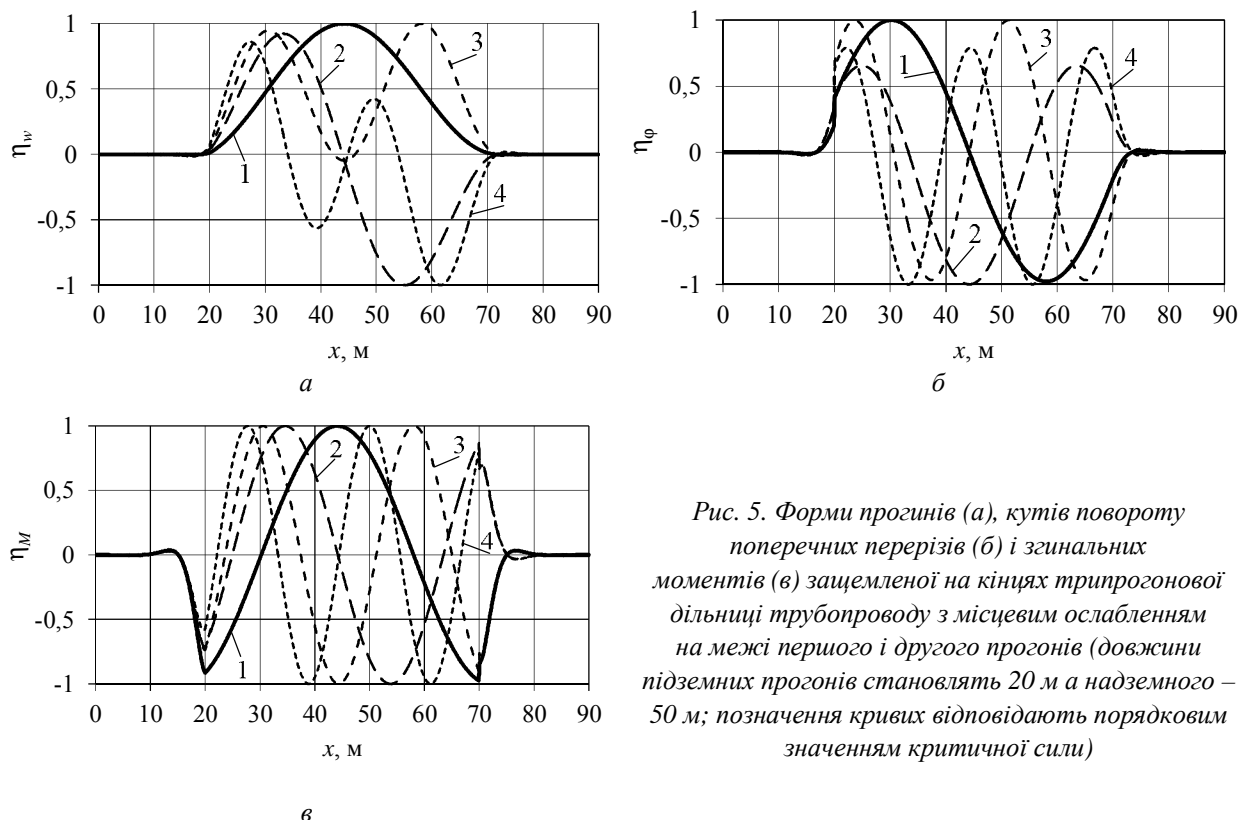


Рис. 5. Форми прогинів (а), кутів повороту поперечних перерізів (б) і згинальних моментів (в) заземленої на кінцях трипрогонової ділянки трубопроводу з місцевим ослабленням на межі першого і другого прогонів (довжини підземних прогонів становлять 20 м а надземного – 50 м; позначення кривих відповідають порядковим значенням критичної сили)

Як видно з рис. 2, гнучкість надземної ділянки магістрального трубопроводу може набувати значень, за яких механічна система може втратити стійкість. Локальні ослаблення трубопроводу та довжина надземного прогону істотно впливають на значення критичної сили (рис. 3). Перетин кривих 1, 2, і 3 з кривою 4 на згаданому рисунку свідчить про реальну можливість втрати стійкості за температурного перепаду  $\Delta t^{\circ} = 50^{\circ}$ .

Порівнюючи рис. 4 і 5, спостерігаємо вплив локального ослаблення конструкції на форми прогинів, кутів повороту поперечних перерізів і згинальних моментів.

**Висновки.** Побудовано математичну модель і алгоритм розрахунку на стійкість трипрогонової ділянки магістрального трубопроводу з урахуванням локальних ослаблень труби на межах прогонів і взаємодії труби з пружною основою. Як засвідчили результати розрахунків, температурні перепади, які реально виникають під час експлуатації надземних ділянок трубопроводів, можуть призводити до втрати стійкості труби. Зі зростанням довжини прогону небезпека втрати його стійкості зростає. Проведений аналіз особливостей виявленого макророзшарування матеріалу труби свідчить про можливість значного місцевого ослаблення трубопроводу під час тривалої експлуатації. З'ясовано, що локальні ослаблення надземної ділянки магістрального трубопроводу можуть призводити до зниження критичного навантаження на 15–25 %.

1. Баженов В. А. Строительная механика. Специальный курс: Применение метода граничных элементов / В. А. Баженов, А. Ф. Даценко, Л. В. Коломиец, В. Ф. Орбой. – Одесса: Астропринт, 2001. – 286 с. 2. Баженов В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: підручник / В. А. Баженов, А. В. Перельмутер, О. В. Шишов; за заг. ред. д. т. н., проф. В. А. Баженова. – К.: Каравела, 2009. – 696 с. 3. Вольмир А. С. Устойчивость упругих систем. – М.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1963. – 880 с. 4. Строительная механика. Динамика и



устойчивость сооружений: учебник для вузов / А. Ф. Смирнов, А. В. Александров, Б. Я. Лащеников, Н. Н. Шапошников; под ред. А. Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1984. – 416 с. 5. Тимошенко С. П. Устойчивость стержней и оболочек. – М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1971. – 808 с. 6. Филін А. П. Прикладная механика твердого деформируемого тела: Сопротивление материалов с элементами теории сплошных сред и строительной механики. – Т. III. – М.: Наука, Главная редакция физико-математической литературы, 1981. – 480 с. 7. Baris Binici. Vibration of beams with multiple open cracks subjected to axial force // *Journal of Sound and Vibration*. – 287. – 2005. – P. 277–295. 8. Drgania i statecznosc ukladow smuklych / Praca zbiorowa pod kierunkiem naukowym i redakcja Lecha Tomskiego. – Warszawa: Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, 2004. – 344 s. 9. Brandon J. B., Sudraud C. An experimental investigation into the topological stability of a cracked cantilever beam // *Journal of Sound and Vibration*. – 1998. – 211(4). – P. 555–569. 10. Dario Aristizabal-Ochoa J. Static and dynamic stability of uniform shear beam-columns under generalized boundary conditions // *Journal of Sound and Vibration*. – 2007. – 307. – P. 69–88. 11. Mladenov K. A., Sugiyama Y. Stability of a jointed free-free beam under end rocket thrust // *Journal of Sound and Vibration*. – 1997. – 199(1). – P. 1–15. 12. Kim K. H., Kim J.-H. Effect of a crack on the dynamic stability of a free-free beam subjected to a follower force // *Journal of Sound and Vibration*. – 2000. – 233(1). – P. 119–135. 13. Kharchenko L. Ye., Kunta O. Ye., Zvirko O. I., Savula R. S., Duryahina Z. A. Diagnostics of Hydrogen Macrodelaamination in the Wall of a Bent Pipe in the System of Gas Mains // *Materials Science*. January 2016, Vol. 51, Issue 4, P. 530–537. 14. Luis G. Arboleda–Monsavle, David G. Zapato–Medina, J. Dario Aristzabol–Ochota. Stability and natural frequencies of a weakend Timoshenko beam–column with generalized and conditions under constant axial load // *Journal of Sound and Vibration*. – 307. – 2007. – P. 89–112. 15. Dado M. H. F., Abuzeid O. Coupled transverse and axial vibratory behaviour of cracked beam with end mass and rotary inertia // *Journal of Sound and Vibration*. – 2003. – 261. – P. 675–696. 16. Farchaly S. H., Shebl M. G. Exact frequency and mode shape formulae for studying vibration and stability of Timoshenko beam system // *Journal of Sound and Vibration*. – 1995. – 180. – P. 205–227. 17. W. Glabisz. Stability of discrete systems under nonconservative loading with dynamic follower parameter // *Computers & Structures*. – 1996. – Vol. 60, No. 4. – P. 653–663. 18. Wojciech Sochacki. The dynamic stability of a simply supported beam with additional discrete elements // *Journal of Sound and Vibration*. – 2008. – 314. – P. 180–193. 19. Магістральні трубопроводи. СНІП 2.05.06-85. – М.: Госстрой СССР, 1985. 20. Магістральні трубопроводи. Настанова. Визначення залишкової міцності магістральних трубопроводів з дефектами. ДСТУ-Н Б В.2.3-21:2008. – К: Мінрегіонбуд України, 2008.