ISSN 1996-8159

ПБС

1'2017

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ





ЗАСНОВНИКИ

ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»

ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ
СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ
ім. В.М. ШИМАНОВСЬКОГО»

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 17750-6600 ПР від 07.04.2011 р.

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

**Абрашкевич Ю.Д.**, д.т.н., проф.
**Беркута А.В.**, к.е.н.
**Голоднов О.І.**, д.т.н., проф.
**Гончаренко Д.Ф.**, д.т.н., проф.
**Гордеєв В.М.**, д.т.н., проф.
**Гуляєв В.І.**, д.т.н., проф.
**Єгоров Є.А.**, д.т.н., проф.
**Кваша В.Г.**, д.т.н., проф.
**Корольов В.П.**, д.т.н., проф.
**Лантух-Лященко А.І.**, д.т.н., проф.
**Лобанов Л.М.**, академік НАНУ, д.т.н., проф.
**Мущанов В.П.**, д.т.н., проф.
**Оглобля О.І.**, д.т.н., проф.
**Пасечнюк В.Л.**
**Пічугін С.Ф.**, д.т.н., проф.
**Стоянов В.В.**, д.т.н., проф.
**Шимановський О.В.**, член-кор. НАНУ, д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2017 — 2018 роки

**Абель Д.**, д.т.н., проф. (США)
**Агощ З.**, д.т.н., проф. (Словаччина)
**Бєлоєв М.**, к.т.н. (Болгарія)
**Вєдяков І.І.**, д.т.н., проф. (Росія)
**Грінченко В.Т.**, академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
**Зюлко Є.**, д.т.н., проф. (Польща)
**Кавагучі М.**, д.т.н., проф. (Японія)
**Каравайченко М.Г.**, д.т.н., проф. (Росія)
**Като Ш.**, д.т.н., проф. (Японія)
**Кульбах В.**, академік НАНЕ, д.т.н., проф. (Естонія)
**Лан Т.**, д.т.н., проф. (Китай)
**Назаров Ю.П.**, д.т.н., проф. (Росія)
**Новак А.**, д.т.н., проф. (США)
**Розерт Х.**, д.т.н., проф. (Німеччина)
**Сидорович Є.М.**, д.т.н., проф. (Білорусь)
**Спарлінг Б.**, д.т.н., проф. (Канада)
**Трощенко В.Т.**, академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)
**Тулєбаєв К.Р.**, д.т.н. (Казахстан)
**Янковяк Р.**, д.т.н., проф. (Польща)

НАУКОВО-ВИРОБНИЧИЙ ЖУРНАЛ

ПБіС

1'2017

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

## ЗМІСТ

### НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ

**А.В. Шимановский**
ПРОСТОРОВА ЗАДАЧА ПРУЖНОЇ РІВНОВАГИ ГНУЧКОЇ ПРУЖНОЇ НИТКИ. . . . . 2

**В.І. Гуляєв, В.В. Гайдайчук, В.В. Мозговий, Ю.О. Заєць, Л.В. Шевчук**
ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕРМОНАПРУЖЕНОГО СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ. . . . . 6

**М.П. Коваль**
ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ, АРМОВАНИХ СТАЛЕВИМ ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛОМ ІЗ ПРОГОНОВИМ АНКЕРУВАННЯМ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВИМИ СТРИЖНЯМИ, ПРИ ДІЇ ВИСОКОРІВНЕВОГО МАЛОЦИКЛОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ. . . . . 13

**С.В. Сьомка**
ФОРМУВАННЯ МЕТОДУ ПОСЛІДОВНОГО СИСТЕМНОГО АНАЛІЗУ ЛАНЦЮГОВИХ ПРОПОРЦІЙНИХ СТРУКТУР В АРХІТЕКТУРІ . . . . . 19

**Т.І. Матченко, Л.Б. Шаміс**
РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ГОРИЗОНТАЛЬНО НАВАНТАЖЕНИХ ПАЛЬ ЗА ВЛАСТИВОСТЯМИ ГРУНТОВОЇ ОСНОВИ . . . . . 28

**С.Ф. Пічугін, Р.І. Кінаш, Я.С. Гук**
МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИЧНИХ ЗНАЧЕНЬ СЕРЕДНЬОГО І МАКСИМАЛЬНОГО ВІТРОВИХ ТИСКІВ У ЛИПНІ І СІЧНІ ДЛЯ 9 ВЕРШИН КАРПАТ ІЗ РАЙОНУВАННЯМ ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ . . . . . 35

### ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ

**Е.И. Гезенцвей**
АНАЛИЗ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ ПРИ ИЗНОСЕ И ПОВРЕЖДЕНИИ КОЖУХА ДОМЕННОЙ ПЕЧИ . . . . . 45

Згідно з наказом МОН України від 13.03.2017 р. № 374 журнал включено до Переліку наукових фахових видань України з технічних наук

Київ • 2017

© Промислове будівництво та інженерні споруди, 2017

УДК 624.074.04

# ПРОСТОРОВА ЗАДАЧА ПРУЖНОЇ РІВНОВАГИ ГНУЧКОЇ ПРУЖНОЇ НИТКИ

Викладено короткий огляд історії розрахунку гнучких ниток. Розглянуто метод вирішення просторової задачі пружної рівноваги гнучкої пружної нитки під дією довільних вертикального і горизонтального навантажень, заснований на строгій постановці принципу Лагранжа. Представлені результати оцінки точності отриманих рішень.

The brief review of history of calculation of flexible filaments is expounded. The method of decision of spatial task of resilient equilibrium of flexible resilient filament is considered at an action arbitrary vertical and horizontal loading, based on the strict raising of principle of Lagrange. The results of estimation of exactness of the got decisions are presented.

**Ключові слова:** гнучка пружна нитка, пружна рівновага, просторова задача, оцінка точності.

Початковою точкою відліку історії розрахунку гнучкої нитки зазвичай прийнято вважати 30-ті роки XIX століття, коли французький інженер Клод-Луї Нав'є (Claude-Louis Navier) [10] вперше опублікував отримане ним рішення рівняння кривої нерозтяжної нитки, що перебуває під дією вертикального навантаження. Згодом багато вчених присвячували свої дослідження різним питанням, пов'язаним із розрахунком гнучких ниток. Причому спочатку ця теорія розвивалася як одна зі складових теорії розрахунку висячих мостів шляхом вирішення тих чи інших частинних задач під дією окремих видів навантажень [5, 6].

Перший крок у напрямку узагальнення рішень гнучкої нерозтяжної нитки було зроблено в працях [8, 9], у яких для досягнення зазначеної мети використовувався принцип можливих переміщень, що відрізняється своєю фізичною наочністю, широкою варіативністю у виборі варійованих параметрів і високою універсальністю при вирішенні задач механіки (принцип Лагранжа). Однак, внаслідок застосування цього принципу до кінцевих переміщень, вдалося отримати лише наближений розв'язок задачі для пологої нитки при безперервній функції вертикального навантаження, що, беручи до уваги нелінійність роботи нитки під навантаженням, є не цілком строгим.

Дещо пізніше з'явилася монографія [3] і статті [2, 4], що містять більш точне рішення для гнучкої нерозтяжної нитки під дією довільного вертикального навантаження, яке базується на використанні строгої інтерпретації принципу Лагранжа, тобто на його застосуванні до переміщень нескінченно малих, а не кінцевих. Крім того, у зазначених роботах запропонований спосіб врахування пружних деформацій,



**О.В. Шимановський**
генеральний директор
ТОВ «Укрінсталькон
ім. В.М. Шимановського»,
член-кореспондент НАН України,
заслужений діяч науки і техніки
України, д.т.н., професор

розроблений уточнений метод розрахунку гнучких пружних ниток і дана оцінка прийнятих припущень на точність розрахунку. А кінцеве рівняння, що описує напружено-деформований стан нитки, представлено у виді

$$H^3 + \frac{8\omega}{3n^2 m^3} H^2 = \frac{D\omega}{2lm^3}, \qquad (1)$$

де $\omega = EF$ – жорсткість нитки на розтяг; $H$ – розпір; $l$ – прогін; $n = l/f$ і $m = L/l$ – безрозмірні коефіцієнти; $L$ – довжина нитки; $f$ – початкова стріла провисання; $D$ – інтегральна характеристика навантаження, що розраховується за формулою

$$D = \int_0^l qM^6 dx = \int_0^l (Q^6) dx, \qquad (2)$$

у якій під $M^6$ и $Q^6$ розуміється балковий вигинальний момент і балкова поперечна сила від заданого довільного навантаження $q(x)$ в умовній прямолінійній балці, яка за всіма своїми параметрами аналогічна гнучкій нитці.

Звернемо тепер увагу на те, що значення введеної характеристики $D$ можуть бути обчислені в кожному конкретному розрахунковому випадку або безпосереднім інтегруванням, або за методом Верещагіна [7], або ж за квадратурними формулами Ньютона–Котеса [1]. При цьому тут, природно, необхідно враховувати умови навантаження або, іншими словами, наступне: якщо функція навантаження не є безпе-

рервною на всьому прогоні, то інтеграли в виразах (2) обчислюються окремо на кожній ділянці, де функція навантаження неперервна, а результати підсумовуються. Якщо ж навантаження представлене у вигляді зосереджених сил, то зазначені інтеграли замінюються сумою з добутку цих сил на ординати відповідної епюри моментів.

З попереднього викладення випливає, що теорія розрахунку гнучкої нитки розроблена досить повно. Проте, у всіх не тільки згаданих вище, а й інших відомих публікаціях замовчується питання щодо розв'язку просторової задачі пружної рівноваги гнучкої пружної нитки. І тому в даній роботі пропонується метод вирішення зазначеної задачі під дією довільних вертикального і горизонтального навантажень, заснований на строгій постановці принципу Лагранжа, тобто досліджується загальний випадок роботи гнучких несівних елементів висячих систем.

Розгляд почнемо з припущення про те, що гнучка пружна нитка з модулем пружності $E$ і поперечним перерізом площею $F$ навантажена довільними вертикальним $q(x)$ і горизонтальним $p(x)$ навантаженнями і перебуває у стані рівноваги. Далі відповідно до загальновстановленої процедури принципу можливих переміщень виберемо при виведенні розв'язних рівнянь як незалежну змінної жорсткість нитки на розтяг $\omega = EF$, а як шукану функцію приймемо величину розпору $H$. Також будемо вважати, що жорсткість $\omega$ отримала дуже мале, але кінцеве приростання своєї величини, що дорівнює $\delta\omega$. При цьому цілком очевидно, що зміняться величини внутрішніх зусиль, які діють у нитці, і її геометрія. А саме: розпір $H$ отримає деяке збільшення $\delta H$, нитка переміститься зі свого положення рівноваги у вертикальній площині на величину $\delta y$ і у горизонтальній площині – на величину $\delta z$ (рис. 1).

Останні величини з урахуванням відомого співвідношення, що пов'язує стрілу провисання нитки з балковим моментом і розпором [3], а також нехтування впливом дуже малих осьових переміщень точок прикладання навантаження на значення цих моментів, можуть бути виражені так:

$$\delta y = -\frac{M_z^6 \delta H}{H(H+\delta H)}; \qquad (3)$$

$$\delta z = -\frac{M_y^6 \delta H}{H(H+\delta H)}. \qquad (4)$$

Робота зовнішніх сил обчислюється як інтеграл із добутків функцій навантажень $q(x)$ і $p(x)$ на представлені співвідношеннями (3) і (4) переміщення $\delta y$ і $\delta z$, поширений на всю довжину прогону $l$, а саме:

$$U_1^1 = -\int_0^l \frac{q(x) M_z^6 \delta H}{H(H+\delta H)} dx = -\frac{D_z \delta H}{H(H+\delta H)}; \qquad (5)$$

$$U_1^2 = -\int_0^l \frac{p(x) M_y^6 \delta H}{H(H+\delta H)} dx = -\frac{D_y \delta H}{H(H+\delta H)}. \qquad (6)$$

Причому тут, за аналогією з (1) прийнято, що $D_z$ – інтегральна характеристика вертикального, а $D_y$ – інтегральна характеристика горизонтального навантаження.

Перейдемо тепер до визначення роботи внутрішніх сил. Пружне подовження нескінченно малого елемента нитки $dx$ можна відобразити таким чином:

$$\delta dx = \left(\frac{H+\delta H}{\omega+\delta\omega} - \frac{H}{\omega}\right) dx = \frac{\omega\delta H - H\delta\omega}{\omega(\omega+\delta\omega)} dx. \qquad (7)$$

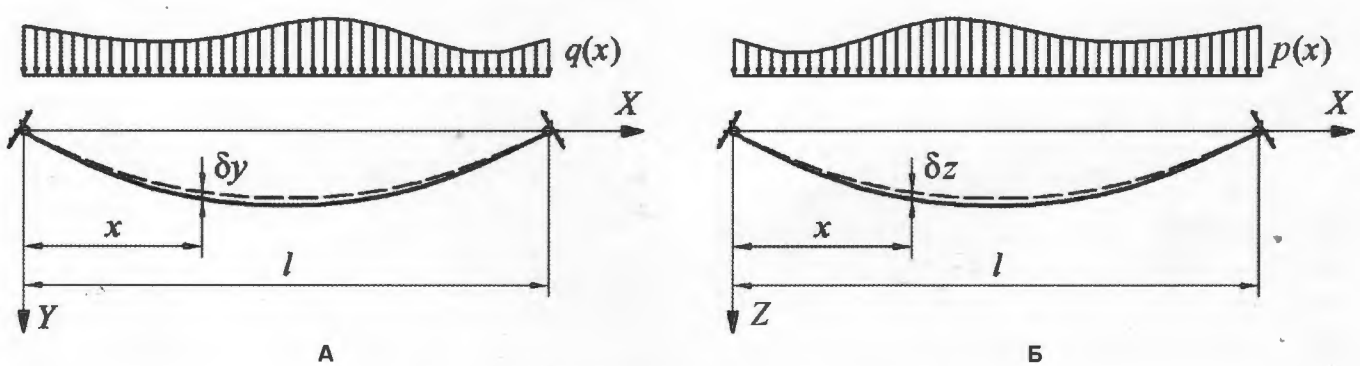



**Рис. 1. До виведення диференційного рівняння:**
**а** – вертикальна проекція; **б** – горизонтальна проекція

У свою чергу, елементарна робота внутрішніх сил визначиться у вигляді добутку з протилежним знаком пружного подовження $\delta dx$ на величину діючого в елементі зусилля, що дорівнює $H + \delta H$, а повна робота – як інтеграл цього добутку, поширений на всю довжину прогону $l$:

$$U_2 = -\int_0^l \frac{(\omega\delta H - H\delta\omega)(\mathrm{H} + \delta H)}{\omega(\omega + \delta\omega)} dx. \qquad (8)$$

Звернемося далі до принципу Лагранжа, згідно з яким сума робіт усіх зовнішніх і внутрішніх сил на нескінченно малих можливих переміщеннях системи з положення рівноваги дорівнює нулю

$$U_1 + U_2 = 0. \qquad (9)$$

Тоді, підставляючи (5), (6) і (8) в умову (9), отримаємо:

$$-\frac{D_z\delta H}{H(H+\delta H)} - \frac{D_y\delta H}{H(H+\delta H)} - \int_0^l \frac{(\omega\delta H - H\delta\omega)(\mathrm{H} + \delta H)}{\omega(\omega + \delta\omega)} dx = 0. \qquad (10)$$

Розділивши рівняння (10) почленно на $\delta H$ і переходячи потім до межі при $\delta H \to 0$ і $\delta\omega \to 0$, після деяких перетворень отримаємо диференціальну залежність між величинами розпору і жорсткості нитки або, іншими словами, загальне рішення просторової задачі пружної рівноваги гнучкої пружної нитки:

$$\frac{d\omega}{dH} - \frac{\omega}{H} - \frac{D_z\omega^2}{H^4} - \frac{D_y\omega^2}{H^4} = 0. \qquad (11)$$

Зауважимо, що ця залежність є одним із частинних випадків диференціального рівняння Бернуллі, загальний інтеграл якого має вид

$$\frac{1}{\omega} = \frac{C}{H} + \frac{D_z}{2lH^3} + \frac{D_y}{2lH^3}. \qquad (12)$$

Довільну постійну інтегрування $C$, що входить до рішення (12), можна знайти, якщо врахувати, що у разі, коли нитка нерозтяжна, тобто коли $\omega = \infty$, величина розпору визначається відомою формулою

$$H = \frac{1}{4f}\sqrt{3lD}, \qquad (13)$$

з урахуванням якої остаточне рішення поставленої задачі набуває виду:

$$H^3 + \frac{8\omega}{3}H^2 = \frac{\omega}{2l}(D_z + D_y). \qquad (14)$$

Якщо тепер у рівнянні (14) покласти $p(x) = 0$, то прийдемо до випадку роботи гнучкої пружної нитки лише у вертикальній площині, для якого останнє рівняння записується так:

$$H^3 + \frac{8\omega}{3}H^2 = \frac{D_z\omega}{2l}. \qquad (15)$$

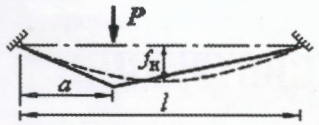
Слід підкреслити, що цей результат був уперше описаний у статті [4].

А тепер зупинимося на найбільш характерних моментах, які стосуються оцінки точності отриманих рішень. І відразу ж варто вказати на те, що покладені в основу цієї теорії розрахунку гнучких пружних ниток вихідні передумови і припущення можна умовно розділити на три групи:

- такі, що відображають умови роботи розглянутих конструкцій (пологість нитки, пружна робота матеріалу, мала згинальна жорсткість нитки, якою можна знехтувати);
- такі, що характеризують характер деформування поперечних перерізів нитки (одновісний напружений стан поздовжніх волокон нитки);
- такі, що відображають наближеність теорії (наприклад, нехтування впливом горизонтальних складових можливих переміщень, наближене визначення довільних постійних інтегрування при знаходженні його частинних рішень та ін.).

Слід зазначити, що дві перші групи передумов є загальноприйнятими при побудові різних теорій розрахунку балок. У зв'язку з цим їх область застосування і величина похибки, яка вноситься до результатів розрахунків, досить докладно досліджені багатьма авторами у великій кількості публікацій, у яких показано, що вони (ці передумови) забезпечують для параметрів напружено-деформованого стану конструкцій, що розраховуються, досить точні результати. І саме тому в даній роботі оцінка похибки даних передумов не наводиться.

Що ж стосується третьої групи припущень, то оцінка похибки при визначенні зусиль, що діють у гнучкій нитці, проведена шляхом порівняння з результатами, отриманими точним способом для різних випадків навантаження нитки однією зосередженою силою, тобто для найсприятливішої схеми навантаження. При цьому враховувався вплив мінімальних і максимально можливих пружних подовжень нитки у діапазоні відносних деформацій від 0 до 0,0083, що задовольняє умови застосування ниток із високоміцного сталевого дроту.

|  | Величина похибки $\Delta T_{max}$ в % при $\alpha$ | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0,5 | 0,25 | 0,1 | 0,05 | 0,01 | 0 |
| $f_н = 0{,}125\ell$, $E = \infty$ | –0,7 | +0,4 | +3,1 | +4,8 | +3,7 | 0 |
| $f_н = 0{,}125\ell$, $E = 1{,}7 \cdot 10^5$ МПа | $\frac{-0{,}5}{905}$ | $\frac{+0{,}5}{1052}$ | $\frac{+3{,}2}{830}$ | $\frac{+4{,}9}{1310}$ | $\frac{+3{,}4}{1405}$ | 0 |
| $f_н = 0$, $E = 1{,}7 \cdot 10^5$ МПа | $\frac{+0{,}3}{997}$ | $\frac{+0{,}3}{910}$ | $\frac{+0{,}8}{970}$ | $\frac{+1{,}4}{1020}$ | $\frac{+3{,}2}{840}$ | 0 |

**Примітка**. У чисельнику наведена величина похибки у %, а у знаменнику – відповідні величини напружень у найбільш напруженому поперечному перерізі нитки у МПа.

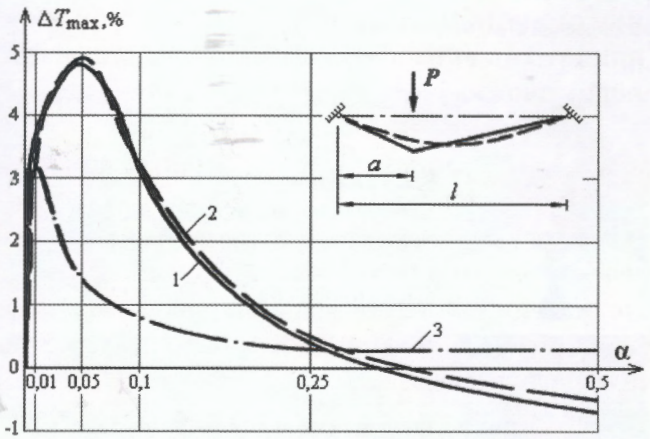



**Рис. 2. Залежність між похибкою визначення максимальних зусиль у нитці $\Delta T_{max}$ і параметром $\alpha$ при різних стрілах провисання та модулях пружності:**

1 – $f_н = 0{,}125\ell$ і $E = \infty$; 2 – $f_н = 0{,}125\ell$ і $E = 1{,}7 \cdot 10^5$ МПа; 3 – $f_н = 0$ і $E = 1{,}7 \cdot 10^5$ МПа

Результати оцінки похибки при визначенні максимальних зусиль за формулою $T = \sqrt{H^2 + (Q^6)^2}$ наведені в таблиці. Ці ж дані проілюстровані на рис. 2, де показані криві залежності похибки визначення зусилля в нитці від параметра $\alpha = a/l$ при різних стрілах провисання і модулях пружності. При цьому в зазначену формулу підставлялися значення розпору, визначені з співвідношень (13) і (15).

З вищенаведеної таблиці і рис. 2 вбачається, що величина похибки у всіх випадках не перевищує 0,7 % у бік применшення і 4,9 % – у бік перебільшення зусиль, які діють у нитці. Найбільша ж величина похибки виникає при розташуванні зосередженого навантаження поблизу точок підвісу нитки. Втім, при переміщенні цього навантаження до центра прогону похибка швидко зменшується і стає менше 1 %.

При зменшенні стріли провисання величина похибки також істотно падає і при розрахунку струни (тобто гнучкої нитки з $f_н = 0$) стає мінімальною. Цілком очевидно, що для попередньо напруженої струни ця похибка буде ще меншою.

Крім того оцінка похибки показала, що формула, яка зв'язує стрілу провисання нитки з балковим моментом і розпором [3], може бути застосована для визначення ординат лінії рівноваги нитки у всіх випадках, коли значення тангенса кута нахилу нитки на опорі не перевищує 0,9. У цьому граничному випадку похибка становить близько 6% у бік применшення ординат. Цей граничний випадок відповідає розташуванню зосередженого навантаження на відстані $0{,}1l$ від опори при $l/f = 8$ і $0{,}01l$ при $l/f = \infty$, тобто при розрахунку струни. Більш близьке розташування зосередженого навантаження до опори практичного значення не має, а при її переміщенні у напрямку до центра прогону похибка швидко зменшується.

На завершення слід зазначити, що тут розглянуті найбільш несприятливі для прийнятих припущень схеми навантаження нитки, оскільки при несиметричному навантаженні одним зосередженим навантаженням горизонтальні переміщення нитки, якими в розрахунку нехтується, виходять найбільшими. У всіх інших видах навантаження ці горизонтальні переміщення значно зменшуються, а, отже, точність рішення підвищується.


[1] *Канторович Л.В., Крылов В.И.* Приближенные методы высшего анализа. – М.-Л.: Физматгиз, 1962. – 708 с.

[2] *Мацелинский Р.Н.* Расчет гибких нитей на произвольную вертикальную нагрузку // Висячие покрытия: Сб. науч. тр. НИИЖБ. – М.: Госстройиздат, 1962. – С. 52–60.

[3] *Мацелинский Р.Н.* Статический расчет гибких висячих конструкций. – М.-Л.: Госстройиздат, 1950. – 192 с.

[4] *Мацелинский Р.Н.* Статический расчет упругих нитей // Строительная механика и расчет сооружений. – 1959. – № 4. – С. 3–9.

[5] *Передерий Г.П.* Курс мостов. Конструкция, проектирование и расчет. – М.-Л.: Госжелдориздат, 1933. – 490 с.

[6] *Стрелецкий Н.С.* Избранные труды. – М.: Стройиздат, 1975. – 423 с.

[7] *Тимошенко С.П.* Сопротивление материалов. – М.: Наука, 1965. – Т. 1. – 363 с.; т. 2. – 480 с.

[8] *Цаплин С.А.* Висячие мосты. – М.: Дориздат, 1949. – 287 с.

[9] *Цаплин С.А.* Висячие мосты. Теория и расчет. – М.-Л.: Гострансиздат, 1937. – 240 с.

[10] *Navier C-L.* Rapport et me'moire sur les ponts suspendus. – Paris: Carilian – Goeury, 1830. – 326 p.


*Надійшла 12.07.2016 р.*

УДК 539.3

# ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕРМОНАПРУЖЕНОГО СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ

Приведена постановка задачі про термопружний напружений стан дорожнього покриття в умовах добової зміни зовнішньої температури. Методами скінченно-елементного моделювання встановлено, що функції температури і напруження мають вигляд крайових ефектів, локалізованих в околі вільної поверхні дороги.

The problem about thermo-elastic stressed state of road overlays under conditions of external temperature dayly change is stated. Through the use of the FE method, it is established, that the functions of the temperatures and stresses have the form of boundary effects localized in the neighbourhood of the free surface of the road.

**Ключові слова:** конструкція дорожнього покриття, теплова дія, напружено-деформований стан, моделювання.



**В.І. Гуляєв**
завідувач кафедри вищої математики Національного транспортного університету,
д.т.н., професор



**В.В. Гайдайчук**
завідувач кафедри теоретичної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури,
д.т.н., професор



**В.В. Мозговий**
завідувач кафедри дорожньо-будівельних матеріалів та хімії Національного транспортного університету,
д.т.н., професор



**Ю.О. Заєць**
асистент кафедри вищої математики Національного транспортного університету



**Л.В. Шевчук**
асистент кафедри вищої математики Національного транспортного університету

Багатопараметричність задач щодо деформування, міцності та довговічності дорожніх конструкцій значно ускладнює комплексне теоретичне і експериментальне дослідження їх експлуатаційних властивостей і вибір найбільш економічних проектних рішень. До числа чинників, які визначають експлуатаційні характеристики доріг, можна віднести термореологічні властивості матеріалів шарів їхнього одягу; конструктивні параметри одягу, що включають товщини і комбінації їхніх шарів; склад і інтенсивність руху автомобілів, а також кліматичні умови і водно-льодотеплові режими, що супроводжують їхню експлуатацію. Оскільки врахування спільного впливу всіх цих чинників на механічну поведінку дорожнього покриття дуже ускладнене, розгляд кожного з них, а також подальше узагальнення їх спільного впливу представляє значний інтерес. Одна з таких окремих задач пов'язана з аналізом термопружного деформування дорожнього покриття в умовах добової зміни температури на його поверхні.

Підвищення якості доріг можливе при вирішенні ряду наукових задач, що спрямовані на обґрунтування раціональних рішень із вибору дорожнього покриття. Існуюче методичне забезпечення та нормативні документи із визначення раціональних конструкцій дорожнього покриття орієнтовані на використання узагальненої інформації щодо їх ролі в системі експлуатації автомобільної дороги і не відтворюють вимоги до їх обґрунтування. Тому для повного вирішення проблеми, пов'язаної з обґрунтуванням конструкцій дорожнього покриття, слід вирішити такі задачі:

- створення математичних моделей із розрахунку критеріїв обґрунтування варіантів конструкцій дорожнього покриття;
- формування алгоритмів визначення відношень між критеріями обґрунтування конструкцій дорожнього покриття за умов їх довгострокової експлуатації та змінних умов;

- розроблення методичних основ та алгоритмів з обґрунтування конструкцій дорожнього покриття в умовах їх довгострокової експлуатації та невизначеності впливу на цей процес зовнішніх факторів.

Оскільки розв'язання поставлених задач дозволяє здійснити аналіз фізичних процесів утворення тріщин, що є основним чинником передчасного руйнування дорожнього покриття, планується дослідити термомеханічні процеси при дії транспортного і кліматичного чинників, що спричиняють утворення цих тріщин. Це дозволить створити наукові основи підвищення довговічності дорожнього покриття за рахунок раціональних технологічних рішень, застосування ефективних матеріалів і конструкцій та на основі цього розробити теоретичні положення із управління ресурсним забезпеченням для підвищення довговічності дорожнього покриття протягом його життєвого циклу. З цією метою передбачена розробка методів визначення розрахункових термомеханічних характеристик матеріалів покриття з застосуванням алгоритмів комп'ютерного моделювання термомеханічних процесів у дорожньому покритті при робочому і граничному станах за можливих значних градієнтах та неоднорідності його температурних полів і створенням комп'ютерних програм для проведення чисельних досліджень термомеханічних процесів у дорожньому покритті.

Основною особливістю задач аналізу термопружного напружено-деформованого стану дорожнього обшиву є їх багатопараметрічність. Перш за все конструкції дорожніх покриттів істотно неоднорідні. В механіці суцільних середовищ розрізняють шарувато-неоднорідні середовища, які складаються з декількох пружних шарів із відмінними термомеханічними характеристиками, і градієнтно-неоднорідні середовища [7, 8], властивості яких змінюються за просторовими змінними неперервним способом. Оскільки в дорожньому будівництві, в основному, застосовуються шарувато-неоднорідні дорожні покриття, то при математичному моделюванні механічних процесів, що протікають при їх експлуатації, доводиться мати справу з властивою їм специфікою розподілу полів деформацій і напружень. Справа в тому, що функції деформацій і напружень (а іноді і переміщень), які виникають в них, як правило, виявляються розривними і їх важко описувати простими аналітичними і чисельними засобами. З цією особливістю пов'язане і значне ускладнення механічних явищ, що спостерігаються в них. Через те що при експлуатації покриття дороги піддаються не тільки дії інтенсивних швидко змінних (розривних) за просторовими і часовими змінними навантажень, але також і постійно тепловим збуренням, що еволюціонує з істотними градієнтами, проектування їхніх конструкцій має проводитися на основі вибору оптимальних (раціональних) характеристик матеріалів, що використовуються, їх термомеханічних властивостей, геометричних параметрів проектованих шарів і порядку їхнього чергування. Цей вибір може бути зроблений за допомогою комп'ютерного моделювання термонапруженого стану дорожнього покриття та його еволюції за часом.

**Конструктивна і розрахункова моделі дорожнього одягу.** Виділений для розрахунку термопружного напружено-деформованого стану поперечний переріз конструкції дороги включає чотири шари дорожнього покриття і масив прилеглого ґрунту. Загальна схема конструкції та її фрагментів приведена на рис. 1.

Геометрія системи визначається наступними параметрами: $L_1 = 24{,}5$ м, $L_2 = 23{,}5$ м, $L_3 = 11{,}5$ м, $L_4 = 7{,}5$ м, $H = 0{,}55$ м, $H_1 = 0{,}5$ м, $H_2 = 2$ м.

Види матеріалів фрагментів конструкції, їхні товщини $h_1$, $h_2$, $h_3$, $h_4$ і значення термомеханічних параметрів наведені у таблиці, де позначено $E$ – модуль пружності; $\nu$ – коефіцієнт Пуассона; $\rho$ – густина; $\alpha_T$ – коефіцієнт теплового лінійного розширення; $\lambda$ – коефіцієнт теплопровідності; $c_{об}$ – питома об'ємна теплоємність.

Вважалося, що конструкція доріг піддається термічній дії в результаті денної зміни температури повітря. При цьому було прийнято, що температура на її верхній поверхні змінюється за заданим законом. Розрахунки еволюції поля температури в масиві конструкції проведені ме-

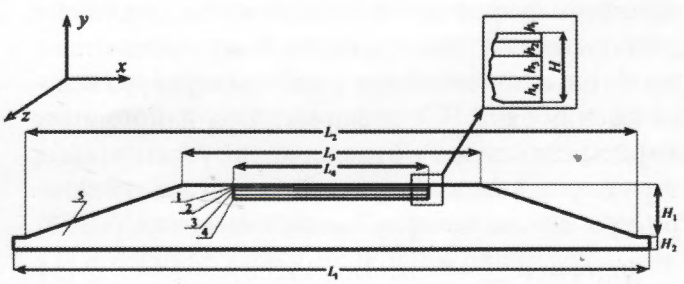



**Рис. 1. Схема поперечного перерізу конструкції дорожнього покриття**

**Конструктивні параметри дорожнього покриття**

| Номер $i$ шару | Матеріал | $h_i$, м | $E_i$, Па | $\rho$, кг/м$^3$ | $\nu$ | $\alpha_T$, С$^{-1}$ | $\lambda$, Вт/(м·К) | $c_{об}$, Дж/(м·К) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Асфальтобетон дрібнозернистий | 0,05 | $5\cdot10^9$ | 2400 | 0,2 | $2,46\cdot10^{-5}$ | 1,0 | $3,77\cdot10^6$ |
| 2 | Асфальтобетон пористий круглозернистий | 0,1 | $1,4\cdot10^9$ | 2390 | 0,25 | $1,92\cdot10^{-5}$ | 0,7 | $2,63\cdot10^6$ |
| 3 | Щебінь | 0,2 | $0,4\cdot10^9$ | 2300 | 0,3 | $1,8\cdot10^{-5}$ | 0.5 | $1,81\cdot10^6$ |
| 4 | Пісок | 0,2 | $0,1\cdot10^9$ | 2050 | 0,3 | $1,1\cdot10^{-5}$ | 1,5 | $4,83\cdot10^6$ |
| 5 | Грунт | 2,5 | $0,1\cdot10^9$ | 1960 | 0,35 | $0,31\cdot10^{-5}$ | 1.0? | $3,23\cdot10^6$ |

тодом скінченних елементів. При цьому було враховано, що уздовж поздовжньої осі $Oz$ дороги деформації $\varepsilon_z = 0$ і весь масив перебуває в стані плоского деформованого стану. Ця обставина дозволила виділити перетинами $z = 0$ і $z = \Delta z$ поперечний шар масиву завтовшки $\Delta y$ і апроксимувати систему тривимірними скінченними елементами з розміром $\Delta y$ вздовж координати $y$. Скінченно-елементна модель системи з виділеним її пошаровим фрагментом 1–4 і ґрунтовим масивом 5 показана на рис. 2. Збоку кожного фрагмента вказано число скінченних елементів дискретної моделі. При цьому загальне число скінченних елементів склало 29868.

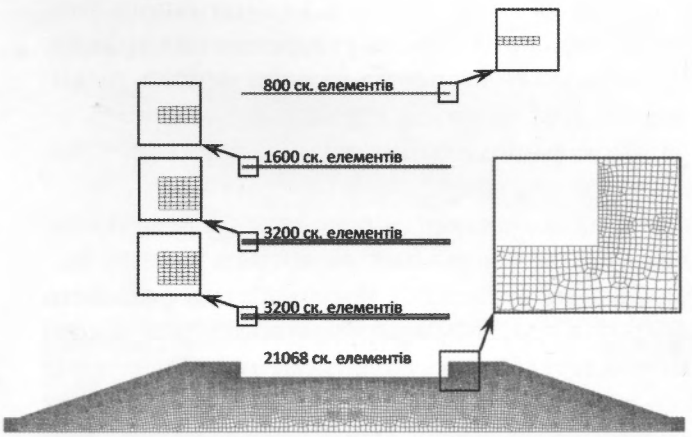



**Рис. 2. Скінченно-елементна модель перерізу дороги**

**Основні розв'язувальні співвідношення.** Досліджуються процеси еволюції поля температури в масиві покриття дороги при добовій зміні температури довкілля. З урахуванням натурних спостережень прийнято, що в результаті атмосферних температурних варіацій температура $T$ на поверхні покриття та придорожнього ґрунту в денний час змінюється за законом синусоїди від деякого початкового значення $T_0$ (вранці) до її максимуму $T_{max}$ (опівдні) і надвечір знову падає до вихідного значення $T_0$. Схема зміни протягом 12 год ($0 \le t \le 43200$ с) приведена на рис. 3.

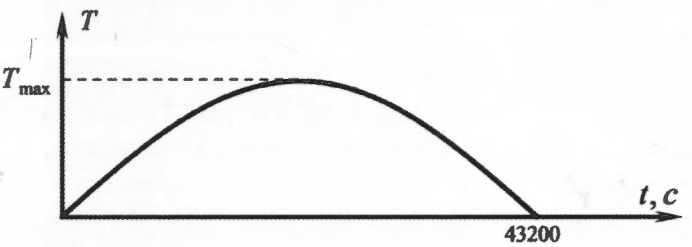



**Рис. 3. Графік зміни температури $T(t)$ на поверхні покриття**

Задача про термопружне деформування дорожнього покриття розв'язується в лінійній постановці. Це дає змогу аналізувати тільки прирости деформацій і напружень, викликані збільшеннями температури. Тому будемо вважати, що в початковому стані температура всього масиву (як і $T_0$), деформації та напруження дорівнюють нулю і будемо аналізувати процес термопружного деформування при зміні температури $T(t)$ на поверхні за законом (див. рис. 3)

$$T(t) = (T_{max} - T_0)\sin(\pi t/43200). \qquad (1)$$

Тоді еволюція поля температури на границях кожного шару покриття і масиву ґрунту визначається рівнянням нестаціонарної теплопровідності [1]

$$\nabla^2 T - \frac{1}{a}\cdot\frac{\partial T}{\partial t} = 0, \qquad (2)$$

де $a = \lambda_q / c_{об}$ – коефіцієнт температуропровідності; $\lambda_q$ – коефіцієнт теплопровідності; $c_{об}$ – питома об'ємна теплоємність; доданок $\nabla^2 T$ – еквівалентний виразу $\partial T/\partial x^2 + \partial T/\partial y^2 + \partial T/\partial z^2$.

Вважаємо, що при термопружному деформуванні всього масиву силами інерції можна знехтувати і процес буде квазістатичним. Тоді поле пружних переміщень $\mathbf{u}(x, y, z)$ описується векторним рівнянням [1, 3, 4]

$$\mu\nabla^2\mathbf{u} + (x+\mu)\,grad\,div\,\mathbf{u} - (3\lambda + 2\mu)\alpha_T\,grad(T) = 0, \qquad (3)$$

де $\lambda$ і $\mu$ – ізотермічні параметри Ляме.

Граничні умови для функції $T(x, y, z, t)$ на вільній поверхні задаються у формулі (1), на умовних кінцях виділеної області прийнято, що теплові потоки в напрямку нормалі відсутні, тому похідна $T$ від за нормаллю $n$ дорівнює нулю,

$$\partial T/\partial n = 0. \quad (4)$$

При формулюванні граничних умов для функції $\mathbf{u}(x, y, z)$ вважалося, що на верхній поверхні середовище вільне від нормальних і дотичних напружень, а на бічних і нижній поверхнях умовних розрізів переміщення по нормалі і дотичній напруження дорівнюють нулю. На поверхнях контакту шарів покриття між собою і з ґрунтовим масивом були прийняті умови сполучення функцій $T$ і відповідних функцій переміщень і деформацій.

Прийнята постановка задачі про термопружне деформування виділеного багатошарового масиву дозволила використовувати алгоритм її вирішення, при якому спочатку розв'язується задача нестаціонарної теплопровідності для рівняння (2) на всьому діапазоні часу $t$, що дорівнює 12 год (43200 с). Потім в потрібні для нас моменти часу $t_i$ з використанням побудованих полів температури $T(x, y, z, t_i)$ за допомогою рівняння (3) визначалися поля переміщень, деформацій і напружень.

Розв'язання цих рівнянь здійснюється шляхом переходу до скінченно-елементних моделей

$$[K_T]\{T\} - [A]\{T\} = \{T_f(t)\},$$
$$[K_u]\{u\} = [L]\{T(t_i)\}. \quad (5)$$

Тут $[K_T]$ – матриця коефіцієнтів скінченно-елементної моделі рівняння теплопровідності; $[A]$ – матриця коефіцієнтів моделі при похідній $T$; $\{T_f(t)\}$ – вектор заданих значень температури $T$ на поверхні покриття; $[K_u]$ – матриця жорсткості для скінченно-елементної моделі пружного масиву; $[L]$ – матриця, яка відображає вплив температури на переміщення елементів масиву.

Після підрахунку значень компонент вектора переміщень $\{u\}$ у вузлах скінченно-елементної моделі обчислювалися компоненти тензорів деформацій $\varepsilon_{jk}$ і напружень $\sigma_{jk}$. Вони визначалися за допомогою рівностей [4]:

$$\varepsilon_{jk} = \frac{1}{2}(u_{j,k} + u_{k,j});$$
$$\sigma_{jk} = 2\mu\varepsilon_{jk} + [\lambda\varepsilon_u - (3\lambda + 2\mu)\alpha_T \cdot T]\delta_{jk}, \quad (6)$$

дискретизованих у кожному вузлі моделі.

У цих рівностях індекси $j, k, l$ пробігають значення 1, 2, 3; при цьому напрямки $x_1, x_2, x_3$ відповідають напрямам $x, y, z$; $u_{j,k} = \partial u_j/\partial x_k$; $\varepsilon_u = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$; $\delta_{jk}$ – символ Кронекера, що дорівнює 0 при $j \neq k$ і рівний 1 при $j = k$.

**Особливості термопружного деформованого стану покриття дороги.** Попередній розгляд геометричної схеми дорожнього покриття, термомеханічних параметрів властивостей його фрагментів і форми функції теплового збурення змушують зробити припущення, що поставлена задача про термонапружений стан проста і термопружні ефекти, які супроводжують еволюцію поля температур в даному шаруватому масиві, є елементарними. Однак такий спрощений висновок є поверхневим і абсолютно не відповідає дійсності. Є два фактори, які роблять явище, що розглядається, нетривіальним і вельми привабливим, а проблему його моделювання досить трудомісткою. По-перше, середовище, в якому еволюціонує температурне поле, шарувато-неоднорідне і, по-друге, проблема його моделювання при обраних значеннях термомеханічних характеристик і розмірів виділеної для розгляду області відноситься до класу сингулярно збурених [2, 5, 6]. Зазначимо, що задача теплопровідності є сингулярно збуреною, якщо коефіцієнт $1/a$ перед похідною $\partial T/\partial t$ в рівнянні (2) малий, а розмір області в напрямку поширення теплового потоку досить великий. Тоді при зовнішньому тепловому збуренні тепловий потік не встигає проникнути від граничної поверхні вглиб тіла, і поле температури отримує помітну зміну лише в приграничній зоні, набуваючи форму т.з. крайового ефекту. У цьому випадку функція температури $T(x, y, z, t)$ не тільки досягає помітного приросту в крайовій області, а й набуває високих значень її градієнтів, тобто похідних за просторовими змінними. Такий ефект супроводжується утворенням великих перепадів значень функції переміщень і деформацій пружного тіла, а також нормальних і дотичних напружень. Відомо, що тільки у випадку, коли в однорідному пружному тілі, вільному від в'язей, поле температури $T(x, y, z)$ постійне або навіть змінюється лінійно за просторовими змінними $x, y, z$, то всі напруження в ньому такі, що дорівнюють нулю. У всіх інших випадках у ньому формуються ненульові напруження, які зростають з ускладненням температурних полів. Другий фактор пов'язаний з тим, що інтен-

сивності термопружних напружень ще більше збільшуються, якщо неоднорідними є також характеристики пружності середовища, тим більше, якщо вони шарувато-неоднорідні. Тоді поле напружень стає розривним і набуває яскраво виражених екстремумів. Очевидно, що всі ці явища є деструктивними для тіл і середовищ, що розглядаються, а задачі теоретичного (комп'ютерного) моделювання цих явищ відрізняються великою складністю і поганою обчислювальною збіжністю. У зв'язку з цим чисельне дослідження термопружного напруженого стану таких систем доводиться проводити на малих скінченно-елементних решітках і додатково тестувати результати обчислень.

**Аналіз результатів скінченно-елементного моделювання**. За розробленою методикою було проведено комп'ютерне моделювання конструкції дорожнього покриття (див. рис. 1) при значеннях параметрів, наведених у таблиці, на основі скінченно-елементної моделі, показаної на рис. 2. Було прийнято, що протягом дня температура на верхній поверхні покриття змінювалася за законом (1) при $T_0 = 0$, $T_{max} = 12$ °C (див. рис. 3). На рис. 4 показано поле розподілу температури в поперечному перерізі конструкції дороги в момент часу $t = 6$ год, коли температура на поверхні покриття досягає максимуму. Значення температури в кожній точці перерізу можуть бути визначені за шкалою кольорової палітри, яка наведена праворуч. Для наочності температурне поле представлено на окремих фрагментах системи (рис. 5). Можна помітити, що максимальні значення температури локалізуються в крайовій зоні, прилеглій до верхньої поверхні покриття. Для більшої наочності розглянемо в детальній формі графік зміни температури вздовж центральної вертикалі покриття. На рис. 6,а показана схема шарів покриття, що знаходиться у відповідності з координатною віссю *Oy*, яка напрямлена вертикально. На цій осі побудована функція для моменту часу $t = 6$ год (рис. 6,б). Можна побачити, що поле температури має помітні значення лише на границях першого і половини другого шарів. При цьому наступні (більш низькі) шари і ґрунт виявилися непрогрітими. На рис. 6,б видно також істотний градієнт функції $T(y)$ в приграничній зоні, яка знаходиться у відповідності з теорією сингулярно збурених рівнянь параболічного типу [5, 6]. Рис. 6,в дублює в кольоровій формі рис. 6,б. Він побудований шляхом виділення центрального

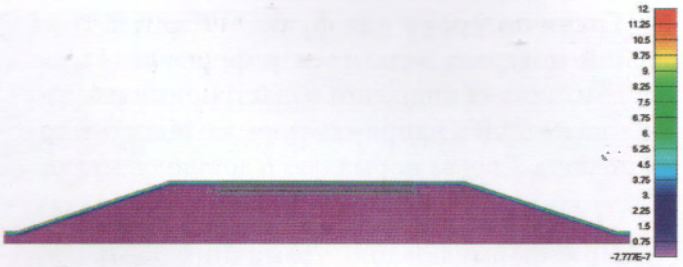


Рис. 4. Поле розподілу температури

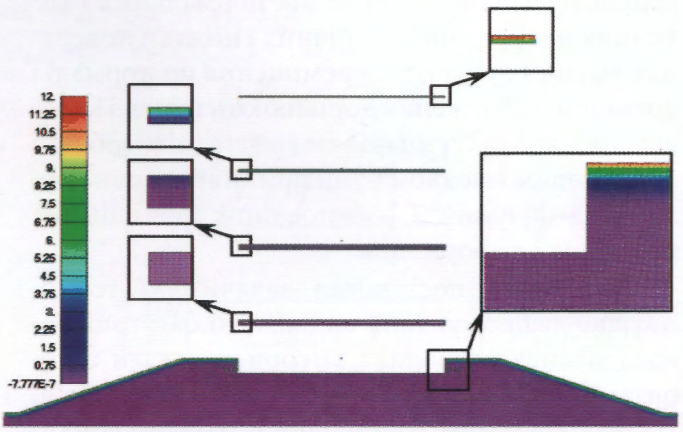


Рис. 5. Поля температури у фрагментах дороги

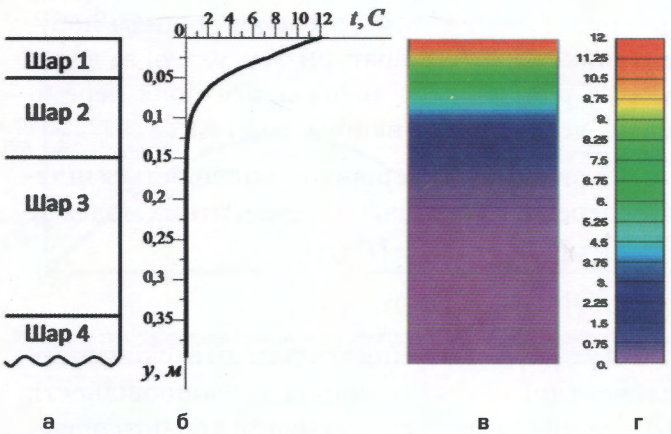



Рис. 6. Схема розподілу температури за глибиною у виділеному центральному скінченно-елементному стовпці

стовпчика на рис. 4. На рис. 6,г представлена палітра кольорової шкали, яка відповідає кольоровому полю на рис. 6,в.

Генерування температурного поля у вигляді крайового ефекту і шарувата неоднорідність дорожнього покриття обумовлюють формування в ньому полів напружень досить складної структури. Для їх побудови спочатку з використанням знайденої функції температури розв'язується система рівнянь (3) на тій самій скінченно-елементній решітці і потім за допомогою формул (4) обчислюються деформації і напруження в усіх її вузлах.

Схема поперечного перерізу покриття в деформованому стані приведена на рис. 7. Відповідний йому напружений стан конструкції має особливу специфіку, яка обумовлена не тільки неоднорідністю температурного поля і характеристик пружності системи, але і її конструкцією.

По-перше, як вже зазначалося, можна вважати, що нормальні напруження $\sigma_{yy}$ на площадках $y = const$ малі і тоді приймемо, що

$$\sigma_{yy} = 0 . \qquad (7)$$

По-друге, враховуючи, що модуль пружності ґрунту $E_5$ помітно менший від модулів пружності $E_i (i = 1 \div 4)$ кожного з шарів покриття, то ґрунтове середовище на бічних границях покриття слабо перешкоджає вільному тепловому розширенню в бічному напрямку і шари майже вільно розширюються. Тому можна дійти висновку, що при додатній $T$ деформація $\varepsilon_{xx}$ також додатня і в рівності для $\varepsilon_{xx}$ ця величина набуває порівняно невеликих за модулем від'ємних (стискальних) значень за рахунок другого доданка.

У цьому випадку за допомогою рівності $\sigma_{zz} = \sigma_{xx} - 2\mu\varepsilon_{xx}$ можна встановити третю характерну особливість розподілу полів термопружних напружень у даній структурі. Так як в правій частині цієї рівності величина $\sigma_{xx}$ порівняно мала і від'ємна і від неї віднімається немала величина (другий член з додатним $\varepsilon_{xx}$), то $\sigma_{zz}$ приймає від'ємне і найбільше за модулем значення.

Результати проведеного скінченно-елементного моделювання підтвердили ці висновки. Оскільки під дією теплового збурення встигають прогріватися тільки шари конструкції, прилеглі до її вільної поверхні, то термопружні переміщення також мають помітні переміщення лише в приграничній зоні, хоча їх значення залишаються досить малими і лише трохи перевищують 0,5 мм.

Сформульовані вище докази про особливості формування полів напружень $\sigma_{xx}$ і $\sigma_{zz}$ також відповідають даним чисельного аналізу (рис. 8 і 9). Перш за все зазначимо, що стискальні напруження $\sigma_{xx}$ досягають пікових значень в границях першого шару, де найбільшими є і модуль пружності $E$ (див. таблицю), і значення температури $T$. У границях другого шару напруження $\sigma_{xx}$ набули істотно менших значень, причому вони виявилися знакозмінними. Цей ефект обумовлений тим, що перший шар завдя-

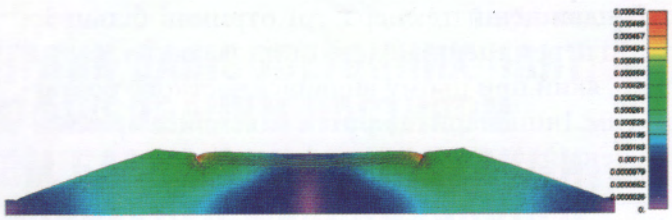


Рис. 7. Схема перерізу дороги в термодеформованому стані

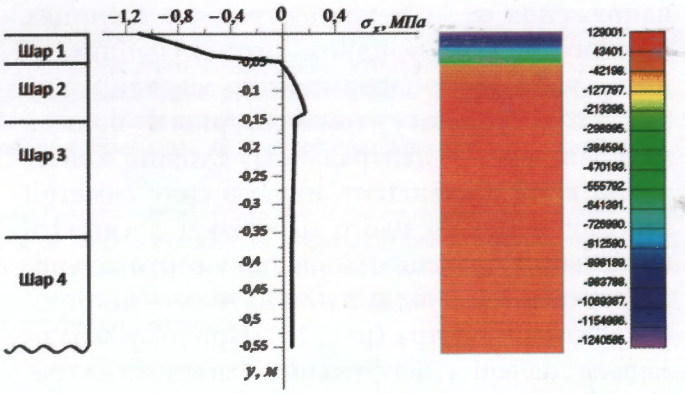



Рис. 8. Схема розподілу термопружних напружень $\sigma_{xx}$ у виділеному центральному скінченно-елементному стовпці

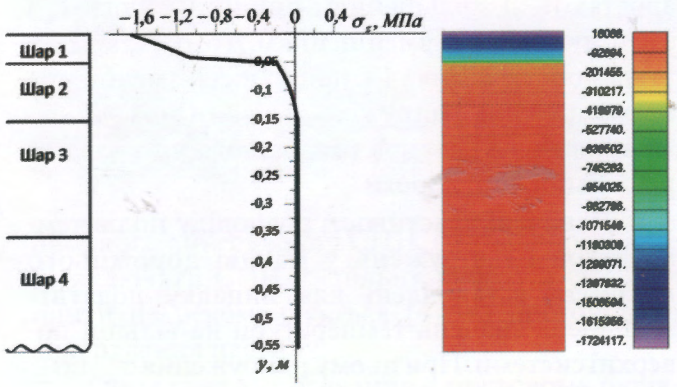



Рис. 9. Схема розподілу термопружних напружень $\sigma_{zz}$ у виділеному центральному скінченно-елементному стовпці

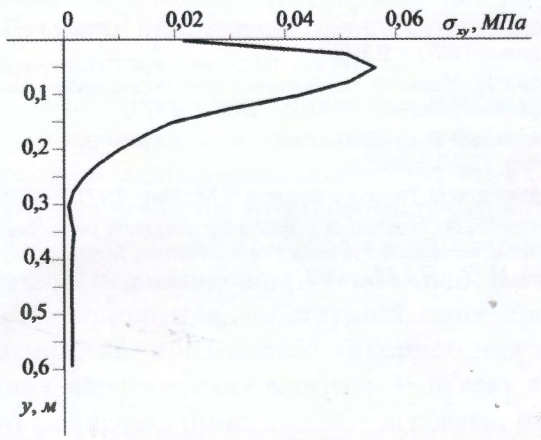



Рис. 10. Схема розподілу термопружних напружень $\sigma_{xy}$ у виділеному центральному скінченно-елементному стовпці

ки підвищеній температурі отримав більш істотні переміщення $u_x$ і захопив за собою другий шар, який при цьому виявився частково розтягнутим. Інші шари покриття виявилися практично ненапруженими.

Маючи в своєму розпорядженні графік функції $\sigma_{xx}$ (рис. 8), можна за допомогою формули $\sigma_{zz} = \sigma_{xx} - 2\mu\varepsilon_{xx}$ легко оцінити вид напружень $\sigma_{zz}$ (рис. 9). Вони помітно перевищують напруження $\sigma_{xx}$ і їх концентрація в границях першого шару є очевидною. Дотичні напруження $\sigma_{xy}$ у цій системі формуються завдяки згенерованому градієнту температурного поля в крайовій зоні. У центральному стовпці конструкції вони дорівнюють нулю в силу симетрії системи відносно цього перерізу і досягають найбільших значень приблизно у вертикальному перерізі, який віддалений на чверть ширини покриття від центра (рис. 10). Причому максимальне значення цієї функції досягається на границі першого і другого шарів, де максимальним є градієнт $T(x, y)$.

Відзначимо також, що напруження $\sigma_{xx}$ і $\sigma_{xy}$ зростають зі збільшенням ширини дороги $L_4$ і зменшуються з її зменшенням. Тому якщо ширина дороги велика і є доцільність зменшення термопружних напружень, то вони можуть бути знижені за рахунок роздільного шва вздовж роздільної лінії дороги.

Зазначені властивості розподілу полів температури і напружень у масиві дорожнього покриття встановлені для випадку додатніх збільшень значень температури на вільній поверхні системи. При цьому напруження $\sigma_{xx}$ і $\sigma_{zz}$ виявилися, в основному, стискальними, що можна розцінювати як сприятливий фактор, оскільки матеріали покриття здебільшого мають порівняно високі характеристики при їх стисканні і гірше чинять опір зусиллям зсуву і розтягу. У зв'язку з тим, що розглянута задача вивчається в лінійній постановці, можна очікувати, що при від'ємних значеннях температури, що збурюється, всі шукані функції збережуть свої форми, змінюючи тільки знак. Тому можна дійти висновку, що зимовий час є найбільш сприятливим для міцності дорожнього покриття, оскільки напруження $\sigma_{zz}$ у верхньому шарі є розтягнутими і мають максимальні значення.

Отримані результати дозволяють сформулювати основні закономірності формування полів термопружних напружень. До найпомітнішого явища можна віднести утворення крайового ефекту в функції розподілу температури $T(x, y, z, t)$. У зв'язку з цим суміщення гладкої неоднорідності температурного поля і шаруватої неоднорідності термомеханічних властивостей фрагментів покриття призводить до концентрацій напружень, які є розривними функціями і змінюють свої знаки при еволюції температурного поля. Вони також значною мірою залежать від наявності обмежень, що перешкоджають вільному термопружному розширенню-звуженню окремих фрагментів системи. Отже можна стверджувати, що за допомогою зміни термомеханічних параметрів кожного із шарів дорожнього одягу можливо цілеспрямовано змінювати в них поля температур і напружень, оптимізуючи конструктивні характеристики дороги.


[1] *Коваленко А.Д.* Основы термоупругости. – Киев: Наукова Думка, 1970. – 239 с.

[2] *Чанг Н., Хауэс Ф.* Нелинейные сингулярно возмущенные краевые задачи. – М.: Мир, 1988. – 247 с.

[3] *Новацкий В.* Динамические задачи термоупругости. – М.: Мир, 1970. – 256 с.

[4] *Новацкий В.* Теория упругости. – М.: Мир, 1975 – 872 с.

[5] *Shishkin G.I.* Method of splitting for singularly perturbed parabolic equations // East-West J.Numer. Math. – 1993. – V.1, № 2. – P.147 – 163.

[6] *Шишкин Г.И.* Аппроксимация решений сингулярно возмущенных краевых задач с параболическим пограничным слоем // Журнал вычислительной математики и математической физики. – 1989. – Т. 29, № 7. – С. 963 – 977.

[7] *Заєць Ю.О.* Екранування розривних хвиль шаром пружного середовища // Вісник НТУ. – 2010. – Вип. 21. – С. 366 – 371.

[8] Механика горных выработок при действии гравитационных и динамических нагрузок: монография / [*В. И. Гуляев, П. З. Кошель, Ю. А. Заец и др.*]. – Ивано-Франковск : Изд-во Прикарпат. нац. ун-та им. В. Стефаника, 2014. – 438 с.


*Надійшла 17.01.2017 р.*

УДК 620.168; 624.21.095.32

# ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ, АРМОВАНИХ СТАЛЕВИМ ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛОМ ІЗ ПРОГОНОВИМ АНКЕРУВАННЯМ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВИМИ СТРИЖНЯМИ, ПРИ ДІЇ ВИСОКОРІВНЕВОГО МАЛОЦИКЛОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Приведені результати випробувань монолітних залізобетонних плит із сталевим профільованим настилом Т57, що відіграє роль незнімної опалубки та зовнішньої робочої арматури, при дії малоциклового навантаження високого рівня. Особливістю конструкції дослідних зразків є наявність прогонового анкерування настилу за допомогою стрижнів базальтопластикової арматури. Подані відомості про деформативність зразків при дії малоциклових навантажень, описаний характер тріщиноутворення в тілі бетону зразків, здійснений аналіз роботи зразків при даному виді завантаження. Доведена ефективність монолітних плит із зовнішнім армуванням сталевим профільованим настилом при дії високорівневих малоциклових навантажень та перспективність застосування таких конструкцій в мостовому будівництві.

The results of testing of monolithic concrete slabs with corrugated steel decking type T57, which plays the role of non-removable formwork and external reinforcement, under high-level low-cycle loads are shown. Design feature of test samples is the decking span anchoring by basaltic rods. Information about the deformability of samples under high-level low-cycle loads is given; the nature of cracking in the concrete slabs is described, analysis of work of samples during the loadings is made. Conclusions about the effectiveness of monolithic concrete slabs with corrugated steel decking reinforcement under the action of high-low-cycle loads and the prospects of such structures usage in the bridge construction are made.

**Ключові слова:** базальтопластикова арматура, зовнішнє армування, малоциклове навантаження, незнімна опалубка, плита проїзної частини моста, сталевий профільований настил.



**М.П. Коваль**
с. н. с. кафедри аеропортів Національного транспортного університету

Сталевий профільований настил (СПН) набув широкого застосування у промисловому та цивільному будівництві як незнімна опалубка та робоча арматура монолітних залізобетонних перекриттів [1, 2]. Таке застосування СПН дозволяє відмовитись від використання інвентарної опалубки та підтримувальних конструкцій (риштувань), підвищити темпи будівництва, знизити трудомісткість та вартість будівельних робіт. Ці чинники є актуальними для мостового будівництва. Чинні норми [3] регламентують влаштування плити проїзної частини (ППЧ) мостів монолітною; застосування для спорудження ППЧ знімної опалубки із підтримувальними конструкціями у ряді випадків (будівництво мостів над крупними водотоками, глибоким рельєфом, діючими автошляхами та залізницями, особливо електрифікованими) пов'язане із низкою складнощів, уникнути яких дозволяє використання незнімної опалубки (НО) плити проїзної частини.

СПН може також застосовуватись як зовнішня робоча арматура плити проїзної частини, але, зважаючи на режим роботи прогонових будов мостів, що піддаються динамічним впливам від рухомих транспортних засобів, важливим є вивчення роботи таких конструкцій при дії циклічних навантажень. Ще одним важливим аспектом є забезпечення сумісної роботи СПН із бетоном плити, що досягається за допомогою опорного анкерування СПН, без наявності якого включати СПН у спільну роботу з бетоном плити не рекомендується [4], та прогонового анкерування настилу.

Обмежене застосування у мостовому будівництві металевих профільованих елементів як незнімної опалубки плити проїзної частини відоме з кінця XIX ст. [5]. Технічні рішення ППЧ мостів по сталевих профільних елементах зафіксовані у «Альбомі...» [6].

За часів Радянського Союзу в рамках індустріалізації будівельного виробництва відбувся перехід до збірних та збірно-монолітних прогонових будов мостів. Аналіз досвіду будівництва та експлуатації таких автодорожніх мостів засвідчив недосконалість типових збірних та збірно-монолітних конструкцій плит проїзної частини, що призвело до використання монолітних плит проїзної частини. У зв'язку з цим, спираючись на описані вище переваги, почали розглядати можливості застосування СПН як НО ППЧ. В результаті теоретичного опрацю-

© Коваль М.П.

вання цього питання в ХНАДУ була розроблена плитна прогонова будова автодорожнього моста оригінальної конструкції [7]. В Україні збудовано три мости з незнімною опалубкою плити проїзної частини із СПН, що експлуатуються більше 9 років, та ведеться будівництво низки нових мостів на автомагістралях Київ–Одеса та Київ–Харків [8].

Оригінальний спосіб прогонового анкерування СПН був запропонований С.Ю. Бєляєвою [9] – у отвори, висвердлені в стінках настилу, вставлялись стрижні сталевої арматури, що після бетонування плити відігравали роль поперечних анкерів. Ефективність цього способу була підтверджена експериментально: поперечні анкери підвищували несну здатність зразків та покращували сумісну роботу настилу та бетону плити.

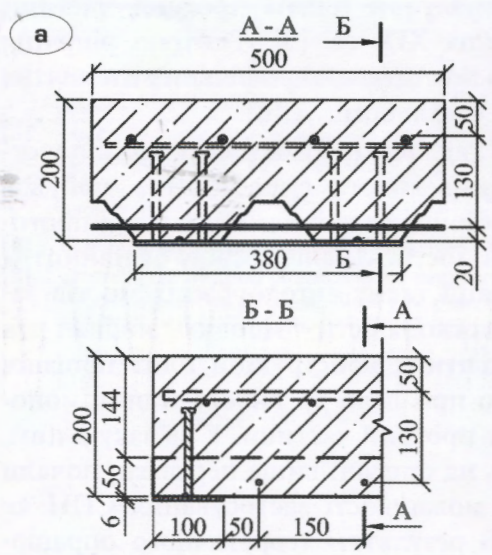
Робота монолітних залізобетонних плит зі сталевим профільованим настилом та різними способами анкерування СПН у бетоні при дії статичного навантаження вивчалась рядом дослідників [1, 2, 10]. Найближчими до даного питання є дослідження сумісної роботи бетону та стрічкової арматури періодичного профілю при дії багаторазового повторного навантаження [11]. Автором статті проводились випробування монолітних плит із настилом Н80А (з виштамповками по стінках та широких полицях) та болтовим опорним анкеруванням СПН [12]. Дослідження роботи монолітних плит, армованих СПН із приварним опорним анкеруванням та прогоновим анкеруванням поперечними стрижнями, при дії циклічного навантаження не проводились.

Недоліком прогонового анкерування сталевими стрижнями є їхня піддатливість корозії, чого можна уникнути за допомогою застосування стрижнів базальтопластикової арматури (БПА), яка співставна за міцністю зі сталевою та характеризується високою корозійною стійкістю [13], чим вигідно відрізняється від застосовуваних сталевих стрижнів – оголені частини стрижнів БПА не потребують додаткових заходів захисту від корозії.

Крім того, як свідчать дослідження [14], під час експлуатації мостів на їх прогонові будови діють малоциклові навантаження високого рівня, вплив яких необхідно враховувати при проектуванні цих конструкцій. Тому важливим аспектом проблеми є відсутність експериментальних досліджень роботи монолітних плит зі СПН при дії малоциклових навантажень та вплив на цю роботу різних засобів забезпечення сумісної роботи настилу та бетону плити, зокрема способу прогонового анкерування СПН за допомогою арматурних стрижнів, що пронизують гофри настилу.

**Постановка завдання**: провести експериментальні дослідження роботи монолітних залізобетонних плит зі сталевим профільованим настилом та прогоновим анкеруванням стрижнями БПА при дії високорівневого малоциклового навантаження (ВМН). Мета роботи – визначити характер та особливості роботи плит, армованих СПН із прогоновим анкеруванням стрижнями БПА, при дії ВМН.

Для виконання поставленого завдання було виготовлено серію чотирьох однотипних дослідних зразків серії ПНП (рис. 1, а), що моделю-



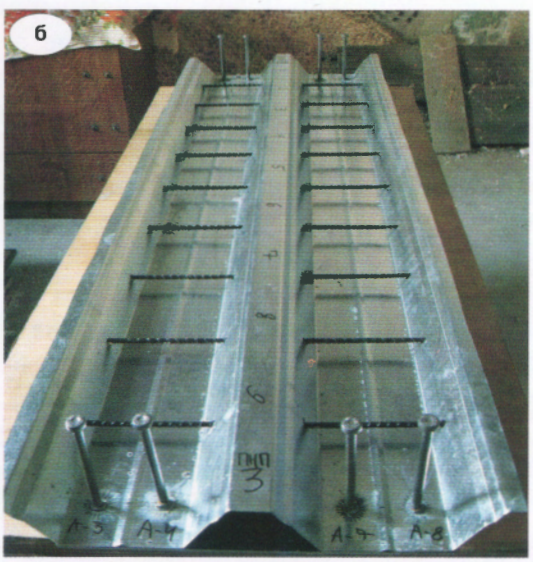




**Рис. 1. Перерізи зразка серії ПНП (а) та вид на двогофровий елемент СПН із приварними опорними анкерами та стрижнями БПА, що пронизують гофри настилу (б)**

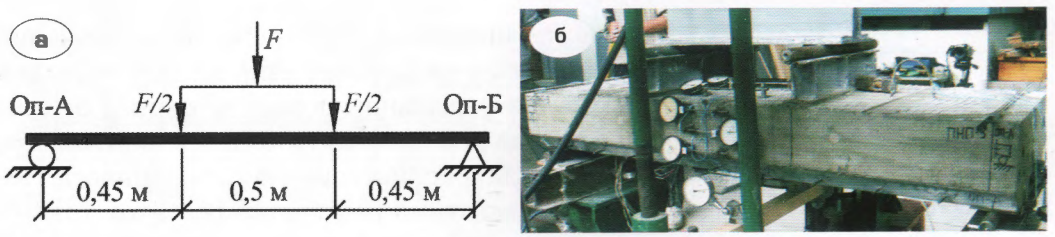



**Рис. 2. Статична схема випробування зразків (а) та загальний вигляд зразка ПНП-3 у випробувальному стенді (б)**

ють натурні плити проїзної частини; зразки ПНП-1 та ПНП-2 випробовувались статичним, а ПНП-3 та ПНП-4 – малоцикловим навантаженням.

Незнімною опалубкою та робочою арматурою дослідних зразків є гладкий сталевий профільований настил Т57 компанії «Прушиньскі»; двогофрові елементи настилу встановлювались кінцями на сталеві пластини 380×100×6, що імітували верхні полиці головних балок прогонової будови та відігравали роль опорних пластин під час випробувань. Крізь метал настилу до опорних пластин приварювали анкери Nelson – по два в кожному гофрі. Прогонове анкерування зразків було здійснене за допомогою стрижнів БПА ∅7 $l$ = 500 мм, що вставлялись з кроком 150 мм у отвори, висвердлені в стінках настилу (рис. 1, б). Зразки завдовжки 1,5 м, заввишки 0,2 м та завширшки 0,5 м були виготовлені із важкого бетону в заводських умовах, клас міцності якого за результатами випробувань контрольних зразків відповідає класу В50. У верхній зоні кожного зразка розташована в'язана арматурна сітка 4∅12А300С–130/10∅8А300С–150 1,47×0,46 м із захисним шаром 5 см, що моделює верхню робочу арматуру плити проїзної частини. Стрижнева арматура у нижній зоні зразків відсутня – як робоча арматура використовувався профільований настил. Випробування зразків проводилось стендовим способом за схемою чистого згину з робочим прогоном зразків 1,4 м (рис. 2). Покрокове навантаження зразків здійснювалось за допомогою гідравлічного домкрата. Зусилля $F$, створюване ним, було взяте за основний параметр навантаженості зразків і контролювалось манометром маслостанції та тарованим кільцевим динамометром у складі випробувального стенда. Зусилля від домкрата передавалось на зразки з допомогою системи траверс (відстань в осях передаточних траверс 0,5 м). Для зручності була прийнята нумерація опор: Оп-А – шарнірно-рухома, Оп-Б – шарнірно-нерухома опора.

Під час випробування зразків ПНП-1 та ПНП-2 при дії статичного навантаження [15] були встановлені зусилля тріщиноутворення (50 кН для ПНП-1 та 60 кН для ПНП-2) та руйнівні зусилля (160 кН для ПНП-1 та 190 кН для ПНП-2). Усереднене руйнівне зусилля зразків серії ПНП, $[F]$ = 175 кН, було взяте за базове значення малоциклових навантажень.

Базову кількість циклів для випробувань було прийнято $N$ = 10. Кожен з десяти циклів завантаження характеризується такими максимальними значеннями зусиль (рис. 3): при циклах 1...6 та 9 максимальне навантаження на зразок становило $0{,}6[F] \approx 102$ кН; при циклах 7, 8 та 10 – $0{,}75[F] \approx 128$ кН. Значення та послідовність рівнів навантаження по циклах визначені експериментально [14] на основі спостережень за рухом великовагових навантажень по автодорожніх мостах. Під час кожного циклу завантаження велось ступінчасто, з кроком в 1/5 значення максимального навантаження у циклі. При досягненні кожного нового ступеня навантаження у циклі відбувалась часова витримка протягом 10 хв. Після досягнення максимального значення навантаження у кожному циклі зразки повністю розвантажувались. Після десятого циклу завантаження зразок розвантажувався та доводився до втрати несної здатності одноразовим прикладанням навантаження із постійною швидкістю зростання його значення.

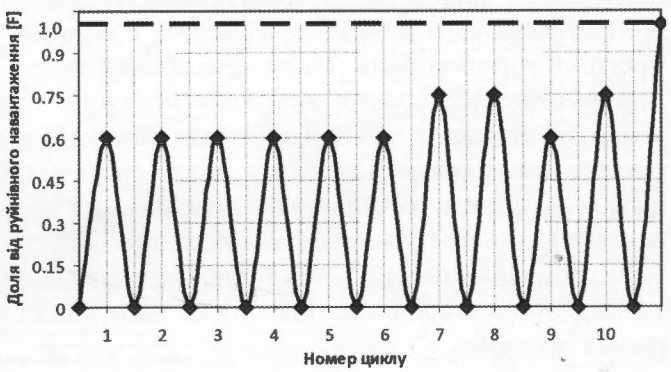



**Рис. 3. Графік зміни малоциклового навантаження**

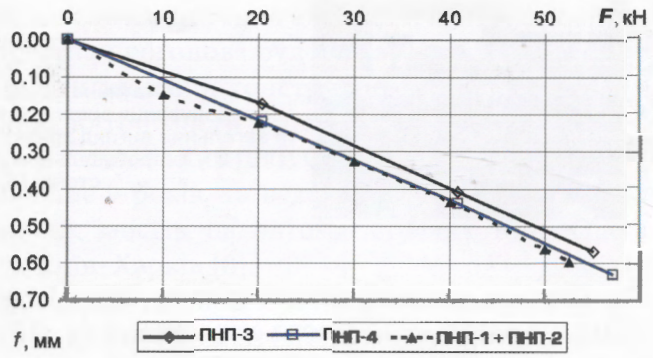



**Рис. 4. Прогини дослідних зразків до тріщиноутворення**

Під час перших привантажень першого циклу спостерігалось незначне рівномірне зростання прогинів зразків ПНП-3 та ПНП-4. Отримані значення прогинів показали хорошу збіжність з усередненими прогинами зразків ПНП-1 та ПНП-2 (рис. 4). Зростання прогинів відбувалось лінійно, що вказує на хорошу спільну роботу бетону плити та сталевого профільованого настилу. Лінійність зростання прогинів спостерігалась і після тріщиноутворення, яке настало при досягненні рівнів навантаження 55 кН для зразка ПНП-3 та 57 кН – для ПНП-4.

Перші вертикальні тріщини розкривались у середніх третинах дослідних зразків, при цьому спостерігалось різке зростання прогинів. Перевищення значення гранично допустимого прогину $[f] = 3{,}5$ мм відбулося в останньому кроці першого циклу перед досягненням максимального рівня навантаження циклу (рис. 5). Після розвантаження зразків по закінченні першого циклу було зафіксовано залишковий прогин. У наступних п'яти циклах спостерігалась стабілізація прогинів: динаміка їх зростання зберігалась сталою, значення прогинів при максимальних рівнях навантажень у циклах та після розвантаження знаходились в околі досягнутих наприкінці першого циклу рівнів, не демонструючи тенденції до прогресуючого зростання. Невеликі прирости прогинів у циклах були пов'язані зі збільшенням деформативності зразків внаслідок поступового розвитку тріщин. Досягнення максимального рівня навантаження у сьомому циклі супроводжувалось різким збільшенням прогинів під навантаженням та прогинів залишкових. Після цього впродовж циклів 8–10 спостерігалась характерна раніше стабілізація при нових відправних рівнях прогинів.

Вертикальні тріщини припиняли розвиток після досягнення рівня розташування верхньої арматурної сітки, і при досягненні максимального рівня навантаження в першому циклі незначно розійшлись у радіальних напрямках. Порівняно незначний радіальний розвиток тріщин був зафіксований упродовж другого та третього циклів, після чого їх зростання значно уповільнилось. Подальший активний радіальний розвиток тріщин фіксувався лише у сьомому, восьмому та десятому циклах, максимальний рівень навантаження в яких був вищим за інші.

Після завершення десятого циклу дослідні зразки доводились до руйнування одноразовим прикладенням навантаження. З перевищенням рівня навантаження $0{,}75[F] \approx 128$ кН відновився активний радіальний розвиток тріщин. Руйнування зразків відбулося внаслідок руйнування стиснутої зони бетону в середній третині зразків: вертикальні тріщини в полицях зразків перевищили рівень розташування верхніх арматурних каркасів та досягли горизонтальних граней плит, на яких з'явилась сітка силових тріщин (рис. 6).

Після розкриття перших вертикальних тріщин відбулось відшарування СПН від бетону плити, що було помітно візуально. За допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм визначались переміщення бетону зразків відносно опорних пластин та настилу відносно бетону зразків. Аналіз отриманих даних свідчить про хорошу сумісну роботу настилу та бетону – на це вказує відсутність згаданих зміщень, розвиток яких почався лише після утворення тріщин (рис. 7, 8).

Після завершення першого циклу в обох зразках були зафіксовані залишкові переміщення бетону зразків та профільованого настилу. Упродовж наступних циклів спостерігалась стабілізація цих переміщень: динаміка їх зростання залишалась сталою, значення переміщень при максимальних рівнях навантажень у циклах та після розвантаження знаходились в околі досягнутих наприкінці першого циклу рівнів, не демонструючи тенденції до наростання (за винятком різкого збільшення на 0,414 мм переміщень настилу відносно бетону в третьому циклі на опорі Оп-А зразка ПНП-4). При цьому для переміщень бетону відносно опорних пластин ця стабілізація спостерігалась протягом усіх десяти циклів. При досягненні максимального рівня навантаження у сьомому циклі було зафіксовано різке збільшення переміщень настилу відносно бетону зразків. Упродовж циклів 8–10 спостерігалась стабілізація переміщень настилу відносно бетону при нових відправних рівнях.

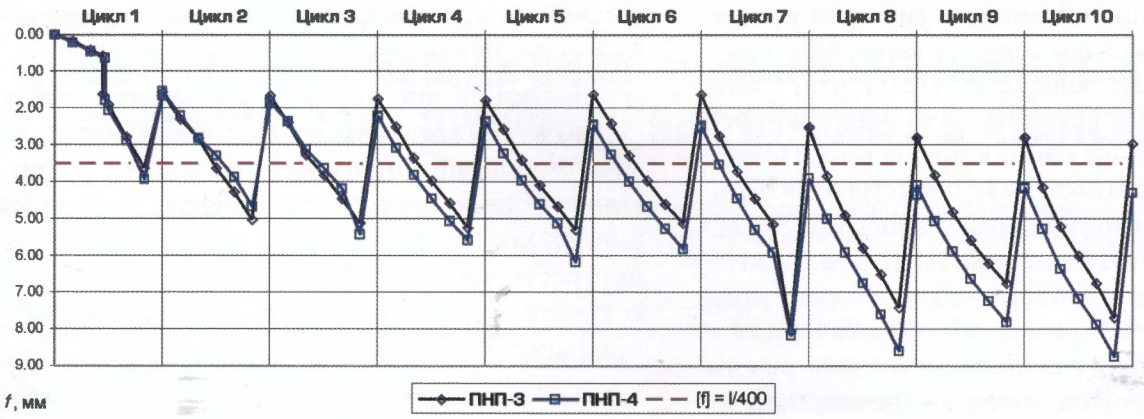



**Рис. 5.** Прогини дослідних зразків при дії високорівневих малоциклових навантажень

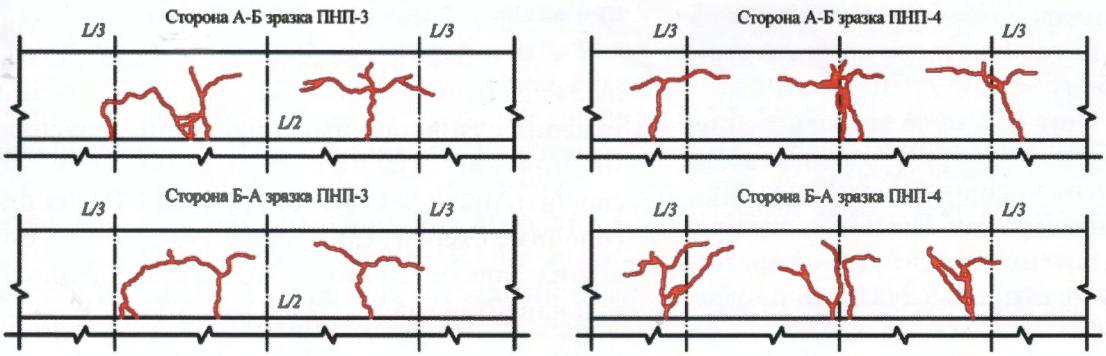



**Рис. 6.** Характер тріщиноутворення в плитах зразків ПНП-3 та ПНП-4

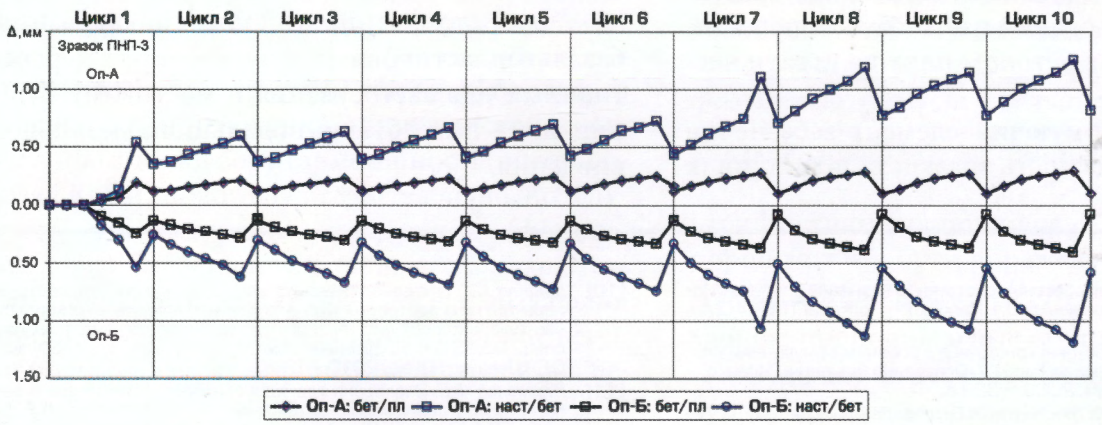



**Рис. 7.** Переміщення бетону відносно опорних пластин та настилу відносно бетону в опорних зонах зразка ПНП-3

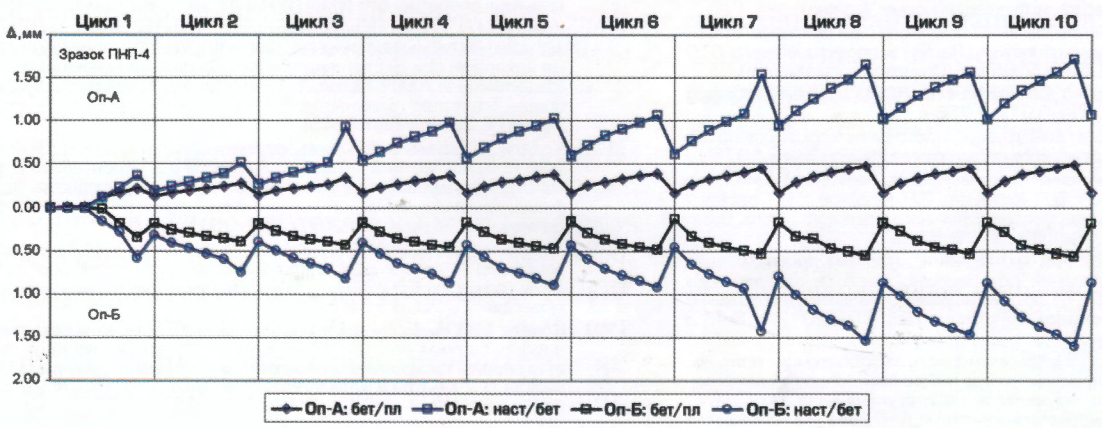



**Рис. 8.** Переміщення бетону відносно опорних пластин та настилу відносно бетону в опорних зонах зразка ПНП-4

Зафіксовані зміщення можуть свідчити про те, що в бетоні зразків навколо приварних опорних анкерів виникають зони концентрації напружень та про поступовий розрив СПН у зоні опорного анкерування. Також наприкінці восьмого циклу було відмічено початок зрізу крайніх стрижнів БПА.

Руйнування зразків розпочалось при досягненні рівнів 180 кН для зразка ПНП-3 та 175 кН – для ПНП-4, що є співставним з усередненим руйнівним зусиллям зразків ПНП-1 та ПНП-2 – 175 кН. Руйнування супроводжувалось різким наростанням прогинів, спершу неможливістю перевищення зазначених рівнів навантаження, а далі – повільним падінням показників манометра маслостанції та кільцевого динамометра, початком активного зрізу крайніх стрижнів БПА, незначним випучуванням верхніх полиць СПН у зоні розкриття центральних тріщин та руйнуванням стиснутої зони бетону плит. Як і при випробуваннях зразків ПНП-1 та ПНП-2 статичним навантаженням, руйнування зразків ПНП-3 та ПНП-4 не супроводжувалось прогресуючим обваленням.

**Висновки.**

1. При випробуваннях дослідних зразків сталевий профільований настил був включений у спільну роботу з бетоном плит до втрати несної здатності.

2. СПН як армуючий елемент забезпечив належну несну здатність зразків та підвищив їх живучість, що унеможливлює прогресуюче обвалення при руйнуванні.

3. При дії високорівневого малоциклового навантаження впродовж усіх циклів спостерігалась стабілізація прогинів, переміщень бетону відносно опорних пластин та настилу відносно бетону, демонструючи відсутність тенденцій до прогресуючого руйнування зразків в цілому та їх конструктивних елементів, зокрема сталевого профільованого настилу.

4. Руйнування зразків відбулось внаслідок руйнування стисненої зони бетону, що свідчить про наявність резервів міцності СПН.

5. Руйнівні зусилля досліджуваних зразків після дії високорівневого малоциклового навантаження є співставними з руйнівними зусиллями при дії статичного навантаження, що свідчить про ефективність роботи СПН із прогоновим анкеруванням стрижнями БПА в монолітних залізобетонних плитах при дії циклічних навантажень.

З огляду на вищесказане, монолітні залізобетонні плити, армовані сталевим профільованим настилом із прогоновим анкеруванням базальтопластиковими стрижнями, є перспективними для застосування в мостовому будівництві та потребують подальшого детального вивчення.


[1] *Стороженко Л. І.* Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці: Монографія / Л. І. Стороженко, О. І. Лапенко. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2008. – 312 с.

[2] *Лапенко О.І.* Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою: монографія / Олександр Іванович Лапенко. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2009. – 328 с.

[3] Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування : ДБН В.2.3-14:2006. – [чинний від 6 травня 2006 р.] – К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. – 359 с. – (Державні будівельні норми України).

[4] Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование: СТО 0047-2005 – М., 2005. – IV, 65 с. – (Стандарт организации).

[5] *Melan J. Der Brückenbau. Eiserne Brücken II Teil / J. Melan //* Leipzig und Wien: Franz Deuticke, 1917. – 756 s.

[6] Альбом существующих конструкций мостов и путепроводов на автомобильных дорогах общего пользования УССР. – Киев, 1978 г.

[7] *Кожушко В.П.* Применение профнастила при реконструкции и ремонте малых мостов / *В.П. Кожушко, С.Н. Краснов, Е.С. Краснова* // Вісн. Дніпропетр. нац. ун-ту залізничного транспорту ім. ак. В.Лазаряна. – Д., 2011. – Вип. 39 – С. 83–86.

[8] *Коваль М.П.* Перспективи застосування сталевих профільованих настилів для влаштування плит проїзної частини автодорожніх мостів / Коваль М.П. // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – Вип. 3 (33). – С. 100–106.

[9] *Бєляєва С.Ю.* Міцність і деформативність залізобетонних плит, армованих сталевим профільованим настилом і поперечними анкерами : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди»/ С.Ю. Бєляєва. – Київ, 2006. – 20 с.

[10] *Шевчук С.Г.* Несуча здатність та деформативність сталебетонних перекриттів із застосуванням зовнішнього армування із хвилястих настилів: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / С.Г. Шевчук. – Львів, 2010. – 21 с.

[11] *Клименко Ф.Е.* Зчеплення зовнішньої полосової арматури з бетоном сталебетонних балок при циклічних навантаженнях / *Ф. Е. Клименко, Р. І. Кінаш* // Резерви прогресу в архітектурі та будівництві: вісник Державного університету «Львівська політехніка». – Львів: Дільниця оперативного друку ДУЛП, 1993. – №271. – С. 55 – 59.

[12] *Коваль М.П.* Дослідження роботи монолітних залізобетонних плит зі сталевим профільованим настилом Н80А та болтовими опорними анкерами при дії статичного й високорівневого малоциклового навантаження / *М.П. Коваль, І.О. Кондрюкова* // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2015. – Вип. 1 (43). – С. 169–177.

[13] *Коваль Т.І.* Ефективність використання базальтової арматури для плит проїзної частини автодорожніх мостів // Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства: материалы III Международной научно-технической интернет-конференции. – Х.: ХНАГХ, 2012. – С. 259–261.

[14] Тріщиностійкість залізобетонних балкових конструкцій автодорожніх мостів в умовах малоциклових навантажень: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01 / Р.І. Полюга; Нац. ун-т «Львівська політехніка». – Л., 2006. – 18 с.

[15] *Коваль М.П.* Випробування монолітних плит, армованих сталевим профільованим настилом без прогонового анкерування та із прогоновим анкеруванням базальтопластиковими стрижнями / Коваль М. П. // Бетон и железобетон в Украине. – 2015. – №2(84). – С. 19–25.


*Надійшла 11.10.2016 р.*

УДК 727.1-4

# ФОРМУВАННЯ МЕТОДУ ПОСЛІДОВНОГО СИСТЕМНОГО АНАЛІЗУ ЛАНЦЮГОВИХ ПРОПОРЦІЙНИХ СТРУКТУР В АРХІТЕКТУРІ

Розглянуто питання формування нових підходів до проблеми пропорціонування в сучасній архітектурі. Запропоновано досить оригінальний метод пропорціонування на основі виявлення системи послідовних співвідношень між різними елементами комплексної розгортки вулиці або цілісного архітектурного ансамблю. Введені нові терміни та поняття.

The article is about the formation of new approaches to the problem of proportioning in modern architecture. It is offered a rather original method of proportioning on the basis of the system identification of series relationships between various elements of complex developed view of streets or cohesive architectural ensemble. The paper introduces new terms and concepts.

**Ключові слова**: пропорції, логарифмічні пропорції, ступеневі пропорції, пропорційні системи, модульна сітка, гармонізація забудови.



**С.В. Сьомка**
доцент Київського національного університету будівництва і архітектури,
канд. архіт.

Архітектура – одне із самих виразних і значущих щодо впливу на людину мистецтв. Між суспільством і архітектурним середовищем існує безпосередній зв'язок і контакт: людина своєю діяльністю впливає на архітектуру, а архітектура справляє вплив на людину. При цьому, для зодчества характерне нашарування різних історичних епох, які обов'язково необхідно враховувати при проектуванні нового будівництва, реставрації, реконструкції, добудові, надбудові з модернізацією тощо. Будь-які значні зміни в об'ємно-просторовому вирішенні архітектурної композиції пов'язані зі зміною форми, фактури і кольору.

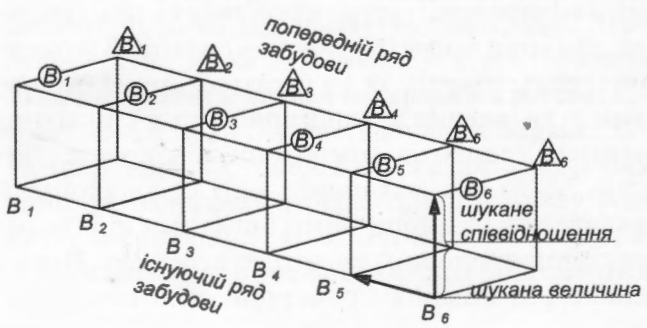
У проектній практиці часто трапляються випадки, коли необхідно оцінити містобудівну ситуацію з точки зору гармонійності (висот, обсягів і площ) нового будівництва відносно існуючого архітектурного середовища (фонової забудови). Здебільшого в такій ситуації архітектор покладається на свій досвід візуальної оцінки композиції, в результаті якої він інтуїтивно визначає гармонійну, на його погляд, величину будови і її пропорційну структуру. Таку пропорційну структуру (набір співвідношень) – своєрідний пропорційний ряд – може мати архітектурна деталь, площина стіни, фасад будинку, розгортка по вулиці, композиція архітектурного комплексу.

**Пропорційний ряд** (ПР) – набір пропорційних, характерних для даної системи і структури послідовно розташованих у порядку зростання, ритмічних співвідношень, які виявлені при обмірах об'єкта, що досліджується. ПР співвідношень може стосуватись будь-якої композиції і бути відображений різноманітними цифровими закономірностями. Наприклад, пропорційний ряд співвідношень «золотого перерізу» (або ряду Фібоначчі) можна виразити наступним рядом цифр:

1, 2, 3, 5, 8, 13, 21, 34, 55, 89, 144, 233,
де 2 + 3 = 5; 3 + 5 = 8 і т. д.

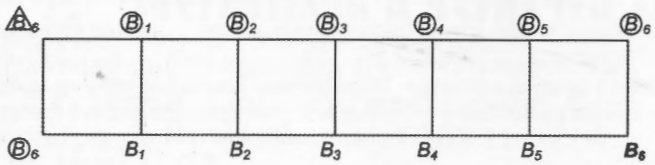
Співвідношення можуть бути виражені як числовими величинами, так і величинами відрізків (висоти і ширини фасаду, членування деталей, діагоналей всього фасаду та окремих фрагментів, радіусів у ритмостенографії тощо). Так розрізняють геометричні пропорції $\frac{y_5}{(x)_6} = \frac{y_6}{x_6}$ і арифметичні пропорції $(m)_6 - m_5 = m_6 - n_6$. Пропорції можуть бути виражені ступеневою формулою, наприклад: $a = b^k$, $B_5 = B_6^{k_6}$ або логарифмічною пропорцією $\ln a = k \cdot \ln b$; $\ln B_5 = k_6 \cdot \ln B_6$.

Будь-яку структуру фасаду або розгортку вулиці існуючої забудови можна уявити плаской або об'ємною системою координат, в якій необхідно знайти, наприклад, висоту проектованого будинку $B_6$. Оскільки вся система повинна розглядатися в комплексі з сусідньою вулицею, то її будинки (точніше їх висоти) можуть бути прийняті як попередній ряд забудови.




© Сьомка С.В.

Невідома шукана величина $B_6$ буде розміщуватись в існуючому ряді забудови на ортогональній планувальній сітці вулиці таким чином:




Пропорції, використані в роботі:

- арифметична (різниця)
  $n_6 - m_5 = m_6 - n_6$;
- геометрична (ділення співвідношень)
  $\frac{y_5}{x_6} = \frac{y_6}{x_6}$;
- ступенева
  $\frac{y_5^{\frac{1}{k_6}}}{x_6^{\frac{1}{n_5}}} = \frac{y_6^{k_6}}{x_6}$; $B_5 = B_6^{k_6}$;
- логарифмічна (натуральний логарифм)
  $\ln r_5 - \ln k_6 = \ln r_6 - \ln k_6$; $\ln B_5 = k_6 \cdot \ln B_6$;
- складна ступенева
  $\frac{B_6^{\frac{1}{B_6}}}{B_5^{\frac{1}{B_5}}} = L_6$; $\frac{B_6^{\frac{1}{B_6}}}{B_6^{\frac{1}{B_6}}} = T_6$;
- складна ступенева з перевернутим добутком
  $l_6 = B_5^{\frac{1}{B_6}}$; $t_6 = B_5^{\frac{1}{B_6}}$; $\Rightarrow \frac{B_6^{\frac{1}{B_6}}}{B_5^{\frac{1}{B_6}}} = \frac{t_6}{l_6}$.

*Геометрична пропорція* – одна з основних у пропорційному спектрі гармонійних співвідношень. Крім того, вона найдавніша з усіх видів архітектурних пропорцій, виявлених дослідниками. Геометрична пропорція полягає в дослідженні величин співвідношень архітектурного об'єкта і його деталей між собою. Вона може використовуватись при виявленні подібності в обмірах форм архітектурних об'ємів як при симетрії, так і при асиметричній композиції. В геометричній пропорції, як і в багатьох інших, головним є виявлення закономірностей у співвідношеннях елементів композиції між собою. Досить часто такі закономірності співвідношень виявлялись гармонійними і вдалими при використанні пропорцій «золотого перерізу». Послідовне розміщення пропорцій «золотого перерізу», що застосовується в тій чи іншій композиції, від найменшого до найбільшого утворює послідовний пропорційний ряд. Значення послідовно розміщених елементів такого ряду знаходяться в пропорційному співвідношенні «золотого перерізу» (ряду Фібоначчі) з попередніми елементами цього ряду. Геометрична пропорція безпосередньо пов'язана з «золотим перерізом» у створенні гармонійних співвідношень ритму і метра. При зміні основних співвідношень 0,618:1:1,618 у бік зменшення або збільшення порушується гармонійність композиції. Співвідношення «золотого перерізу» не рекомендується спрощувати до простих пропорцій приміщення в плані. Такі складні пропорції найбільш доречно розглядати комплексно в архітектурних ансамблях (фасадах великих будівель, при розрахунках підвищень у розрізах великих глядацьких залів тощо), де має місце ланцюг пропорційних ритмічних співвідношень, розміщених послідовно, як і в багатьох аналогах живої природи, де прослідковується співвідношення ряду Фібоначчі.

*Арифметична пропорція* – заснована на різниці величин між основними елементами розглядуваної композиції та її деталями і дрібними елементами: $n_6 - m_5 = m_6 - n_6$. Арифметична пропорція в архітектурній композиції з'явилась пізніше, але набула досить широкого розповсюдження серед зодчих (від єгипетських пірамід і російських мір довжини до сучасних пропорційних систем). Вона є обов'язковим доповненням геометричної пропорції при обмірах з натури і дослідженні пам'яток культури, реставрації і реконструкції архітектурних ансамблів, виявленні закономірностей різних видів архітектурної композиції. Арифметична пропорція теж може використовуватись комплексно при проектуванні великих архітектурних ансамблів в існуючому антропогенному (фоновому) середовищі при розміщенні послідовних пропорцій у ланцюгу, в якому з різниці попереднього і наступного значення величини утворюється деякий гармонійний ритмічний ряд.

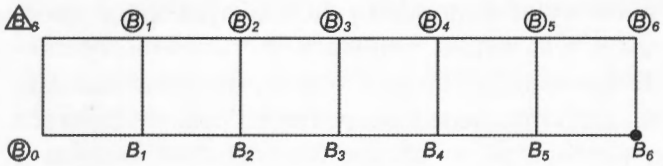
*Ступенева пропорція* – система гармонійних співвідношень, яка також існує в живій природі і через біонічне моделювання і макетування може бути застосована в архітектурній композиції з урахуванням масштабу людини. Ступенева пропорція може бути використана по відношенню до об'ємно-просторового і функціо-

нально-планувального вирішення будівель і споруд і виражатись формулою $B_5 = B_6^{k_6}$, де $B_5$ – попередня відома величина, а $B_6$ – невідома величина (висота, площа, об'єм) шуканого об'єкта новобудови.

Поряд із геометричною і арифметичною пропорціями вона може бути застосована при дослідженні необхідних допустимих величин (наприклад, висоти) нового будівництва в існуючій (фоновій) забудові. Висота нового будівництва може регламентуватись не тільки нормативними документами і обмеженнями висоти споруди в історичній зоні, але й умовами гармонійності співвідношень до відповідних величин оточуючого середовища. Ступенева пропорція може мати місце як в ряді «золотого перерізу», так і в пропорційному ряді, заснованому на існуючій забудові, далекій від загальноприйнятих канонів гармонії.

*Логарифмічна пропорція* (на основі натурального логарифма) – є похідною від ступеневої пропорції і має вигляд $\ln B_5 = k_6 \cdot \ln B_6$ (співвідношення між абсолютними величинами) або $\frac{1}{k_6} \cdot \ln y_5 - \frac{1}{r_5} \cdot \ln x_6 = k_6 \cdot \ln y_6 - r_6 \ln k_6$ (співвідношення між абсолютними величинами). Логарифмічна пропорція може стосуватись як співвідношень «золотого перерізу», так і метричних, симетричних, асиметричних, ритмічних архітектурних композицій. Логарифмічні пропорції можуть утворювати складні наслідкові поверхні подвійної і одинарної кривизни, які характеризують різні архітектурні композиції (фасаду, розгортки по вулиці тощо). Така пропорція в одному ряді з геометричними, арифметичними і ступеневими пропорціями дає змогу більш детально характеризувати досліджувану архітектурну композицію з метою визначення показників максимальних і мінімальних величин шуканих параметрів.

Оскільки, найбільш зручним для людського сприйняття є наявність 6–7 елементів в архітектурній композиції, то ми вичленимо з розгортки фрагмент фасадів саме шести будинків, що знаходяться поруч із новобудовою, і назвемо її існуючим рядом забудови. До цього ряду буде належати і шукана величина $B_6$. При цьому будь-яка планувальна сітка вулиць (квадратна, прямокутна, трикутна, комбінована, і радіально-кільцева) може бути перетворена умовно на зручну для подальшого розрахунку квадратну сітку:




• – шукана величина $B_6$ нового будівництва

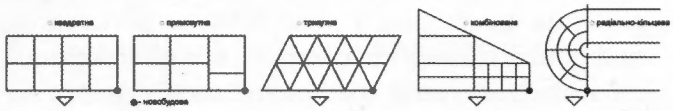
У практиці архітектурного проектування трапляються випадки, коли будь-яке естетичне рішення необхідно перевірити за допомогою цифр. Інтуїтивно зодчі керуються положенням, що в архітектурній композиції майбутнього нового будинку все повинно гармонійно взаємопов'язуватись, як в живій природі, де всі пропорції елементів гармонійно взаємопов'язані між собою закономірностями, які людство поступово відкриває для себе через математичні залежності, пропорції, співвідношення, графіки і формули їх вираження.

Ці формули можуть бути виражені різницею, діленням, добутком, логарифмом, сумою між відомими і шуканими величинами, але найважливіше в цих формулах – це пошук, знаходження і зведення всіх описових параметрів до отримання найменшої кількості невідомих показників (бажано одного), які й підкажуть проектувальнику приблизні допустимі параметри (наприклад висоти) майбутньої новобудови.

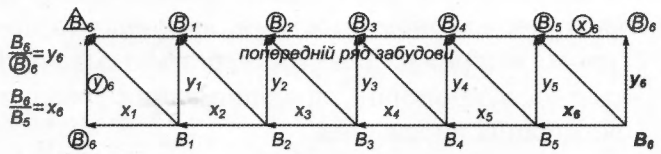
**1.** *Перетворення сітки вулиць оточуючої забудови на квадратну сітку моделі, необхідної для розрахунків.* Як відомо, будь-яке проектування починається «від землі» і здійснюється за схемою земля – генплан – план – фасади – розрізи – розгортки по вулиці – перспектива об'єкта – об'ємно-просторова перспектива всього комплексу з оточенням. Така схема відповідає основним положенням функціонального методу проектування, в якому «функція визначає форму».

Основну роль на початковій стадії проектування відіграють форма, площа і характер земельної ділянки під майбутню забудову. Нове будівництво може здійснюватись в історичній зоні, на ділянці з низькою, середньою або високою щільністю оточуючої забудови. Варіант, коли щільність забудови нульова, розглядається лише за наявності перспективного плану розвитку мікрорайону, коли конче потрібно розрахувати можливі пропорційні співвідношення

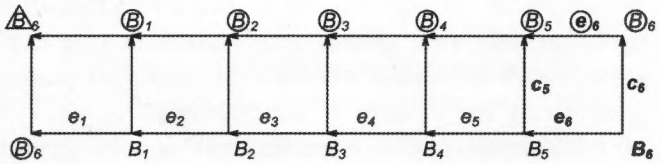
не одного будинку, а цілого комплексу або пропорційний ряд забудови цілої розгортки по даній вулиці на майбутнє. За будь-яких умов, проектувальнику доводиться стикатись з різноманітними за формою і характером генпланами, які для спрощення розрахунків рекомендується перетворити на експериментальний модуль з квадратною сіткою плану. Таке спрощення дає змогу отримати своєрідну векторну модель, в якій будь-яка за формою сітка плану буде перетворена в модуль з квадратною сіткою чарунок.



Така векторна модель на квадратній сітці буде мати наступний вигляд:




Таким чином, будь-яка існуюча «стартова» планувальна сітка вулиць може бути перетворена умовно на зручну для подальшого розрахунку квадратну сітку. Вона буде складатись з векторів і точок, де є ряд будинків попередньої забудови і існуючий (передній) ряд забудови. Невідома шукана величина $B_6$ (висота, площа, об'єм будинку) буде розташовуватись в існуючому ряді забудови на ортогональній (векторній) планувальній сітці вулиці (в правому нижньому кутку моделі):



$$e_6 = B_6 - B_5; \quad c = B_6 - \textcircled{B}_6$$

Таким чином, з двох попередніх моделей можна виділити попередні закономірності співвідношень даного пропорційного ряду.

$$\left.\begin{aligned} \frac{B_6}{\textcircled{B}_6} &= y_6 \\ \frac{B_6}{B_5} &= x_6 \end{aligned}\right\} \Rightarrow \frac{y_6}{x_6} = \frac{B_5}{\textcircled{B}_6} = \frac{y_5}{\textcircled{x}_6}; \qquad \text{(діленням)}$$

$$\left.\begin{aligned} B_6 - B_5 &= e_6 \\ B_6 - \textcircled{B}_6 &= c_6 \end{aligned}\right\} \Rightarrow \textcircled{B}_6 - B_5 = e_6 - c_6 = \textcircled{e}_6 - c_5$$

(через різницю).

Різноманітні взаємозалежності обов'язково існують у будь-якій архітектурній композиції і утворюють свій інформаційний пропорційний ряд, характерний саме для цього оточення і середовища. Досліджуючи пропорції архітектурних деталей, будинків і споруд, можна частково знайти відповіді на запитання – які принципи лежать в основі формотворення гармонійних і довершених творів мистецтва. Це повною мірою стосується сучасних мегаполісів з уже сформованою структурою панорамних фасадів по фронту транспортних (водних) магістралей і фасадів будинків, розгорток вулиць тощо. Як і будь-який окремий будинок, кожна вулиця створювалась протягом визначеного періоду часу і відображає характер різних епох і часів з нашаруванням пропорцій, притаманних винятково цьому конкретному середовищу.

Кожне антропогенне утворення може бути досліджене з метою встановлення його власних внутрішніх гармонійних співвідношень. Дослідивши і визначивши основні формотворчі принципи таких комплексів, можна визначити які форми чи величини (висоти, маси, площі, об'єми) краще застосовувати при новому будівництві, реконструкції, реставрації або модернізації. Сучасне урбанізоване середовище теж можна розглядати як «сегмент» (або частину) одного великого цілого, в якому також можна виділити деяку шукану висоту (площу або об'єм) елемента новобудови, яку необхідно вирахувати на розгортці цілої вулиці, проспекту або на перетині різних планувальних структур тощо.

Такі схеми також можна привести до зручної спрощеної прямокутної (квадратної) сітки векторної моделі, яка дозволить знайти невідомі величини співвідношень, що формують загальну розгортку міста (мікрорайону).

У внутрішній структурі будь-якої системи діють закономірності, подібні математичним у великій зовнішній ланцюговій структурі, які за аналогією пропорційного ряду «золотого перерізу» можна переносити в експериментальне моделювання нової архітектури, взявши за основу попередній пропорційний ряд (закономірності) існуючої архітектури, урбанізованого середовища. Так, особливості «золотого перерізу» можуть не мати ніякого відношення до даної композиції, але вона виглядає досить гармонійною, оскільки її елементи споріднені за геометрією форм, нюансно співвідносні одне одному

і співмасштабні людині, утворюють цілісну врівноважену систему, створену з врахуванням пропорційних закономірностей середовища, оточення.

Наприклад, внутрішня система (просте співвідношення)

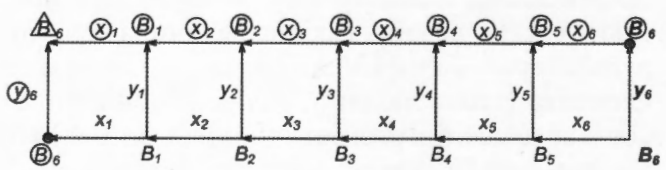
$$\frac{y_6^{k_6}}{x_6^{r_6}} = \frac{y_5^{\frac{1}{k_6}}}{k_6^{\frac{1}{r_5}}};$$

зовнішня об'єднувальна велика система з шести сегментів (складне добуткове «сумарне» співвідношення)

$$\frac{y_1^{k_1-1} \cdot y_2^{k_2-1} \cdot y_3^{k_3-1} \cdot y_4^{k_4-1} \cdot y_5^{k_5-1} \cdot y_6^{k_6}}{x_1^{r_1} \cdot x_2^{r_2} \cdot x_3^{r_3} \cdot x_4^{r_4} \cdot x_5^{r_5} \cdot x_6^{r_6}} = 1.$$

За невідому величину $B_6$ на генплані ділянки можна прийняти будь-яку шукану величину – відстані між будинками, шуканої деталі при реставрації будинку, висоту будинку, площу фасаду або деталі на фасаді, об'єм майбутньої новобудови в структурі ансамблю або комплексу. Якщо нам потрібно визначити рекомендовану (бажану) відстань до новобудови, то за вихідні дані необхідно взяти відстані між попередніми будинками на генплані, якщо необхідно визначити рекомендовану висоту, то попередні висоти прилеглих будинків; якщо площі – то площі, якщо об'єми – то об'єми. Головне, щоб всі розраховувані величини знаходились в одній системі виміру і мали спільні одиниці виміру (м, м$^2$, м$^3$ тощо).

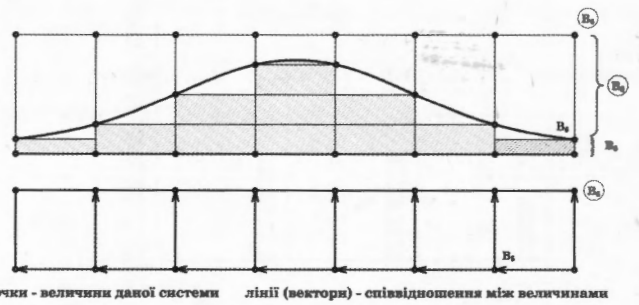
Всі визначені величини наносяться на ортогональну площину, співвідношення між якими можна зобразити умовними векторами і нанести їх умовні величини над відповідними векторами.




Перед початком розрахунків необхідно визначити статус, роль і місце в даній схемі попереднього об'єкта $B_6$ і об'єкта $B_5$.

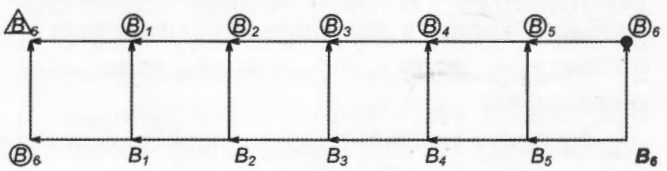
У будь-якому сформованому архітектурному середовищі можна виділити довільні близькі за значенням величини, які повторюються через певні інтервали. Їх можна визначити як опорні для розрахунку шуканої величини, в деяких випадках прийняти за 1 (одиницю), а в нашому – розраховувати зі всіма величинами на загальних підставах, визначити спільні одиниці виміру і відштовхуватись від них як від останніх відомих величин попередньої вулиці або кварталу, що передують тій величині, яку саме необхідно розрахувати.

За вихідні дані можна брати будь-які площини поверхні з їх величинами: елементи генплану, висоти фасадів тощо.




**Приклад перетворення довільної поверхні на легку для розрахунків ортогональну векторну систему модулів**

Таким чином, будь-яку поверхню можна перетворити на легку для розрахунків ортогональну векторну систему квадратних модулів, в якій точками позначені величини (з обраними нами системами і одиницями виміру), а лініями (стрілочками, векторами) – співвідношення між вищезгаданими величинами. При цьому, просторову систему величин теж досить легко можна перетворити на векторну площину.




Між будь-якими елементами архітектурної композиції (площинної, об'ємної, об'ємно-просторової) повинні існувати гармонійні співвідношення, які окреслюють межі майбутньої композиції уявною циркульною (параболічною) кривою, що асоціюється з формами живої природи.

**Абрис - контур гармонійних пропорцій**

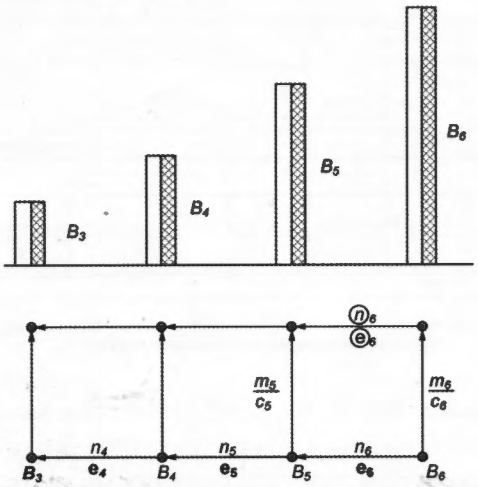


**Розрахунок величини майбутньої забудови, виходячи з гармонійних співвідношень оточуючого середовища**

У такій композиції виділяється і розраховується величина майбутньої новобудови, виходячи з понять естетичної краси і гармонійної співзвучності всіх елементів у цілому.

**Зміст різноманітних пропорцій в архітектурній композиції.**

*Арифметичні пропорції* досить часто використовуються в архітектурній композиції як для розрахунку складних ланцюгових модульних систем, так і для приблизного розрахунку співвідношень між послідовними окремими елементами цієї композиції, один з яких невідомий (шуканий) на площині.




Арифметичну пропорцію в нашому випадку можна виразити таким співвідношенням різниць:

$$m_6 - n_6 = ⓝ_6 - m_5 = e_6 - c_6 = c_5 - ⓔ_6 = Ⓑ_6 - B_5 .$$

За модулем такі величини рівні між собою, їх різниця дає однакову величину. За допомогою цих елементарних співвідношень між величинами можна в подальшому визначити ту оптимальну висоту, яку повинен мати об'єкт новобудови.

Будь-які співвідношення даного сегмента цієї модульної векторної системи будуть описуватись цим графіком функції, а будь-яке значення (цифрове вираження) цього співвідношення, виражене довільною точкою, буде знаходитись на цій прямій. У подальшому це дасть змогу описати параметри майбутньої новобудови декількома подібними графіками, вичленити його обриси в існуючому середовищі.

Арифметична пропорція є однією з найпростіших при комплексному застосуванні для визначення невідомих величин і їх співвідношень через вже відомі величини і співвідношення між ними в існуючій забудові.

У математиці арифметична пропорція – рівність двох різниць чотирьох величин: $m_6 - n_6 = ⓝ_6 - m_5$, в архітектурі вона тісно пов'язана з іншими архітектурними пропорціями.

*Пропорції архітектурні* – співвідношення частин або елементів архітектурної форми. Зведені у визначену пропорційну систему, ці відношення стають засобом архітектурної композиції (Мардер А.П.).

Арифметичні пропорції можуть застосовуватись на стадії первинного дослідження пропорційних закономірностей існуючої пропорційної системи та на стадії дослідження закономірностей архітектурної композиції з метою органічного (гармонійного) включення до неї нового елемента або цілого комплексу.

Необхідно відзначити, що в першому випадку первинного дослідження розрахунок арифметичних пропорцій здійснюється з метою теоретичного (наукового) дослідження або обстеження пам'ятки архітектури, історичної забудови тощо. В даному випадку мета зодчого – встановити загальні закономірності існуючої пропорційної системи з наукової точки зору. В другому випадку архітектор-практик виконує обстеження і дослідження існуючого середовища з конкретною прикладною метою – органічно «вписати» в існуючу забудову новий елемент архітектурної композиції. В обох випадках проектувальник має дослідити і встановити основні закономірності існуючої пропорційної системи і органічно перенести їх на новобудову.

*Пропорційна система* (ПС) – сукупність правил взаємопов'язаності розмірів частин і елементів архітектурної форми між собою і з формою у цілому. Серед найбільш відомих пропорційних систем – ордерна система, «золотий переріз», модулор Ле Корбюзьє тощо.

За побудовою пропорційні системи можна поділити на раціональні та ірраціональні.

*Раціональні* – засновані на простих кратних цілочислових відношеннях розмірів. В основі таких систем лежить вихідна величина (т.з. модуль), виражена у фізичних розмірах будь-якого елемента (стопа людини, радіус колони тощо) або в абсолютних розмірах (наприклад 100 мм). Раціональні ПС можуть бути пов'язані з абсолютною величиною будинку (споруди), а можуть бути і не пов'язані з нею, визначаючи тільки відношення величини елементів до вихідної величини.

*Ірраціональні* – засновані на геометричних відношеннях, які не зводяться до цілочислових (відношення діагоналі квадрата до його сторони). Ірраціональні ПС, як правило, не пов'язані з абсолютною величиною, формою (Мардер А.П.).

У даній системі арифметичні пропорції мають такі закономірності, які характерні для співвідношень всередині такої окремої довільної системи величин:

$$-n_1+n_2-n_3+n_4-n_5+n_6=c_6.$$

Арифметичні пропорції невідомої величини виражаються наступним співвідношенням:

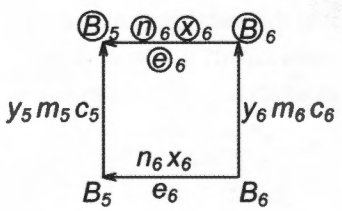
$$\frac{m_6}{n_6}=\frac{x_6(y_6+1)}{y_6(x_6+1)}=\frac{\textcircled{x}_6(y_5+1)}{y_5(\textcircled{x}_6+1)};$$

$$\frac{c_6}{e_6}=\frac{x_6(y_6-1)}{y_6(x_6-1)}=\frac{\textcircled{x}_6(y_5-1)}{y_5(\textcircled{x}_6-1)}.$$

Невідомі пропорції можна виразити через відомі геометричні співвідношення. При формульному вираженні дане співвідношення можна показати:

$$\frac{m_6^2-c_6^2}{y_6+x_6}=\frac{4\textcircled{B}_6B_5}{\dfrac{y_5}{\textcircled{x}_6}+1};$$

$$\frac{n_6^2-e_6^2}{y_6-x_6}=\frac{4\textcircled{B}_6B_5}{1-\dfrac{\textcircled{x}_6}{y_5}}.$$




Це були пропорційні співвідношення в структурі одного векторного (квадратного) модуля, що окреслює закономірності між найближчими величинами до новобудови.

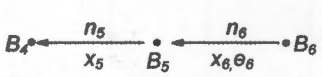
Подібні співвідношення можна висловити формулою, яка близька до попередньої, але відштовхується від інших показників. Ці формули характеризують новий об'єкт на основі даних співвідношень між величинами в попередніх модулях. Наприклад:

$$\frac{m_6^2-c_6^2}{y_6}=\frac{n_1^2-e_1^2}{x_1}=4\textcircled{B}_6^2 \text{ або}$$

$$\frac{n_6^2-e_6^2}{x_6}=x_5(n_5^2-e_5^2)=4B_5^2.$$

Тобто, наші розрахунки відштовхуються не від попередніх співвідношень, а від тих, що їм передують. Поступово, ланцюговим методом, розраховуючи показники один за одним, ми можемо вийти на розрахунок загального модуля, який включає в себе 6 сегментів. Наприклад:

1) $\dfrac{n_6^2-e_6^2}{x_6}=x_5(n_5^2-e_5^2);$




2) $\dfrac{n_5^2-e_5^2}{x_5}=x_4(n_4^2-e_4^2);$

3) $\dfrac{n_4^2-e_4^2}{x_4}=x_3(n_3^2-e_3^2);$

4) $\dfrac{n_3^2-e_3^2}{x_3}=x_2(n_2^2-e_2^2);$

5) $\dfrac{n_6^2-e_2^2}{x_2}=x_1(n_1^2-e_1^2);$

6) $\dfrac{n_1^2-e_1^2}{x_1}=\textcircled{x}_6(\textcircled{n}_4^2-\textcircled{e}_4^2).$

Отримаємо сумарну формулу, перемноживши всі показники в ланцюгу:

$$\frac{(n_1^2-e_1^2)(n_2^2-e_2^2)(n_3^2-e_3^2)(n_4^2-e_4^2)(n_5^2-e_5^2)(n_6^2-e_6^2)}{\textcircled{x}_6x_1^2x_2^2x_3^2x_4^2x_5^2x_6}=$$

$$=(\textcircled{n}_6^2-\textcircled{e}_6^2).$$

У результаті, виходячи зі співвідношення $x_1x_2x_3x_4x_5x_6=y_6$, отримаємо кінцеву формулу

$$\frac{n_6^2-e_6^2}{y_6}=y_5(\textcircled{n}_6^2-\textcircled{e}_6^2).$$

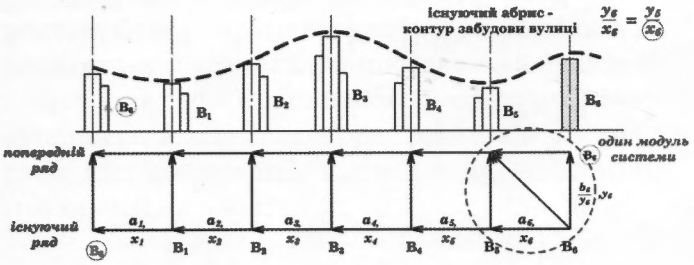
Таким чином, ми знову повернулись до відомого співвідношення попереднього сегмента, але вже вираженого в іншій конфігурації. Спостерігаючи такі пропорційні закономірності в будь-якій довільній системі, можна дійти висновку, що природа пропорцій антропогенного середовища вирізняється сталістю, послідовністю і повторюваністю, що є досить близьким до природи неантропогенного середовища.

Прослідковується наявність деяких пропорційних закономірностей, завдяки яким у подальшому можливо досліджувати і аналізувати матеріальне середовище, що нас оточує.

Арифметична пропорція одна з найпростіших, але найяскравіших прикладів закономірностей при ланцюговому поступовому розрахунку ряду невідомих елементів, величини яких можна розрахувати через допустимі співвідношення між ними. Формули, що характеризують арифметичні пропорції, включають і відношення, виражені геометричними пропорціями.

*Геометричні пропорції* – найбільш розповсюджені в архітектурній композиції і можуть використовуватись у дослідженні не тільки живої природи, але й характеристик існуючого антропогенного середовища. Геометрична пропорція – це певне співвідношення частин між собою, рівність двох відношень чотирьох величин:

$$\frac{y_6}{x_6}=\frac{y_5}{\textcircled{x}_6}.$$




Пропорційні системи на основі геометричних пропорцій (тобто співвідношень) відомі ще з давніх часів і є яскравою ілюстрацією раціональних і ірраціональних пропорцій в архітектурній композиції.

Основний графік такої функції – це пряма, яка обов'язково проходить через початок системи координат (через «0»):

На геометричних відношеннях засновані ірраціональні пропорційні системи. Серед прикладів таких геометричних пропорцій можуть бути і співвідношення ордерних систем і закономірності «золотого перерізу».

Але застосування геометричної пропорції може мати місце і в сучасному урбанізованому середовищі для розрахунку деяких шуканих величин (висота, площа, об'єм) новобудови.

$\frac{a_6}{b_6}=\frac{y_6}{x_6}=\frac{b_5}{\textcircled{a}_6}=\frac{y_5}{\textcircled{x}_6}$, де $a$ – добуток; $x$ – ділення.

Виконавши перемноження всіх співвідношень 6-ти сегментів, отримаємо таку формулу:

$$\frac{a_1a_2a_3a_4a_5a_6}{b_1b_2b_3b_4b_5b_6}=\frac{y_1y_2y_3y_4y_5y_6}{x_1x_2x_3x_4x_5x_6}.$$

Оскільки $x_1x_2x_3x_4x_5x_6=y_6$, то формула може мати такий вигляд для існуючого ряду:

$$\frac{a_1a_2a_3a_4a_5a_6}{b_1b_2b_3b_4b_5b_6}=y_1y_2y_3y_4y_5.$$

Для розрахунку шуканих співвідношень на основі даних величин попереднього ряду (вулиці) формула матиме такий вид:

$$\frac{a_1a_2a_3a_4a_5a_6b_6}{\textcircled{a}_1\textcircled{a}_2\textcircled{a}_3\textcircled{a}_4\textcircled{a}_5\textcircled{a}_6\textcircled{b}_6}=\textcircled{y}_6^2y_1^2y_2^2y_3^2y_4^2y_5^2y_6^2=$$

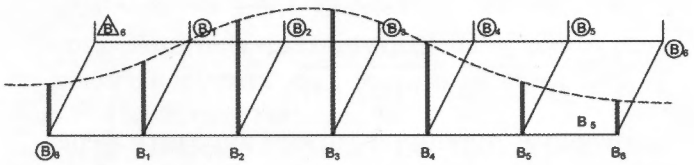
$$=\frac{1}{z_1z_2z_3z_4z_5z_6},$$

де $z_6:\textcircled{a}_6b_5=a_6b_6y_6$.

Виразити ланцюгове співвідношення між елементами архітектурної композиції для розрахунку співвідношень у шуканому елементі можна застосувавши формулу

$$\textcircled{x}_2^1\textcircled{x}_3^2\textcircled{x}_4^3\textcircled{x}_5^4\textcircled{x}_6^5=\frac{y_1y_2y_3y_4y_5y_6}{x_1^6x_2^5x_3^4x_4^3x_5^2x_6^1}.$$

Схема таких співвідношень виражається таким чином:



Щоб розрахувати співвідношення невідомої величини, необхідно звести формулу до даної форми. Як і в арифметичній, у геометричній пропорції всі закономірності характеризуються сталістю, послідовністю і повторюваністю:

$$x_1x_2x_3x_4x_5x_6=y_6$$
$$\textcircled{x}_6x_1x_2x_3x_4x_5=y_5$$
$$\textcircled{x}_5\textcircled{x}_6x_1x_2x_3x_4=y_4$$
$$\textcircled{x}_4\textcircled{x}_5\textcircled{x}_6x_1x_2x_3=y_3$$
$$\textcircled{x}_3\textcircled{x}_4\textcircled{x}_5\textcircled{x}_6x_1x_2=y_2$$
$$\textcircled{x}_2\textcircled{x}_3\textcircled{x}_4\textcircled{x}_5\textcircled{x}_6x_1=y_1$$

---

$$\textcircled{x}_2^1\textcircled{x}_3^2\textcircled{x}_4^3\textcircled{x}_5^4\textcircled{x}_6^5x_1^6x_2^5x_3^4x_4^3x_5^2x_6^1=y_1y_2y_3y_4y_5y_6.$$

Послідовна ланцюгова залежність між суміжним елементами системи може бути виражена формулою

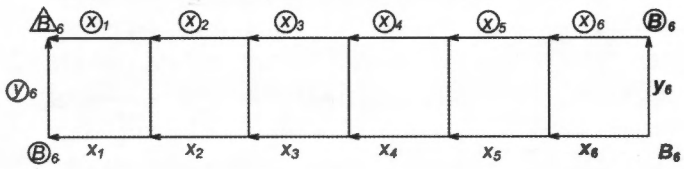
$\frac{y_6}{x_6}=\frac{y_5}{\textcircled{x}_6}$ (один сегмент, модуль системи);

$$\frac{y_1y_2y_3y_4y_5y_6}{x_1x_2x_3x_4x_5x_6}=\frac{\textcircled{y}_6y_1y_2y_3y_4y_5}{\textcircled{x}_1\textcircled{x}_2\textcircled{x}_3\textcircled{x}_4\textcircled{x}_5\textcircled{x}_6}$$

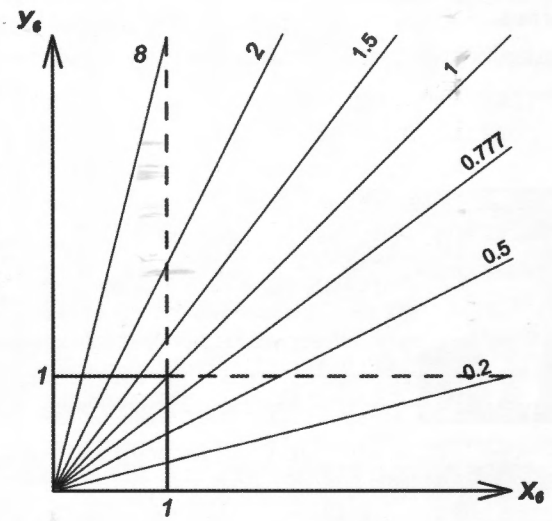
(система з декількох модулів).

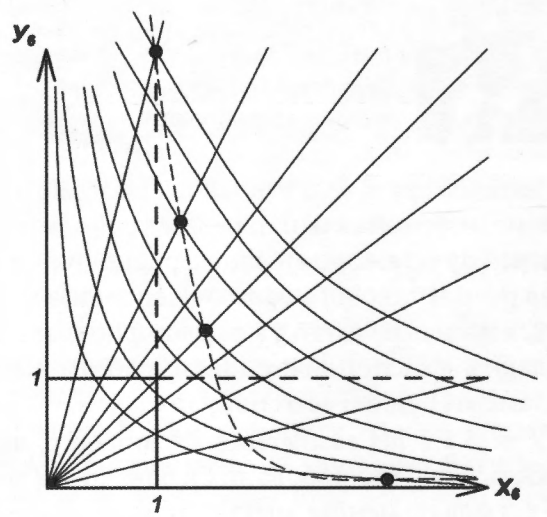
У результаті можна отримати загальну залежність існуючого і попереднього рядів розраховуваних співвідношень.

$$\frac{y_6}{x_1x_2x_3x_4x_5x_6}=\frac{\textcircled{y}_6}{\textcircled{x}_1\textcircled{x}_2\textcircled{x}_3\textcircled{x}_4\textcircled{x}_5\textcircled{x}_6}.$$



Всі геометричні пропорції між відповідними величинами можна передати графіком лінійних функцій, які можуть дати в результаті на графіках точки, що обмежують величину майбутнього будинку з його рекомендованими нюансними параметрами.

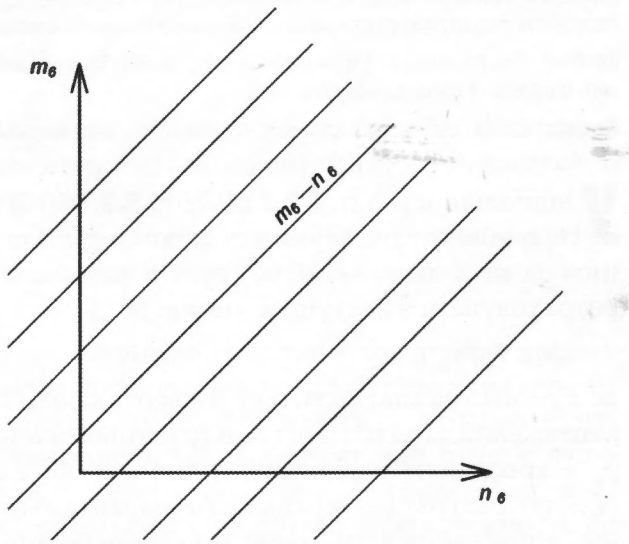


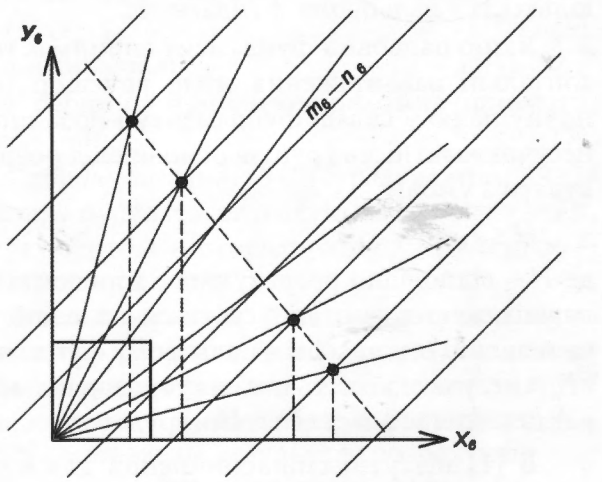




Ідеальним варіантом розрахунку шуканих параметрів майбутнього об'єкта могло б бути вичленування їх на графіку лінійної функції співвідношень $\left(\frac{y_б}{x_б}\right)$ та на графіку параболічної функції добутку $(y_б \cdot x_б)$, що в результаті їх перетину давали б точки, а отже і необхідні габарити.

Але ми не володіємо інформацією про величину добутку невідомих $y_б$ і $x_б$ : $(y_б \cdot x_б)$.

Тому, на основі двох відомих пропорцій – арифметичної і геометричної – математичним або графічним способом можемо знайти точки їх перетину, які є умовними габаритами, що обмежують своїми параметрами новий об'єкт.




Візуалізація такого графіка на прикладах архітектурних об'єктів може мати приблизний вигляд в об'ємно-просторовій композиції.

Архітектурна композиція такого «набору» об'єктів має свої характерні особливості, які зумовлюють гармонійний пропорційний взаємозв'язок елементів композиції між собою.

(***Закінчення статті у наступних номерах***).

*Надійшла 23.05.2016 р.*

УДК 624.131

# РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ГОРИЗОНТАЛЬНО НАВАНТАЖЕНИХ ПАЛЬ ЗА ВЛАСТИВОСТЯМИ ГРУНТОВОЇ ОСНОВИ

Викладені співвідношення для визначення розрахунком несучої здатності одиночних та спарених ростверком паль на горизонтальні навантаження. Результати розрахунків узгоджуються з випробуваннями залізобетонних та сталевих паль.

Abstract. Results ratios to calculate the bearing capacity of single and twin raft piles on the horizontal load. The calculation results are in good agreement with the tests of concrete and steel piles.

**Ключові слова:** несуча здатність, палі, горизонтальні навантаження.



**Т.І. Матченко**
провідний інженер відділу автоматизованого проектування ПАТ Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут «Енергопроект», к.т.н.



**Л.Б. Шаміс**
начальник відділу автоматизованого проектування ПАТ Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут «Енергопроект»

У відповідності з п. 8.5.2.24 ДБН В.2.1-10-2009 [1] одиночну палю у складі фундаменту і поза ним за несучою здатність грунтів основи слід розраховувати з наступної умови:

$$N \le F_d / \gamma_k ,$$

де $F_d$ – несуча здатність палі на вертикальні навантаження за властивостями грунтової основи, $\gamma_k$ – коефіцієнт надійності згідно з п. 8.5.2.25; $N$ – розрахункове вертикальне навантаження, що допускається на палю при визначенні їх кількості в пальовому фундаменті.

Якщо пальовий фундамент сприймає горизонтальні навантаження, тоді, вочевидь, одиночну палю у складі фундаменту і поза ним за несучою здатність грунтів основи слід розраховувати з умови:

$$H \le F_d / \gamma_k , \qquad (1)$$

де $H$ – відповідно розрахункове горизонтальне навантаження, що допускається на палю при визначенні їх кількості в пальовому фундаменті і $F_d$ – несуча здатність палі на горизонтальні навантаження за властивостями грунтової основи.

В [1] відсутні співвідношення для визначення розрахунком несучої здатності палі на горизонтальні навантаження за властивостями грунтової основи. В нормативних документах РФ [2, 5] такі співвідношення також відсутні.

У відповідності з п. 5.1.1. ДСТУ Б В.2.1-27 [4] несучу здатність натурних паль по грунту $F_d$, кН, за результатами їх випробувань горизонтальним статичним навантаженням слід визначати за формулою

$$F_d = \gamma_C \cdot F_{u.n} / \gamma_g , \qquad (2)$$

де $\gamma_C$, $\gamma_g$ – відповідно коефіцієнти умов роботи і надійності по грунту; $F_{u.n}$ – нормативне значення граничного опору палі, кН, яке визначається згідно з п. 5.1.6 [4]. В примітці до цього пункту зазначено: «Результати статичних випробувань паль на горизонтальні навантаження можуть бути використані для безпосереднього визначення розрахункового навантаження, що допускається на палю, якщо умови випробувань відповідають фактичним умовам роботи палі у фундаменті будівлі або споруди».

У п. 5.1.2 [4] зазначено: «У випадку, якщо кількість паль, випробуваних в однакових грунтових умовах менше шести, нормативне значення граничного опору палі у формулі (1) слід приймати таким, що дорівнює найменшому граничному опору, отриманому за результатами випробувань, тобто: $F_{u.n} = F_{u\min}$, а коефіцієнт надійності по грунту $\gamma_g = 1$.

У випадку, якщо кількість паль, випробуваних в однакових умовах, шість і більше, $F_{u.n}$ і $\gamma_g$ слід визначати за результатами статичної обробки окремих значень граничних опорів паль $F_u$, отриманих за даними випробувань, керуючись вимогами ДСТУ Б В.2.1-5 щодо методики визначення тимчасового опору. При цьому для визначення окремих значень граничних опорів слід керуватися вимогами п. 5.1.6 – при висмикувальних і горизонтальних навантаженнях».

Згідно з пунктом 5.1.6 [4] «При випробуваннях паль статичним висмикуванням або горизонтальним навантаженням за окреме значення граничного опору $F_u$ (див. 5.1.2) за графіками залежності переміщень від навантажень приймають навантаження на один ступінь менше навантаження, що викликає безперервне зростання переміщення палі».

Зазначимо, що безперервне зростання переміщення палі в горизонтальному напрямку може виникати при малій довжині палі або у випадку її руйнування.

У п. 8.6.4 ДСТУ Б В.2.1-1 [3] зазначено: «Нагрузка при испытании грунтов горизонтальной нагрузкой при инженерных изысканиях для строительства должна быть доведена до значений, вызывающих горизонтальное перемещение сваи не менее 40 мм на уровне приложения нагрузки, назначенной программой испытаний».

Таким чином, окреме значення граничного опору $F_u$ палі по грунту на горизонтальне навантаження визначається за результатами випробувань при виконанні однієї з умов:

- досягнення навантаження, при якому виникає безперервне зростання переміщення палі;
- горизонтальні переміщення палі досягли 40 мм у точці прикладення навантаження.

Крім того горизонтальні переміщення палі в складі фундаменту $U_f$ повинні бути менше або дорівнювати горизонтальним переміщенням одиночної палі для випробувань $U_p$ і бути менше або дорівнювати критично допустимим горизонтальним переміщенням фундаменту $U_u$ без втрати несучої здатності палі по грунту і по матеріалу, а кути повороту голови одиночної палі для випробувань $\psi_p$ повинні бути менше або дорівнювати кутам повороту палі в складі фундаменту $\psi_f$ і бути менше критичного значення $\psi_u$, якщо така умова висувається.

Несуча здатність паль за матеріалом (міцність паль) на горизонтальне навантаження викладена в [10].

У нормативних документах України відсутня методика визначення розрахунком несучої здатності горизонтально навантажених паль за властивостями грунтової основи. У Додатку Н [1] така методика наведена для вертикально навантажених паль. Також відсутня методика визначення несучої здатності паль на горизонтальне навантаження в складі фундаменту з урахуванням групового ефекту за результатами випробувань на горизонтальне навантаження одиночних паль.

**Визначення за розрахунком несучої здатності палі на горизонтальне навантаження за критерієм обмеження горизонтальних переміщень.** Несучу здатність палі на горизонтальні навантаження ($H_d$, кН) за критерієм обмеження горизонтальних переміщень величиною $u_u$= 0,04 м можна вирахувати за формулою

$$F_d = H_d = \frac{3EI \cdot u_u}{L_M^3}, \qquad (3)$$

де $EI$ – жорсткість стовбура палі; $L_M$ – розрахункова довжина, що згинається, визначається за формулою $L_M = L_0 + k_2/\alpha_\varepsilon$, (4)

$\alpha_\varepsilon$ – коефіцієнт деформації палі, який визначається за формулою Н.7.2 [1] за умови, що $\gamma_C = 1$;

$$L_0 = L_1 + L_2, \qquad (5)$$

$L_1$, $L_2$ – відповідно відстань між точкою прикладення горизонтального навантаження до поверхні грунту та відстань між поверхнею грунту та глибиною, на якій грунт, що оточує палю, втрачає стою стійкість; $k_2$ – коефіцієнт, який визначається за таблицею 1 в залежності від приведеної довжини палі $\bar{L}$ у відповідності з [6].

$$\bar{L} = \alpha_\varepsilon \cdot L, \qquad (6)$$

$L$ – довжина палі.

У першому приближенні можна приймати, що $L_2 = 50u_u$. (7)

Співвідношення (3) з урахуванням (4–7) дозволяє будувати розрахункову криву «*u–H*», де аргументом є переміщення, а функцією – навантаження.

Для застосування такого підходу необхідно визначити коефіцієнт деформації палі, який залежить від коефіцієнта пропорційності грунтової основи $K_{пр}$. Похибка в визначенні $K_{пр}$ суттєво впливає на результати розрахунків.

**Визначення $K_{пр}$ за кривою «горизонтальне навантаження – горизонтальне переміщення», отриманою за результатами випробування однієї палі.** За значеннями $u_{експ}$ і $H_{експ}$, отриманими за результатами випробування однієї палі на горизонтальне навантаження, можна визначити експериментальне значення $K_{пр}$ опору грунту горизонтальному тиску на боковій поверхні палі, кН/м$^4$, усередненому в межах частини палі, що згинається, за формулою

$$K_{пр.експ} = \left( \frac{k_2}{\sqrt[3]{\frac{3EI \cdot u_{експ}}{H_{експ}}} - L_0} \right)^5 \times EI / b_p, \qquad (8)$$

де $b_p$, $E$, $I$ – визначається згідно з [1].

Таблиця 1

**Значення коефіцієнтів $k_2$ в залежності від $L_0$ та приведеної довжини палі $\bar{L}$**

| $\bar{L}$, м | $EI$, кНм$^2$ | $L_0 = 0$ | 1 | 2 | 3 | 5 | 10 | ≥15 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2,6 | $\le 10^4$ | 2,35 | 2,15 | 2,05 | 2 | 1,95 | 1,95 | – |
| 2.6 | $10^5$ | 2,35 | 2,2 | 2,1 | 2,05 | 2 | 1.95 | 1,95 |
| 2,6 | $\ge 10^6$ | 2,35 | 2,25 | 2,15 | 2,1 | 2,05 | 2 | 1,95 |
| 2,8 | $\le 10^4$ | 2.3 | 2,1 | 2 | 1,95 | 1,9 | 1,85 | – |
| 2,8 | $10^5$ | 2,3 | 2,15 | 2,1 | 2 | 1.95 | 1,9 | 1,85 |
| 2,8 | $\ge 10^6$ | 2,3 | 2,2 | 2,15 | 2,1 | 2 | 1,95 | 1,9 |
| 3 | $\le 10^4$ | 2,25 | 2,05 | 1,95 | 1,9 | 1,85 | 1,8 | – |
| 3 | $10^5$ | 2,25 | 2,1 | 2 | 1,95 | 1,9 | 1,85 | 1,8 |
| 3 | $\ge 10^6$ | 2,25 | 2,15 | 2,1 | 2 | 1,95 | 1,85 | 1,85 |
| ≥3,5 | $\le 10^4$ | 2,25 | 2,05 | 1,95 | 1,9 | 1,85 | 1,8 | – |
| ≥3,5 | $10^5$ | 2,25 | 2,1 | 2 | 1,95 | 1,9 | 1,8 | 1,8 |
| ≥3,5 | $\ge 10^6$ | 2,25 | 2,15 | 2,05 | 2 | 1,95 | 1,85 | 1,8 |

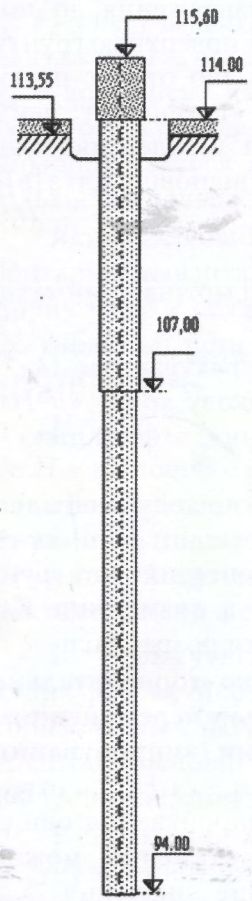



**Рис. 1. Конструкція залізобетонної палі для випробування на майданчику НБК для північної зони фундаменту [7]**

*Приклад.* Необхідно визначити експериментальне значення $K_{\text{пр.експ}}$ за результатами випробування одиночної буроін'єкційної палі на горизонтальне навантаження. Прийняті експериментальні значення [7] випробувань буроін'єкційної палі № 31, розташованої в північній зоні фундаменту НБК ОП ЧАЕС. Довжина палі $L = 20$ м; стовбур палі з бетону В50, паля армована. Клас арматури А500С. З умовної позначки, рахуючи від поверхні грунту від 0 до –7 м, паля в обсадній сталевій трубі. Товщина стінки труби 10 мм, зовнішній діаметр труби 1220 мм. З позначки від –7 м до –20 м паля без обсадної труби залізобетонна діаметром 1000 мм. Загальний вигляд залізобетонної палі, для якої виконувалися випробування, показано на рис. 1.

Результати випробування залізобетонної палі на горизонтальні навантаження приведені на рис. 2.

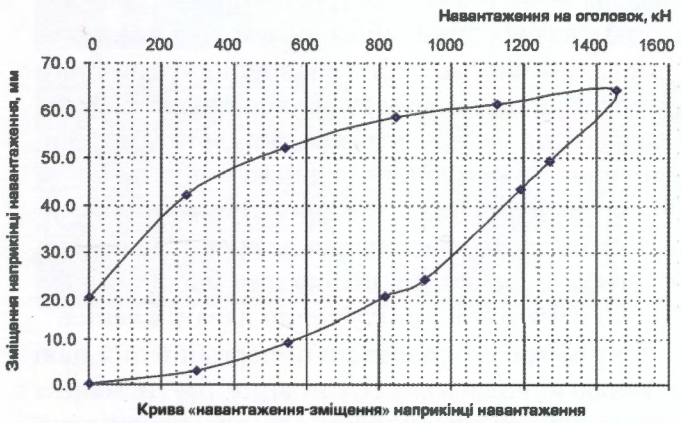



**Рис. 2. Експериментальна крива «горизонтальні навантаження – переміщення» одиночної залізобетонної палі**

Розрахунок значення $K_{\text{пр.експ}}$ виконуємо за формулою (8). У зв'язку з тим, що частина палі, що згинається, має діаметр 1,22 м, приймаємо його при визначенні $EI$ стовбура. Жорсткістю обсадної труби нехтуємо. $E = 39000000$ кПа; $I = 0{,}1087$ м$^4$; $b_p = d + 1$ м, $L_0 = 0$.

Результати розрахунків приведені в таблиці 2.

Таблиця 2

**Визначення $K_{\text{пр.експ}}$ для залізобетонної палі № 31**

| $H_{\text{експ}}$, кН | 299 | 547 | 818 | 1270 |
|---|---|---|---|---|
| $u_{\text{експ}}$, мм | 2,88 | 9,14 | 18,65 | 45,25 |
| $K_{\text{пр. експ}}$, кН/м$^4$ | 20437 | 8158 | 4850 | 2330 |

Отримані результати визначення $K_{\text{пр.експ}}$ добре узгоджуються зі значеннями таблиці Н.8.1 [1] для крупних пісків ($0{,}55 \le e \le 0{,}7$) і для малих значень навантажень, коли ще не відбулась втрата стійкості грунту, що оточує палю.

При визначенні $K_{пр.експ}$ врахувати втрату стійкості грунту, що оточує палю, можна консервативно, не враховуючи опір грунту в верхній частині палі. Тоді виникає і зростає $L_0$.

У першому приближенні приймемо, що кожні 10 мм горизонтального переміщення голови палі додають до $L_0$ півметра. Тоді при переміщенні 45,25 мм $L_0$ = 2,26 м. Після виконання розрахунків за цією умовою таблиця 2 набуде вигляду таблиці 3.

З таблиці 3 випливає, що $K_{пр.експ}$ майже не змінюється для переміщень голови палі від 9 до 45 мм.

Таблиця 3

**Визначення $K_{пр.експ}$ для залізобетонної палі № 31 з урахуванням втрати стійкості грунту**

| $H_{експ}$, кН | 299 | 547 | 818 | 1270 |
|---|---|---|---|---|
| $u_{експ}$, мм | 2,88 | 9,14 | 18,65 | 45,25 |
| $K_{пр.експ}$, кН/м$^4$ | 20437 | 9887 | 10248 | 10439 |

Виконаємо аналогічні дослідження для палі у вигляді сталевої труби, випробування якої виконане в монтажній зоні фундаментів НБК [8]. Результати випробування показані на рис. 3.

Товщина стінки сталевої труби палі на позначках від 0 до –7 м становить 30 мм, на позначках – від 7 м до 25 м – 18 мм. Випробування палі для північного фундаменту монтажної зони НБК.

У зв'язку з тим, що частина палі, що згинається, має товщину стінки 30 мм, момент інерції $I$ = 0,00597739 м$^4$; $E$ = 2,06·10$^5$ МПа =2,06·10$^8$ кПа; $b_p = d$ +1 м; $L_0$ = 0.

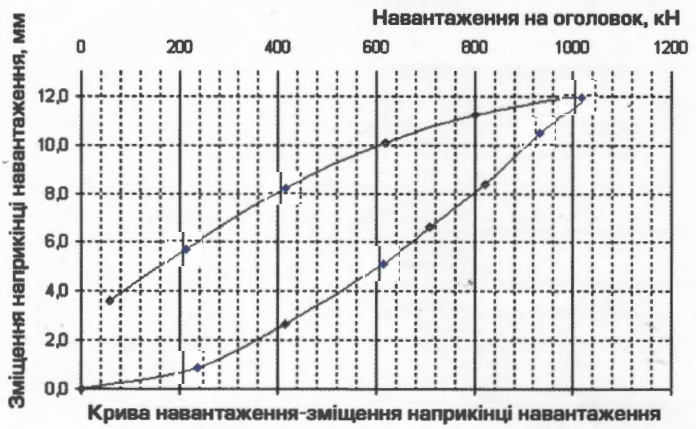



**Рис. 3. Експериментальна крива «горизонтальні навантаження – переміщення» одиночної палі № 8 зі сталевої труби завдовжки 25 м, діаметром 1,02 м [8]**

Таблиця 4

**Визначення $K_{пр.експ}$ для сталевої палі № 8 з урахуванням стійкості основи**

| $H_{експ}$, кН | 413 | 507 | 820 | 1012 |
|---|---|---|---|---|
| $u_{експ}$, мм | 2,63 | 5,05 | 8,4 | 11,89 |
| $K_{пр.експ}$, кН/м$^4$ | 102036 | 98432 | 90081 | 92133 |

Як свідчать дані таблиці 4, $K_{пр.експ}$ майже не змінюється при зміні навантаження на палю. Порівнюючи таблиці 2 і 3, можна дійти висновку, що для забивних паль $K_{пр.експ}$ значно вище ніж для буроін'єкційних.

**Приклади розрахункового визначення несучої здатності палі на горизонтальне навантаження.** Перевірка умови за формулою (3) для залізобетонної палі, яка була досліджена на майданчику НБК. Довжина палі $L$ = 20 м; стовбур палі з бетону В 50, паля армована. Клас арматури А500С. З умовної позначки, рахуючи від поверхні грунту від 0 до –7 м, паля в обсадній сталевій трубі. Товщина стінки труби 10 мм, зовнішній діаметр труби 1220 мм. З позначки від –7 м до –20 м паля без обсадної труби залізобетонна діаметром 1000 мм. Розрахунок виконуємо за формулою (3). У зв'язку з тим, що частина палі, що згинається, має діаметр 1,22 м, приймаємо його при визначенні $EI$ стовбура. Жорсткістю обсадної труби нехтуємо. $E$ = 39000000 кПа; $I$ = 0,1087 м$^4$; $b_p = d + 1$ = 2,22 м; $L_0$ = 2,5 м. $K_{пр.експ}$ = 20437 кН/м$^4$ визначений за результатами випробувань грунту палею.

Отримаємо $\alpha_\varepsilon$ = 0,4035, $L_M$ = 7,4566; $H_d$ = = 1227 кН для переміщення голови палі, що дорівнює 40 мм. Отримані результати добре узгоджуються з результатами випробування палі (див. рис. 2).

**Приклад побудови кривої «*u*–*H*» для випробування палі в зоні експлуатації НБК [7].** Результати розрахунків за формулою (3) з урахуванням (4–7) і порівняння з результатами експериментів [7] приведені в таблиці 5.

Таблиця 5

**Визначення кривої «*u*–*H*» за розрахунком і експериментально**

| $U$, мм | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $L_o$, м | 1 | 1,5 | 2 | 2,5 | 3 | 3,5 |
| $L_M$, м | 5,95 | 6,45 | 6,95 | 7,45 | 7,95 | 8,45 |
| $H_{розр}$, КН | 600 | 945 | 1133 | 1227 | 1262 | 1261 |
| $H_{експ}$, КН | 540 | 800 | 1000 | 1160 | 1280 | 1440 |

Похибка не перевищує 14 %. Формула (3) дає стійкий результат моделювання для переміщень голови палі, що не перевищують 50 мм.

**Визначення за розрахунком несучої здатності спарених ростверком паль на горизонтальне навантаження за критерієм обмеження горизонтальних переміщень.**

Для забезпечення умов: 1) горизонтальні переміщення палі в складі фундаменту $U_f$ повинні бути менше або дорівнювати горизонтальним переміщенням одиночної палі для випробувань $U_p$ і бути менше або дорівнювати критично допустимим горизонтальним переміщенням фундаменту $U_u$ без втрати несучої здатності палі по грунту і по матеріалу; 2) кути повороту голови одиночної палі для випробувань $\psi_p$ повинні бути менше або дорівнювати кутам повороту палі в складі фундаменту $\psi_f$ і бути менше критичного значення $\psi_u$, якщо така умова висувається. У випробуваннях паль для фундаментів НБК ЧАЕС були застосовані спарені палі (див. рис. 4). Так рамна конструкція забезпечує затиснення паль у ростверк, але не обмежує поворот ростверка разом із палями.

Для двох спарених паль із вільною головою переміщення голови в точці прикладення навантаження визначається за формулою

$$u = \frac{H \cdot L_M^3}{n \cdot 3EI} + \frac{M \cdot L_M^2}{n \cdot 2EI}. \qquad (9)$$

Для двох спарених паль із затиснутою в ростверк головою, коли кут повороту голови палі $\psi_t$ дорівнює нулю,

$$u = \frac{H \cdot L_M^3}{n \cdot 12EI}, \qquad (10)$$

де $n = 2$ кількість спарених паль; $\alpha_\varepsilon$ – коефіцієнт деформації, який для двох спарених паль визначається за формулою

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{\alpha_i \cdot K_{\text{пр}} \cdot b_p}{n \cdot \gamma_C EI}}, \qquad (11)$$

де $\alpha_i$ – знижувальний коефіцієнт жорсткості, який враховує сумісну роботу групи паль на горизонтальне навантаження [2] (для двох паль на відстані 3 м одна від одної, $\alpha_i = 1{,}54$); інші параметри такі самі, як і для формул (1–8).

Для двох спарених паль із затиснутою головою, але кут повороту системи «ростверк–палі» $\psi_t \neq 0$, переміщення в точці прикладення навантаження визначається за формулою

$$u = \frac{H \cdot L_M^3}{n \cdot 3EI} + \frac{M \cdot L_M^2}{n \cdot 2EI} \times (1-k) + \frac{H \cdot L_M^3}{n \cdot 12EI} \times k,$$
$$k = \psi_t \,|\, \psi_{\max}, \qquad (12)$$
$$\psi_{\max} = \frac{H \cdot L_M^2}{n \cdot 2EI} + \frac{M \cdot L_M}{n \cdot EI},$$

де $\psi_t$ – визначається за розрахунком МКЕ системи «ростверк–палі» або експериментально. За неможливості визначити $\psi_t$, в першому приближенні приймаємо $k = 0{,}5$.

Несучу здатність для спарених паль із вільною головою на горизонтальні навантаження ($H_d$, кН) за критерієм обмеження горизонтальних переміщень величиною $u_u = 0{,}04$ м можна вирахувати за формулою

$$F_{d,2} = H_d = u_u \left| \left[ \frac{L_M^3}{n \cdot 3EI} + \frac{L_0 \cdot L_M^2}{n \cdot 2EI} \right] \right|. \qquad (13)$$

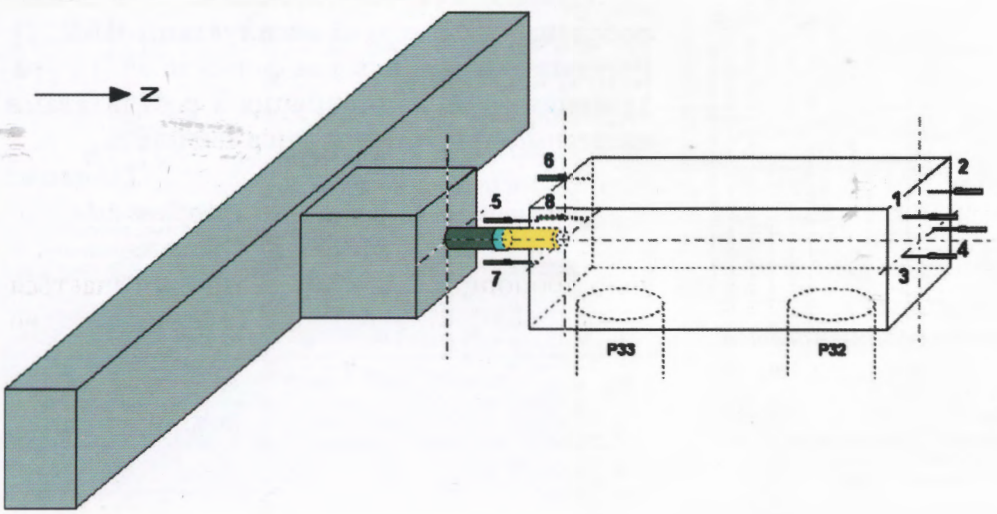



**Рис. 4. Схема випробування двох спарених ростверком паль на горизонтальне навантаження:**
**1–8** – датчики вимірювання переміщень

Несучу здатність для спарених паль із затиснутою в ростверк головою на горизонтальні навантаження ($H_d$, кН) за критерієм обмеження горизонтальних переміщень величиною $u_u$ = 0,04 м за умови, що $\psi_t$ = 0, можна вирахувати за формулою

$$F_{d,2} = H_d = \frac{n \cdot 12EI \cdot u_u}{L_M^3}. \quad (14)$$

Несучу здатність для системи спарених паль із затиснутою в ростверк головою на горизонтальні навантаження ($H_d$, кН) за критерієм обмеження горизонтальних переміщень величиною $u_u$ = 0,04 м за умови, що $\psi_t \neq 0$, можна вирахувати за формулою

$$F_{d,2} = H_{d,2} = $$

$$= u_u \left| \left\{ \left[ \frac{L_M^3}{n \cdot 3EI} + \frac{L_0 \cdot L_M^2}{n \cdot 2EI} \right] \cdot (1-k) + \left[ \frac{L_M^3}{n \cdot 12EI} \right] \cdot k \right\}. \quad (15)$$

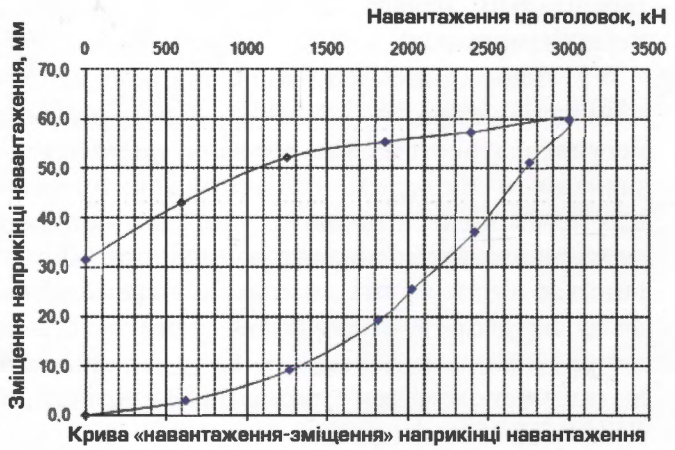



**Рис. 5. Графік «*H–u*», отриманий при випробуванні двох спарених паль**

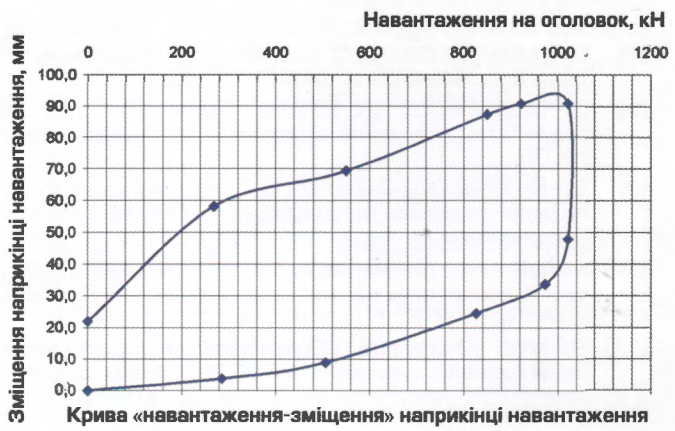



**Рис. 6. Результати випробування палі № 37 на горизонтальне навантаження**

Для палі першого ряду з двох спарених паль несуча здатність за грунтом визначається за формулою $F_{d,1} = F_{d,2} / \alpha_i$.

*Приклад.* Визначимо несучу здатність за розрахунком двох спарених паль на горизонтальне навантаження. Графік «*H–u*», отриманий за результатами випробувань спарених паль [9], приведений на рис. 5.

При $I$ = 0,05 м$^4$, $E$ = 37600 МПа, $K_{\text{пр.експ}}$ = = 20437 кН/м$^4$ при $\alpha_\varepsilon$ = 0,4413, $L_0$ = 2,5 м для першої палі і $L_0$ = 0,5 м для другої палі, середнє значення $L_0$ = 1,5, $k_2$ = 4,53 м. Середнє значення $L_M$ = 6,03 м. Приймаємо $k$ = 0,5. За розрахунком за формулою (15) для двох спарених паль $H_d$ = = 2530 кН.

За випробуваннями (див. рис. 5) для $u_u$ = = 0,04 м для двох спарених паль $H_{d,2}$ = 2500 кН. Результати добре узгоджуються.

Для палі першого ряду $F_{d,1}$ = 2530/1,54 = = 1642 кН.

**Розрахунок несучої здатності палі на горизонтальне навантаження, при якому виникає безперервне зростання переміщення палі.** Для коротких паль завдовжки до 8 м при горизонтальному навантаженні можлива втрата стійкості палі по грунту, а саме: відбувається безперервне зростання горизонтального переміщення палі при подальшому навантаженні.

Горизонтальна сила $H$, кН, яка відповідає межі пружної роботи системи «паля – грунт», тобто виникає безперервне зростання переміщення палі при подальшому навантаженні (за умови $\bar{z}_i > 0{,}5\bar{L}$), визначається за формулою

$$F_d = H_{el} = \frac{\overline{H}_{el} \cdot a \cdot b_p}{\alpha_\varepsilon^2}, \quad (16)$$

де $H_{el}$ – граничне значення горизонтальної сили, при якій безперервно зростає переміщення палі або несуча здатність палі на горизонтальне навантаження: $\overline{H}_{el}$ – визначається за табл. 6 у залежності від $\bar{L}$ при $\bar{z}_i > 0{,}5\bar{L}$ (за такої умови безперервно зростає переміщення палі при подальшому навантаженні); $a$ – міцнісний коефіцієнт пропорційності, кН/м$^3$, який визначається у відповідності з таблицею Н.8.1 [1]; $b_p$ – умовна ширина палі, визначається у відповідності з п. Н.7.3 [1]; $\alpha_\varepsilon$ – коефіцієнт деформації палі, який визначається за формулою Н.7.2 [1] за умови, що $\gamma_C$ = 1.

Таблиця 6

**Значення $\overline{H}_{el}$ в залежності від умовної довжини палі**

| Умовна довжина палі $\overline{L}$, м | $\overline{H}_{el}$, вільна голова палі, кН | $\overline{H}_{el}$, затиснута голова палі, кН |
|---|---|---|
| 2,6 | 0,800 | 1,500 |
| 2,8 | 0,825 | 1,593 |
| 3,0 | 0,939 | 1,687 |
| 3,2 | 1,12 | 1,820 |
| 3,4 | 1,22 | 1,980 |
| 3,6 | 1,32 | 2,100 |
| 3,8 | 1,42 | 2,300 |
| 4,0 | 1,52 | 2,500 |

**Приклади розрахункового визначення несучої здатності палі на горизонтальне навантаження.** Необхідно визначити несучу здатність палі на горизонтальне навантаження за умови втрати стійкості основи у відповідності з умовами випробування натурної палі № 37 на майданчику НБК [11].

Характеристики палі і основи: паля залізобетонна, буроін'єкційна, діаметром 1 м, завдовжки 20 м.

Дослідженнями цілісності палі [11] встановлено, що на глибині 10 м паля має дефекти, які можуть призвести до її руйнування при згині внаслідок горизонтального навантаження голови палі. В цьому випадку доцільно розглядати палю завдовжки 10 м.

Грунт – пісок середньої крупності ($055 \le e \le 0{,}77$). Механічні характеристики наступні:

$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = 0{,}05$ м$^4$; $E$ = 37600 МПа; $b_p$ = 2,00 м; $\gamma_C$ = 1; $K_{пр}$ = 15000 кН/м$^4$; $a$ = 65,5 кН/м$^3$; $\alpha_\varepsilon = 0{,}436$; $\overline{L} = 10 \times 0{,}436 = 4{,}36$ м. Для палі з затиснутою головою $\overline{H}_{el}$ = 1,901, тоді $H_{el}$ = 1816 кН. Для палі з вільною головою $\overline{H}_{el}$ = 1,174, тоді $H_{el}$ = 1107 кН.

Результати випробування палі № 37 на горизонтальне навантаження приведені на рис. 6.

За результатами розрахунків $H_{el}$ = 1107 кН, за результатами випробування $H_{el}$ = 1040 кН. Похибка не перевищує 7 %.

**Висновки.**

1. Запропонована методика визначення характеристики грунту $K_{пр.експ}$ за результатами випробування натурних одиночних паль, яка дає стійкі результати для залізобетонних і сталевих паль із різними значеннями кривої «горизонтальні навантаження – горизонтальні переміщення».

2. Для одиночної та спарених паль запропоновані методики визначення розрахунком несучої здатності палі на горизонтальне навантаження за критерієм обмеження горизонтальних переміщень, а також несучої здатності палі на горизонтальне навантаження, при якому виникає безперервне зростання переміщення палі, які добре узгоджуються з результатами випробування паль і можуть бути використані в подальшому при актуалізації розділу 8 ДБН В.2.1-10.


[1] Зміна 1 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.

[2] СП 24.13330.2012 Свайные фундаменты. Свод правил.

[3] ДСТУ Б В.2.1-1 (ГОСТ 5686-94) Грунты. Методы полевых испытаний свай.

[4] ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань.

[5] СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов. Свод правил по проектированию в строительстве.

[6] Руководство по проектированию свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1980. – 146 с.

[7] SIP-N-RB-22-D02-RTE 004-00 Отчет о результатах испытания буроинъекционных свай Р31. Северная зона.

[8] SIP-N-RB-22-C02-RTE 002-00. Фактический отчет по результатам испытаний забивных свай. Северный участок ПЗ.

[9] SIP-N-RB-22-D02-RTE 007-00 Отчет о результатах испытания спаренных буроинъекционных свай Р32 и Р33. Северная зона.

[10] Методические рекомендации по проектированию и расчету подпорных стен из буронабивных свай. – К.: 1984, ВНИИГС, 54 с.

[11] SIP-N-RB-22-D02-RTE 006-00 Отчет о результатах испытания буроинъекционных свай Р36-Р37. Северная зона.


*Надійшла 03.10.2016 р.*

УДК 624.012

# МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИЧНИХ ЗНАЧЕНЬ СЕРЕДНЬОГО І МАКСИМАЛЬНОГО ВІТРОВИХ ТИСКІВ У ЛИПНІ І СІЧНІ ДЛЯ 9 ВЕРШИН КАРПАТ ІЗ РАЙОНУВАННЯМ ТЕРИТОРІЇ ЗАКАРПАТСЬКОЇ ОБЛАСТІ

У нормативних документах (СНиП 2.01.01.82, ДБН В.1.2-2:2006, ДСТУ НБ В.1-1:2010) параметри вітру на вершинах Карпат з абсолютними відмітками вище 1330 м (м/с Плай) не досліджені. На базі спостережень за кліматичними параметрами у 1955–2005 рр. на 9 метеостанціях із використанням 8 напрямків між початковими метеостанціями і кінцевою метеостанцією Плай визначені середні і максимальні характеристичні значення вітрового тиску в липні і січні для найвищої вершини Карпат – Говерли. За 4 напрямками між початковими метеостанціями: Берегово – 113 м, Ужгород – 114,6 м, Хуст – 166 м, В. Березний – 209 м і кінцевою станцією Говерла – 2061 м та формулами висотних коефіцієнтів із використанням параметрів атмосферного тиску, середньої температури зовнішнього повітря (в січні і липні) обчислені порівняльні характеристичні значення літніх і зимових середніх і максимальних вітрових тисків для 9 вершин Карпат.

The previous regulations (SNIP 2.01.01.82, DBN V.1.2-2: 2006, ISO V.1-1 NB: 2010) parameters of wind on the tops of the Carpathian Mountains with an altitude above 1330 m (m /s Playa) were investigated. Based on observations of climate parameters in 1955–2005, respectively 9 weather stations using 8 directions between the initial eight weather stations and Playa ultimate meteorological station by the average and maximum characteristic values of wind pressure in July and January to the highest peak of the Carpathians – Hoverla. For 4 directions between the initial weather stations: Coast – 113 m, Uzhhorod – 114,6 m, Hust – 166 m, V. Bereznyy – 209 m and the final station Goverla – 2061 m altitude coefficients and formulas using parameters atmospheric pressure, the average outdoor temperature (in January and July) calculated comparative characteristic values of summer and winter average and maximum wind pressure for 9 peaks of the Carpathians.

**Ключові слова:** коефіцієнти: висотні, атмосферно-вітрові, висотно-вітрорумбові, баричної ступені висот; середні і максимальні характеристичні значення вітрових тисків, літні і зимові атмосферні тиски, карти районування території, рози вітрів.



**С.Ф. Пічугін**
професор Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, д.т.н.



**Р.І. Кінаш**
професор Національного університету «Львівська політехніка», д.т.н.



**Я.С. Гук**
доцент кафедри міського будівництва і господарства Ужгородського національного університету, к.т.н.

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 територія України поділена на п'ять вітрових районів: 1-й – 400 Па, 2-й – 450 Па, 3-й – 500 Па, 4-й – 550 Па, 5-й – 600 Па. Карта районування територіїї України за середнім вітровим тиском наведена на рис. 1.

Територія Закарпатської області віднесена до 1 і 2 вітрових районів.

Для обчислення вітрових параметрів використані: схема 23 напрямків між 9 метеостанціями і 18 перехідними станціями (рис. 2.), дані спостережень за кліматичними параметрами у 1955-2005 роках на 9 метеостанціях Закарпатської області (табл. 1).

**Обчислення повторюваності вітру за 8 румбами.** Зі зміною абсолютної висоти станцій [1–4] змінюються параметри повторюваності вітру за 8 румбами: північ, північний схід, схід, південний схід, південь, південний захід, захід, північний захід. Базові дані спостережень протягом 1955–2005 рр. повторюваності напрямків вітру за 8 румбами на 9 метеостанціях наведені в таблиці 2.

Сума повторюваності вітру для 8 румбів на кожній станції становить 100 %

$$\Sigma R = 100\,\%. \qquad (1)$$

Сума різниці повторюваності вітру за 8 румбами між кожним окремим румбом – 0%

$$\Sigma \Delta R = 0\,\%. \qquad (2)$$

Для обчислення величини зміни повторюваності вітру на кожному румбі в залежності від висоти станції над рівнем Балтійського моря застосовано п'ять напрямків: Берегово – 113 м – Плай – 1330 м, Ужгород – 114,6 м – Плай – 1330 м, Великий Березний – 209 м – Плай – 1330 м, Хуст – 166 м – Плай – 1330 м, Рахів – 438 м –

© Пічугін С.Ф., Кінаш Р.І., Гук Я.С.

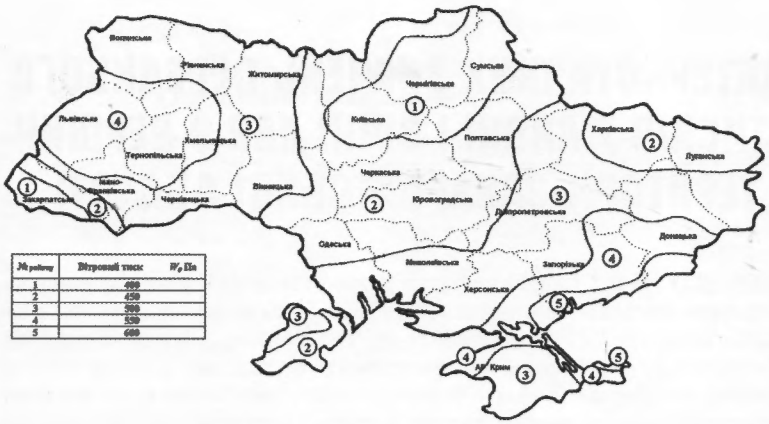


Рис. 1. Карта районування території України за характеристичними значеннями середнього вітрового тиску

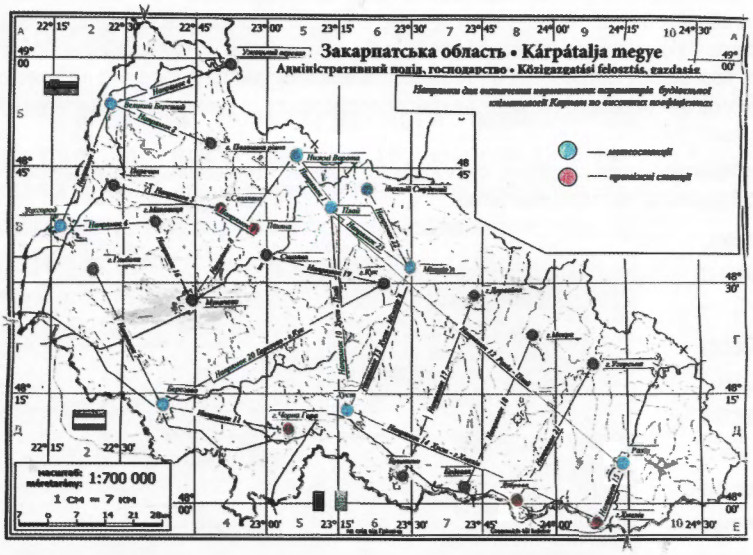



Рис. 2. Метеостанції та проміжні (перехідні) станції з відповідними напрямками

Плай – 1330 м та висотно-вітрорумбовий коефіцієнт, $K_{1-2\text{вітру}}$, що визначається за формулою

$$K_{1-2\,\text{вітру}} = \frac{\Delta R_{1-2}}{\Delta H_{1-2}}, \qquad (3)$$

де $\Delta H_{1-2}$ – різниця абсолютних відміток між станціями 1, 2 напрямку 1–2, м; $\Delta R_{1-2}$ – різниця повторюваності параметрів вітру між станціями 1–2 одного із 8 румбів, %.

Обчислені за формулою (3) висотно-вітрові коефіцієнти мають зворотний до $\Delta R$ знак

$$\Delta R_{1-2} = R_1 - R_2, \qquad (4)$$

де $R_1$, $R_2$ – повторюваності вітру на станціях 1, 2 одного із 8 румбів, %.

Значення повторюваності вітру за 8 румбами (зимових, літніх) на станції $X$, що знаходиться в межах дії висот напрямку, обчислюється за формулою

$$R_X = R_1 \pm K_{1-2\,\text{вітру}} \cdot \Delta H_{X-1}, \qquad (5)$$

де $R_X$ – повторюваність вітру на одному із 8 румбів на станції $X$.

$$\Delta H_X = H_X - H_1, \qquad (6)$$

де $H_X$ – висота станції $X$ над рівнем Балтійського моря, м; $H_1$ – висота станції 1 над рівнем Балтійського моря, м.

Результати обчислень повторюваності вітру за 5 напрямками для 8 румбів на 9 вершинах Карпат наведені в таблиці 3.

**Обчислення граничного і розрахункового значень вітрового навантаження.** Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для нього встановлені два значення: граничне і розрахункове.

Вітрове навантаження на споруду слід розглядати як сукупність:

а) нормального тиску, прикладеного до її зовнішньої поверхні або елемента;

б) сил тертя, що спрямовані по дотичній до зовнішньої поверхні і віднесені до площі її горизонтальної проекції (для шедових, хвилястих покрівель, покрівель із ліхтарями) або вертикальної поверхні (для стін із лоджіями або подібних конструкцій);

в) нормального тиску, прикладеного до внутрішніх поверхонь будівель із повітропроникними огорожами, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження [5–7] визначається за формулою

$$W_{\text{гр}} = \gamma_{\text{н}}^{L} \cdot W_o C, \qquad (7)$$

де $\gamma_{\text{н}}^{L}$ – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження; $W_o$ – характеристичне значення вітрового тиску; $C$ – коефіцієнт, що залежить від виду споруди.

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_e = \gamma_e W_o C, \qquad (8)$$

де $\gamma_e$ – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження.

Таблиця 1

**Результати спостережень за кліматичними параметрами у 1955–2005 рр. на 9 метеостанціях Закарпатської обл.**

| Назва метеостанції | Висота над рівнем Балтійського моря, *H*, м | Швидкість вітру – чисельник, м/с, вітровий тиск – знаменник, Па | | | | Атмосферний тиск, ГПа | | Середня температура повітря, °С | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | середній | | максимальний | | | | | |
| | | липень | січень | липень | січень | липень | січень | липень | січень |
| Берегово | 113 | 2,9 / 5,1 | 2,5 / 3,8 | 24 / 351 | 20 / 244 | 1000,5 | 1005,0 | +20,2 | –2,7 |
| Ужгород | 114,6 | 3,3 / 6,6 | 3,6 / 7,9 | 26 / 412 | 24 / 351 | 1000,3 | 1004,8 | +19.9 | –2,8 |
| Хуст | 166 | 2,2 / 2,95 | 1,8 / 1,98 | 20 / 244 | 20 / 244 | 995,6 | 1000,0 | +19.2 | –4,3 |
| В. Березний | 209 | 2,5 / 3,8 | 2,1 / 2,7 | 20 / 244 | 25 / 381 | 990,5 | 995,1 | +18,1 | –4,1 |
| Рахів | 438 | 1,5 / 1,4 | 8,7 / 46,2 | 30 / 549 | 20 / 244 | 968,2 | 972,5 | +17,0 | –4,3 |
| Міжгір'я | 456 | 2,1 / 2,7 | 2,5 / 3,8 | 35 / 747 | 24 / 351 | 966,4 | 970,7 | +16,4 | –5,0 |
| Нижні Ворота | 500 | 2,4 / 3,5 | 3,9 / 9,3 | 21 / 264 | 20 / 244 | 962,0 | 966,3 | +16,2 | –4,6 |
| Нижній Студений | 615 | 2,2 / 2,95 | 3,3 / 6,6 | 18 / 198 | 24 / 351 | 950,5 | 954,8 | +15,2 | –5,8 |
| Плай | 1330 | 7,0 / 29,8 | 8,7 / 46,2 | 40 / 976 | 40 / 976 | 867,1 | 861,2 | +11,1 | –6,3 |

Таблиця 2

**Повторюваність напрямків вітру за 8 румбами на 9 метеостанціях Закарпатської обл.**

| Назва метеостанції | Повторюваність за січень, % | | | | | | | | Повторюванісгь за липень, % | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Пн | ПнСх | Сх | ПдСх | Пд | ПдЗах | Зах | ПнЗах | Пн | ПнСх | Сх | ПдСх | Пд | ПдЗах | Зах | ПнЗах |
| В. Березний | 19,0 | 8,1 | 3,0 | 16,9 | 18,6 | 6,2 | 9,2 | 19,0 | 17,9 | 14,7 | 5,1 | 9,5 | 13,3 | 5,3 | 14,7 | 19,5 |
| Н. Ворота | 28,5 | 1,4 | 2,2 | 3,1 | 13,2 | 39,2 | 3,1 | 9,3 | 39,4 | 5,2 | 1,7 | 1,9 | 10,5 | 21,9 | 3,9 | 15,5 |
| Н. Студений | 36,7 | 2,1 | 0,9 | 17,9 | 32,5 | 1,6 | 0,9 | 7,4 | 46,5 | 4,6 | 1,6 | 7,5 | 24,4 | 3,4 | 2,8 | 9,2 |
| Ужгород | 11,0 | 5,8 | 12,2 | 38,2 | 11,6 | 3,3 | 5,4 | 12,5 | 16,7 | 13,5 | 14,3 | 14,1 | 9,7 | 6,6 | 8,5 | 16,6 |
| Плай | 5,3 | 3,6 | 6,8 | 5,5 | 15,1 | 45,7 | 10,4 | 7,6 | 13,8 | 18,2 | 7,8 | 1,9 | 7,0 | 28,5 | 10,4 | 12,4 |
| Міжгір'я | 15,3 | 5,6 | 3.2 | 19,5 | 33,5 | 2,0 | 2,2 | 18,7 | 20,1 | 11,0 | 4,6 | 10,2 | 23,7 | 4,1 | 3,4 | 22,9 |
| Берегово | 9,7 | 6,1 | 9.0 | 36,5 | 18,9 | 3,3 | 4,4 | 12,1 | 17,8 | 11,1 | 8,2 | 14,3 | 12,2 | 5,9 | 9,8 | 20,7 |
| Хуст | 8,9 | 30,1 | 27,0 | 3,6 | 1,9 | 5,5 | 21,1 | 1,9 | 8,6 | 26,3 | 20,0 | 5,8 | 5,5 | 8,1 | 21,3 | 4,4 |
| Рахів | 2,8 | 22,7 | 15,4 | 4,5 | 10,7 | 32,1 | 9,5 | 2,3 | 4,8 | 23,5 | 12,2 | 5,0 | 12,0 | 28,2 | 12,0 | 2,3 |

Таблиця 3

**Результати обчислення повторюваності вітру для 8 румбів на 9 вершинах Карпат у січні і липні за висотними коефіцієнтами та 5 напрямками між метеостанціями**

| Назва метеостанції | Повторюваність за січень, % | | | | | | | | Повторюваність за липень, % | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Пн | ПнСх | Сх | ПдСх | Пд | ПдЗах | Зах | ПнЗах | Пн | ПнСх | Сх | ПдСх | Пд | ПдЗах | Зах | ПнЗах |
| г. Полонина Рівна | 4,6 | 2,8 | 6,2 | 2,5 | 15,4 | 50,8 | 10,5 | 7,2 | 13,6 | 18,4 | 7,3 | 0,8 | 6,6 | 31,1 | 10,1 | 12,1 |
| г. Великий Верх | 3,9 | 2,4 | 5,5 | 2,8 | 15,5 | 52,8 | 10,3 | 6,8 | 13,4 | 18,6 | 6,8 | 0,6 | 6,3 | 32,8 | 9,7 | 11,8 |
| г. Темпа | 3,4 | 2,4 | 5,1 | 3,1 | 15,5 | 53,4 | 10,4 | 6,7 | 13,4 | 18,6 | 6,7 | 0,8 | 6,2 | 33,0 | 9,6 | 11,7 |
| г. Унгаряска | 3,0 | 2,4 | 4,8 | 3,8 | 15,6 | 53,7 | 10,4 | 6,3 | 13,3 | 18,6 | 6,4 | 1,1 | 5,4 | 34,5 | 9,3 | 11,4 |
| г. Сивуля | 2,6 | 2,4 | 4,8 | 3,8 | 15,6 | 54.2 | 10,4 | 6,2 | 13,0 | 18,6 | 6,1 | 1,3 | 5,4 | 35,3 | 9,0 | 11,3 |
| г. Товста | 2,6 | 2,4 | 4,8 | 3,8 | 15,6 | 54,2 | 10,4 | 6,2 | 13,0 | 18,6 | 6,1 | 1,3 | 5,4 | 35,3 | 9,0 | 11,3 |
| г. Піп Іван | 2,5 | 2,3 | 4,7 | 3,8 | 15.6 | 54.8 | 10,4 | 5,9 | 13,0 | 19,0 | 5,7 | 1,6 | 5,3 | 36,4 | 8,6 | 10,4 |
| г. Петрос | 2,4 | 2,2 | 4,7 | 3,9 | 15/. | 55.9 | 10,0 | 5,3 | 12,5 | 19,0 | 5,2 | 2,0 | 5,1 | 37,5 | 8,3 | 10,4 |
| г. Говерла | 2,8 | 2,0 | 4,6 | 4,2 | 15,7 | 56,0 | 10,0 | 5,2 | 12,5 | 19,1 | 5,1 | 2,1 | 4,9 | 38,0 | 8,0 | 10,3 |

Характеристичне значення вітрового тиску $W_o$ таке, що дорівнює середній (статистичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений в середньому один раз на 50 років і визначається згідно з існуючими нормами за картою районування території України.

Характеристичне значення середнього, максимального, літнього та зимового вітрового тиску обчислено за формулою

$$W_o = 0{,}61\,V^2, \qquad (9)$$

де $V$ – відповідна швидкість вітру, м/с.

**Формули для обчислення параметрів вітру та атмосферного тиску для 9 вершин Карпат.** Для розрахунків швидкості вітру та тисків і порівняння обчислень [8–13] використані формули висотних коефіцієнтів: різниці максимальних швидкостей вітру, поділеної на різницю абсолютних відміток станцій 1, 2 напрямку 1–2 та різниці вітрових тисків, поділеної на різницю абсолютних відміток станцій 1, 2 напрямку 1–2. Для розрахунків атмосферних тисків – різниці атмосферних тисків, поділеної на різницю абсолютних відміток на станціях 1, 2 напрямку 1–2 загальні формули висотних коефіцієнтів мають вид:

$$Z_X = Z_1 \pm K_{Z1-2} \cdot \Delta H_{X-Z}; \qquad (10)$$

$$\Delta H_{1-2} = H_2 - H_1; \qquad (11)$$

$$K_{Z1-2} = \frac{Z_2 - Z_1}{H_2 - H_1}; \qquad (12)$$

$$\Delta H_{X-Z} = H_X - H_Z, \qquad (13)$$

або для контрою:

$$Z_X = Z_2 - K_{Z1-2} \cdot H_{Z-X}, \qquad (14)$$

де $Z_X$, $Z_1$, $Z_2$ – параметри (літні, зимові) на станціях $X$, 1, 2; $K_{Z1-2}$ – висотний коефіцієнт вітрових і атмосферних параметрів між метеостанціями 1, 2; $H_X$, $H_1$, $H_2$ – висота станцій $X$, 1, 2 над рівнем Балтійського моря, м.

Формули визначення характеристичних значень вітрових тисків із застосуванням висотно-атмосферних коефіцієнтів мають вид:

$$W_{o,X} = W_{o,1} + K_{\text{атм1-2}} \cdot \Delta P_{\text{атм1-}X}; \qquad (15)$$

$$K_{1-2} = \frac{W_{o,2} - W_{o,1}}{P_{\text{атм1}} - P_{\text{атм2}}}; \qquad (16)$$

$$\Delta P_{\text{атм1-}X} = P_{\text{атм1}} - P_{\text{атм}X}, \qquad (17)$$

де $W_{o,X}$, $W_{o,1}$, $W_{o,2}$ – характеристичне значення вітрових тисків (середніх, максимальних, літніх, зимових) на станціях $X$, 1, 2, ГПа; $P_{\text{атм,1}}$, $P_{\text{атм,2}}$, $P_{\text{атм,}X}$ – зимовий, літній атмосферний тиск на станціях 1, 2, $X$, ГПа.

Формули атмосферного тиску (літнього, зимового) за коефіцієнтами баричної ступені висот визначені із базової формули барометричного нівелювання М.В. Пєвцова

$$\Delta H_{\text{напр(л.з)}} = \frac{Q}{\frac{1}{2}(P_{\text{атм1}} + P_{\text{атм2}})}\left[1 + 0{,}003665\left(\frac{t_1 + t_2}{2}\right)\right], \qquad (18)$$

або при підставленні $Q = 800$:

$$\Delta H_{\text{напр}} = \frac{29{,}304(t_1 + t_2) + 16000}{P_{\text{атм1}} + P_{\text{атм2}}}; \qquad (19)$$

$$P_{\text{атм}X} = P_{\text{атм1}} - \frac{H_X - H_1}{\Delta H}, \qquad (20)$$

де $Q = 800$ – стала величина, що регулює густину повітря і ртуті; 0,003665 – коефіцієнт розширення повітря; $t_1$, $t_2$ – середні (літні, зимові) температури повітря на станціях 1, 2 напрямку 1–2, °С; $P_{\text{атм1}}$, $P_{\text{атм2}}$, $P_{\text{атм}X}$ – атмосферний тиск (у липні, січні) на станціях 1, 2, $X$, ГПа.

**Результати обчислень параметрів атмосферного тиску і вітру для 9 вершин Карпат.** У таблиці 4 наведені результати обчислення літніх і зимових атмосферних тисків для 9 вершин Карпат, обчислені за 4 напрямками та висотними коефіцієнтами (відношення різниці атмосферних тисків до різниці абсолютних висот станцій 1, 2 напрямку 1–2) і формули із застосуванням коефіцієнта баричної ступені висот.

У таблиці 5 зведені результати обчислень характеристичного значення максимальних літніх і зимових вітрових тисків для 9 вершин Карпат за формулами висотних коефіцієнтів із застосуванням параметрів атмосферних тисків і середніх температур зовнішнього повітря в липні і січні за спостереженнями на 9 метеостанціях Закарпатської обл. 1955–2005 рр., а в таблиці 6 за аналогічними формулами – характеристичні значення середніх літніх і зимових вітрових тисків.

У таблиці 7 наведені результати обчислення за висотними коефіцієнтами і 23 напрямками між метеостанціями і перехідними станціями максимальних швидкостей вітру та максимального характеристичного значення вітрових

Таблиця 4

**Результати обчислення літніх і зимових атмосферних тисків для 9 вершин Карпат за висотними коефіцієнтами (за напрямками Берегово – 113 м – Плай – 1330 м; Ужгород – 114,6 м – Плай – 1330 м; Хуст – 166 м – Плай – 1330 м; В. Березний – 209 м – Плай – 1330 м) і коефіцієнтами баричної ступені висот**

| Назва вершин | Висота над рівнем Балтійського моря, м | Обчислений атмосферний тиск: літній – чисельник, зимовий – знаменник, ГПа | | |
|---|---|---|---|---|
| | | за висотними коефіцієнтами | за коефіцієнтами баричної ступені висот | середній |
| Говерла | 2061 | 785,67<br>774,40 | 785,94<br>774,79 | 785,81<br>774,44 |
| Петрос | 2020 | 788,44<br>779,26 | 790,47<br>779,65 | 789,46<br>779,45 |
| Піп Іван | 1936 | 799,59<br>789,24 | 799,73<br>789,61 | 799,66<br>789,43 |
| Сивуля, Товста | 1818 | 812,85<br>803,25 | 812,75<br>803,59 | 812,80<br>803,42 |
| Унгаряска | 1707 | 825,10<br>816,43 | 825,00<br>816,75 | 825,05<br>816,59 |
| Темпа | 1634 | 831,44<br>825,10 | 833,05<br>825,35 | 832,24<br>825,22 |
| Великий Верх | 1598 | 835,44<br>829,37 | 837,03<br>829,60 | 836,23<br>829,50 |
| Полонина Рівна | 1470 | 850,98<br>844,58 | 851,11<br>844,79 | 851,06<br>844,68 |

Таблиця 5

**Результати обчислень характеристичного значення максимальних літніх і зимових вітрових тисків для 9 вершин Карпат за висотними коефіцієнтами між метеостанціями 1, 2 напрямку 1–2**

| Назва вершин | Висота над рівнем Балтійського моря, м | Чисельник – літні, знаменник – зимові | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | за висотними коеф. різниці максимальних швидкостей вітру в липні і січні, поділеної на різницю абсолютних висот станцій 1, 2, Па | за висотними коеф. різниці максимальних літніх і зимових вітрових тисків, поділеної на різницю літніх і зимових атмосферних тисків на станцій 1, 2, Па | за висотними коеф. різниці максимальних літніх і зимових вітрових тисків, поділеної на різницю абсолютних висот станцій 1, 2, Па | Пропоновані нормативні параметри | |
| | | | | | максимальні вітрові тиски, Па | максимальні швидкості вітру, м/с |
| Говерла | 2061 | 1,397<br>1,86 | 1,397<br>1,86 | 1,397<br>1,86 | 1,397<br>1,86 | 47,85<br>55,20 |
| Петрос | 2020 | 1,36<br>1,81 | 1,37<br>1,82 | 1,37<br>1,82 | 1,37<br>1,82 | 47,28<br>54,46 |
| Піп Іван | 1936 | 1,30<br>1,71 | 1,32<br>1,75 | 1,32<br>1,75 | 1,32<br>1,74 | 46,13<br>52,96 |
| Сивуля, Товста | 1818 | 1,21<br>1,57 | 1,25<br>1,66 | 1,26<br>1,66 | 1,23<br>1,64 | 44,50<br>50,84 |
| Унгаряска | 1707 | 1,13<br>1,45 | 1,19<br>1,57 | 1,19<br>1,57 | 1,15<br>1,52 | 42,98<br>48,85 |
| Темпа | 1634 | 1,07<br>1,38 | 1,15<br>1,51 | 1,15<br>1,51 | 1,12<br>1,45 | 41,97<br>47,54 |
| Великий Верх | 1598 | 1,05<br>1,34 | 1,13<br>1,48 | 1,13<br>1,48 | 1,10<br>1,45 | 41,48<br>46,90 |
| Полонина Рівна | 1470 | 0,98<br>1,21 | 1,05<br>1,36 | 1,05<br>1,36 | 1,00<br>1,30 | 40,00<br>46,60 |

тисків (літніх і зимових) для 46 населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської обл.

За даними таблиць 1, 6, 7 побудовані наступні графіки залежно від розміщення метеостанцій і вершин Карпат над рівнем Балтійського моря: зміни середньої швидкості вітру в липні і січні (рис. 3); зміни максимальної швидкості вітру в липні і січні (рис. 4); зміни середнього вітрового тиску в липні і січні (рис. 5); зміни максимального вітрового тиску в липні і січні (рис. 6), а також складені карти районування території Закарпатської обл. за максимальним літнім вітровим тиском із нанесенням характерних роз вітрів у липні (рис. 7, а) та максимальним зимовим вітровим тиском із нанесенням характерних роз вітрів в січні (рис. 7, б).

Таблиця 6

**Результати обчислень характеристичного значення середніх літніх і зимових вітрових тисків для 9 вершин Карпат за висотними коефіцієнтами між метеостанціями 1, 2 напрямку 1–2**

| Назва вершин | Висота над рівнем Балтійського моря, м | Чисельник – літні, знаменник – зимові | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | за висотними коеф. різниці середніх швидкостей вітру в липні і січні, поділеної на різницю абсолютних висот станцій 1, 2, Па | за висотними коеф. різниці середніх літніх і зимових вітрових тисків, поділеної на різницю літніх і зимових атмосферних тисків на станціях 1, 2, Па | за висотними коеф. різниці середніх літніх і зимових вітрових тисків, поділеної на різницю абсолютних висот станцій 1, 2, Па | Пропоновані нормативні параметри | |
| | | | | | середні вітрові тиски, Па | середні швидкості вітру, м/с |
| Говерла | 2061 | 68,68<br>102,70 | 68,68<br>102,70 | 68,68<br>102,70 | 68,68<br>102,70 | 10,57<br>12,95 |
| Петрос | 2020 | 65,97<br>98,74 | 67,56<br>100,52 | 67,30<br>100,58 | 67,43<br>100,55 | 10,40<br>12,72 |
| Піп Іван | 1936 | 61,58<br>91,77 | 64,44<br>96,18 | 64,46<br>96,24 | 64,45<br>96,21 | 10,05<br>12,27 |
| Сивуля | 1818 | 55,65<br>82,36 | 60,43<br>90,09 | 60,48<br>90,14 | 60,45<br>90,12 | 9,55<br>11,62 |
| Товста | 1818 | 55,65<br>82,36 | 60,43<br>90,09 | 60,48<br>90,14 | 60,45<br>90,12 | 9,55<br>11,62 |
| Унгаряска | 1707 | 50,38<br>73,98 | 56,68<br>84,35 | 56,74<br>84,41 | 56,70<br>84,38 | 9,55<br>11,62 |
| Темпа | 1634 | 47,06<br>68,71 | 54,49<br>80,61 | 54,27<br>80,64 | 54,38<br>80,64 | 8,78<br>10,61 |
| Великий Верх | 1598 | 45,45<br>66,20 | 53,27<br>78,74 | 53,06<br>78,78 | 53,17<br>78,76 | 8,63<br>10,42 |
| Полонина Рівна | 1470 | 39,97<br>57,55 | 48,74<br>72,13 | 48,24<br>72,16 | 48,49<br>72,14 | 8,78<br>10,61 |

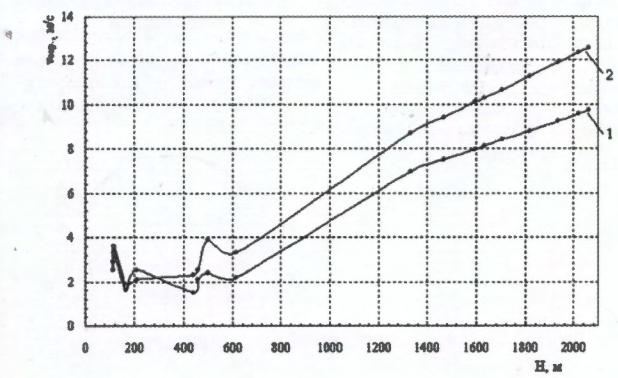



**Рис. 3. Графік зміни середньої швидкості вітру залежно від розміщення метеостанцій над рівнем Балтійського моря:**
**1** – липень, **2** – січень

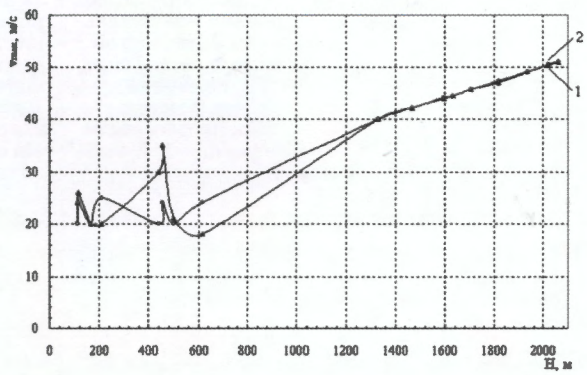



**Рис. 4. Графік зміни максимальної швидкості вітру залежно від розміщення метеостанцій над рівнем Балтійського моря:**
**1** – липень, **2** – січень

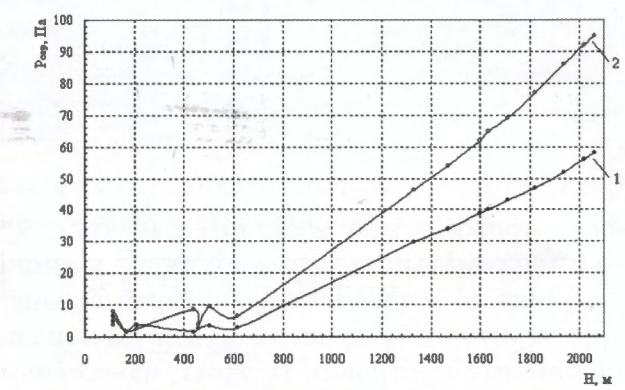



**Рис. 5. Графік зміни середнього вітрового тиску залежно від розміщення метеостанцій над рівнем Балтійського моря:**
**1** – липень, **2** – січень

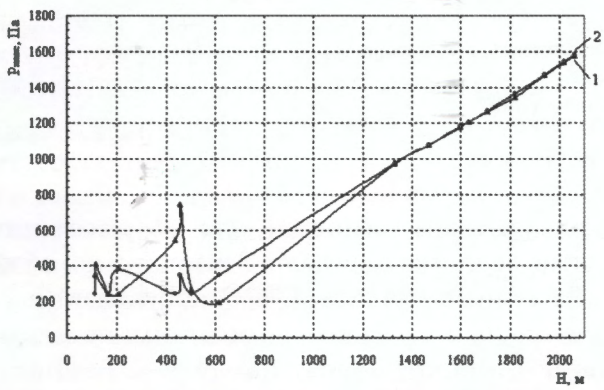



**Рис. 6. Графік зміни максимального вітрового тиску залежно від розміщення метеостанцій над рівнем Балтійського моря:**
**1** – липень, **2** – січень

Таблиця 7

**Результати обчислення максимальних швидкостей вітру і максимальних характеристичних значень вітрових тисків у липні і січні для перехідних станцій, окремих населених пунктів, вершин і перевалів за 23 напрямками, висотними коефіцієнтами і даними спостережень на 9 метеостанціях Закарпатської обл. у 1955–2005 рр.**

| № з/п | Назва перехідних станцій, населених пунктів, вершин, перевалів | Висота над рівнем Балтійського моря, м | Географічна довгота, град., мін. | Географічна широта, град., мін. | Максимальна: швидкість вітру, м/с – чисельник, характеристичне значення вітрового тиску, КПа – знаменник | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | літні | зимові |
| 1. | Чоп | 100,0 | 22°18' | 48°21' | 23,71 / 0,34 | 19,61 / 0,23 |
| 2. | Батьово | 102,5 | 22°23' | 48°22' | 23,71 / 0,34 | 19,61 / 0,23 |
| 3. | Мукачево | 116,5 | 22°44' | 48°26' | 24,08 / 0,35 | 20,11 / 0,24 |
| 4. | Велика Паладь | 120,0 | 22°53' | 47°59' | 24,04 / 0,35 | 20,09 / 0,24 |
| 5. | Виноградово | 127,4 | 23°02' | 48°08' | 24,09 / 0,35 | 20,22 / 0,25 |
| 6. | Довге | 166,0 | 23°16' | 48°21' | 24,69 / 0,37 | 20,87 / 0,27 |
| 7. | Іршава | 141,5 | 23°02' | 48°18' | 24,37 / 0,36 | 20,47 / 0,26 |
| 8. | Перечин | 142,0 | 22°28' | 48°44' | 25,71 / 0,40 | 22,84 / 0,31 |
| 9. | Буштино | 195,8 | 23°19' | 48°02' | 20,62 / 0,24 | 20,42 / 0,25 |
| 10. | Свалява | 203,5 | 23°00' | 48°32' | 23,88 / 0,35 | 20,09 / 0,24 |
| 11. | Тячів | 210,0 | 23°34' | 48°00' | 20,92 / 0,27 | 20,62 / 0,26 |
| 12. | Бедевля, Тересва | 225,2 | 23°39' | 48°02' | 21,23 / 0,27 | 20,83 / 0,26 |
| 13. | Поляна | 242,0 | 22°58' | 48°36' | 23,07 / 0,32 | 20,07 / 0,24 |
| 14. | Діброва | 250,0 | 23°51' | 48°00' | 21,75 / 0,28 | 21,17 / 0,27 |
| 15. | Великий Бичків | 290,9 | 24°00' | 47°58' | 22,60 / 0,31 | 21,74 / 0,29 |
| 16. | г. Глибока | 301,1 | 22°24' | 48°32' | 28,18 / 0,48 | 25,73 / 0,40 |
| 17. | Дубове | 363,7 | 23°53' | 48°10' | 23,74 / 0,34 | 23,23 / 0,33 |
| 18. | Кобилецька Поляна | 387,3 | 24°05' | 48°03' | 24,10 / 0,35 | 23,54 / 0,33 |
| 19. | Вільшани | 420,0 | 23°37' | 48°20' | 25,41 / 0,39 | 23,60 / 0,34 |
| 20. | Воловець | 472,9 | 23°12' | 48°42' | 21,22 / 0,27 | 20,01 / 0,24 |
| 21. | Усть-Чорна | 502,0 | 23°56' | 48°19' | 26,10 / 0,42 | 25,49 / 0,40 |
| 22. | Кваси | 513,0 | 24°09' | 47°55' | 30,84 / 0,59 | 21,68 / 0,29 |
| 23. | г. Свалявка | 525,0 | 22°49' | 43°40' | 29,56 / 0,53 | 21,01 / 0,38 |
| 24. | Богдан | 525,0 | 24°21' | 48°02' | 30,98 / 0,59 | 21,95 / 0,29 |
| 25. | Буковець | 550,0 | 22°57' | 48°54' | 22,14 / 0,30 | 21,20 / 0,27 |
| 26. | г. Чорна Гора (Виноградів) | 565,0 | 23°03' | 48°09' | 26,86 / 0,44 | 26,86 / 0,44 |
| 27. | Лопухів | 615,0 | 23°58' | 48°22' | 28,09 / 0,48 | 27,39 / 0,46 |
| 28. | Ясіня | 636,6 | 24°22' | 48°16' | 32,23 / 0,63 | 24,45 / 0,36 |

Закінчення таблиці 7

| № з/п | Назва перехідних станцій, населених пунктів, вершин, перевалів | Висота над рівнем Балтійського моря, м | Географічна довгота, град., мін. | Географічна широта, град., мін. | Максимальна: швидкість вітру, м/с – чисельник, характеристичне значення вітрового тиску, КПа – знаменник | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | літні | зимові |
| 29. | Перевал Пшеленч-Бескид | 790,0 | 22°42' | 49°05' | 33,39 / 0,68 | 29,21 / 0,52 |
| 30. | г. Прапор | 819,0 | 22°29' | 48°59' | 33,80 / 0,70 | 29,67 / 0,54 |
| 31. | Перевал Середньо-Верецький | 839,0 | 23°09' | 48°48' | 28,76 / 0,50 | 28,16 / 0,48 |
| 32. | г. Дарвайка | 883,0 | 23°45' | 48°28' | 34,99 / 0,74 | 29,98 / 0,54 |
| 33. | г. Хмелів | 887,0 | 24°67' | 47°55' | 35,04 / 0,75 | 30,07 / 0,55 |
| 34. | Перевал Вишківський | 930,0 | 23°37' | 48°42' | 30,84 / 0,58 | 30,36 / 0,56 |
| 35. | Первал Яблунецький | 931,0 | 24°26' | 48°18' | 35,53 / 0,77 | 31,05 / 0,59 |
| 36. | г. Маковиця | 978,0 | 22°36' | 48°39' | 36,10 / 0,79 | 32,20 / 0,63 |
| 37. | Перевал Бескид | 981,0 | 23°20' | 48°45' | 32,01 / 0,63 | 31,59 / 0,61 |
| 38. | г. Дахманів | 1017,0 | 22°57' | 48°29' | 35,72 / 0,78 | 34,90 / 0,74 |
| 39. | г. Мокра | 1225,0 | 23°55' | 48°2Г | 38,82 / 0,92 | 37,65 / 0,86 |
| 40. | г. Верхні Дебрі | 1237,0 | 24°28' | 48°15' | 38,80 / 0,918 | 37,50 / 0,858 |
| 41. | г. Угорська | 1294,0 | 24°07' | 48°16' | 39,60 / 0,95 | 39,19 / 0,93 |
| 42. | г. Кук | 1361,0 | 23"24i | 48°28' | 40,18 / 0,98 | 40,57 / 1,00 |
| 43. | г. Кукуль | 1539,0 | 24°32' | 48°08' | 42,10 / 1,081 | 44,20 / 1,192 |
| 44. | г. Братківська | 1788,0 | 24°1Г | 48°22' | 44,90 / 1,228 | 49,70 / 1,507 |
| 45. | г. Стіг | 1850,0 | 24°33',5 | 48°57' | 45,00 / 1,235 | 43,41 / 1,149 |
| 46. | г. Чорна Гора (Рахів) | 2020,0 | 24°37',5 | 48°02',5 | 47,40 / 1,37 | 54,80 / 1,832 |

**Висновки.**

1. У природному середовищі кліматичні параметри взаємозамінні і взаємопов'язані, що доведено при застосуванні у формулах визначення характеристичного значення вітрового навантаження (літнього, зимового, середнього, максимального) параметрів: швидкості вітру, атмосферного тиску, температур зовнішнього повітря в липні і січні, отриманих за спостереженнями у 1955–2005 рр. на 9 метеостанціях Закарпатської обл.

2. Результати обчислень середніх і максимальних характеристичних значень вітрових навантажень у січні і липні при застосуванні у формулах висотних коефіцієнтів показали, що обчислення:

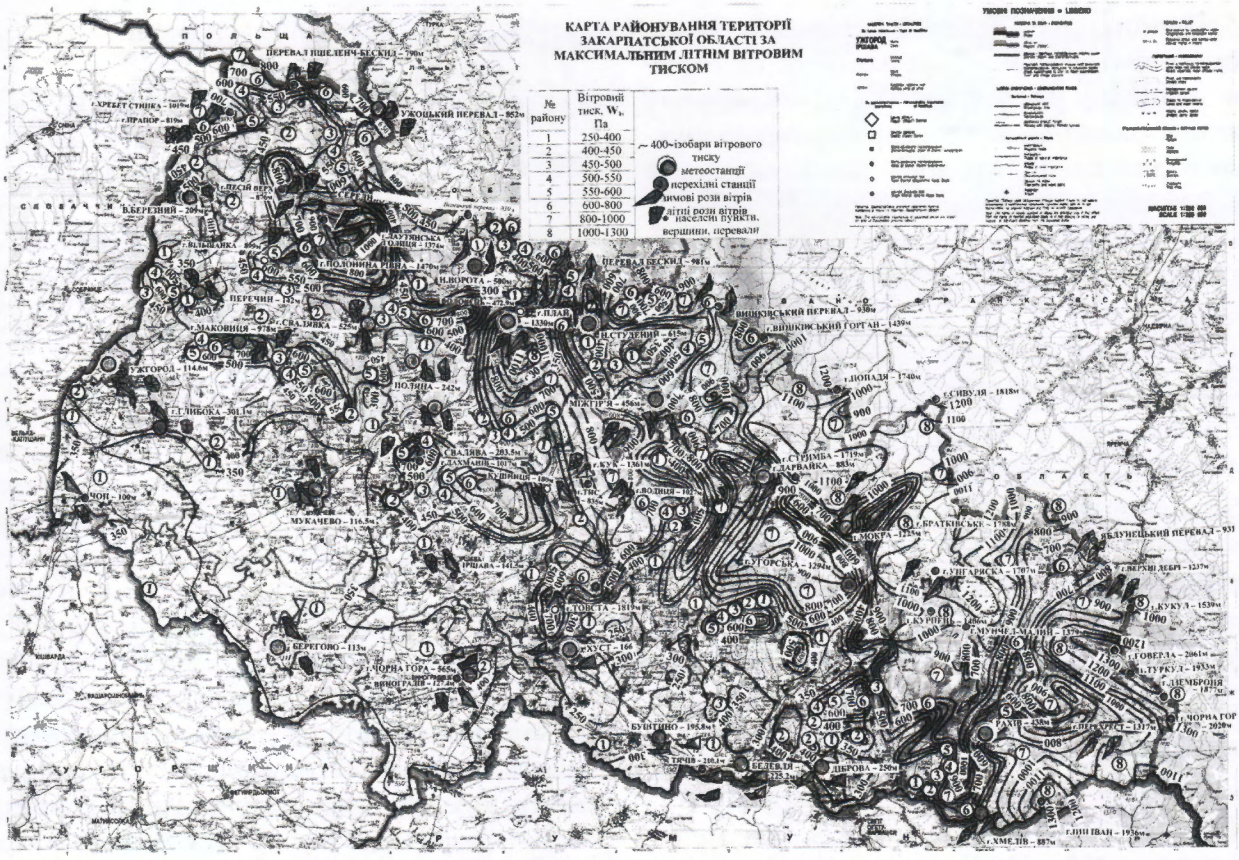
а) різниці вітрових тисків, поділеної на різницю абсолютних висот та абсолютних тисків на станціях 1, 2 напрямку 1–2, близькі більш ніж обчислення за коефіцієнтами, вказаними в пункті б);

б) обчислення середніх і максимальних характеристичних значень вітрових навантажень на станціях 1, 2 напрямку 1–2 за даними швидкостей вітру і формулою $W = 0{,}61v^2$, тому результати обчислення характеристичних значень вітрових навантажень, отримані при застосуванні коефіцієнтів, зазначених у пункті а) рекомендуються як нормативні.

3. За умови встановлення додаткових метеорологічних постів на вершинах Карпат можна отримати більш точні результати за спостереженнями вітрових параметрів.

4. Обчислені максимальні характеристичні значення вітрових навантажень (літні, зимові) дають можливість застосовувати формули 7, 8 без коефіцієнтів $\gamma_н^L$ – надійності за граничним розрахунковим значенням та $\gamma_e$ – надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрових навантажень.

а




б

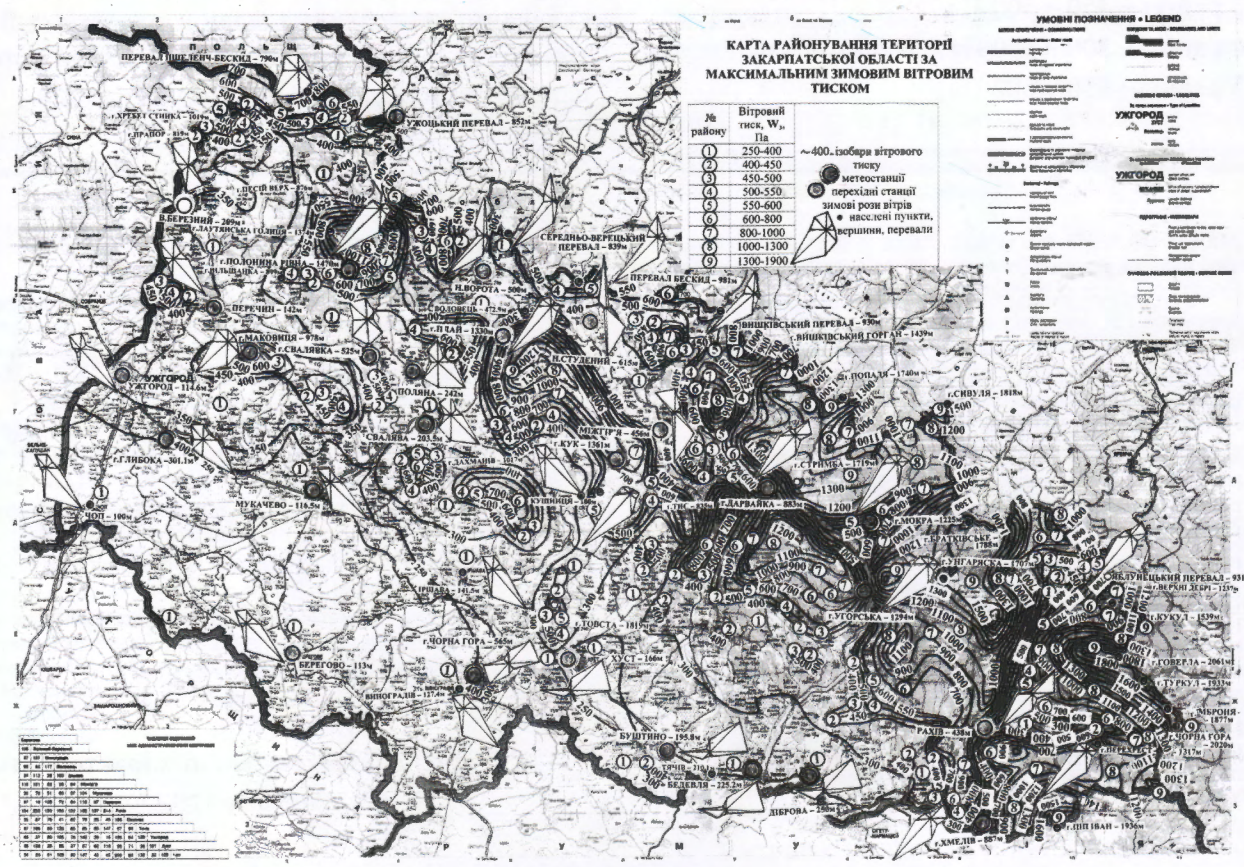



**Рис. 7. Карта районування території Закарпатської обл. за максимальним вітровим тиском із нанесенням характерної рози вітрів у липні (а) та січні (б)**

**5.** Прийнята за ДБН В 1.2-2:2006 карта районування території Закарпатської обл. за 2 вітровими районами (400 Па, 450 Па) відображає обчислені показники середнього характеристичного значення вітрового навантаження в січні. Для заповнення «білих плям» рекомендовано територію Закарпатської обл. поділити на 9 вітрових районів за максимальним зимовим вітровим тиском:

- 1 район – 250 – 400 Па;
- 2 район – 400 – 450 Па;
- 3 район – 450 – 500 Па;
- 4 район – 500 – 550 Па;
- 5 район – 550 – 600 Па;
- 6 район – 600 – 800 Па;
- 7 район – 800 – 1000 Па;
- 8 район – 1000 – 1300 Па;
- 9 район – 1300 – 1900 Па;

та за максимальним літнім вітровим тиском на 8 районів:

- 1 район – 250 – 400 Па;
- 2 район – 400 – 450 Па;
- 3 район – 450 – 500 Па;
- 4 район – 500 – 550 Па;
- 5 район – 550 – 600 Па;
- 6 район – 600 – 800 Па;
- 7 район – 800 – 1000 Па;
- 8 район – 1000 – 1300 Па.

**6.** До висоти 1330 м над рівнем Балтійського моря (м/с Плай) за повторюваністю (%) переважаючими вітрами в Закарпатській обл. є:

- *зимові* – південно-західні (Плай – 45%);
  південно-східні (Ужгород – 38,3%);
- *літні* – північні
  (Н. Ворота – 39,4 %, Н. Студений – 46,5 %).

Для вершин Карпат вище 1330 м над рівнем Балтійського моря такими є наступні:

- *зимові* – південно-західні
  (г. Говерла – 56 %, г. Петрос – 55 %);
- *літні* – південно-західні
  (г. Говерла – 38 %, г. Петрос – 57,5 %).

**7.** Запропоновані параметри середніх і максимальних характеристичних значень вітрових тисків (зимових і літніх) застосовують для проектування вітрових електростанцій, розрахунку конструкцій висотних будівель і споруд, при складанні генеральних планів населених пунктів, а також їх можна використати при коригуванні чинних будівельних норм і правил.


[1] ASCE 7-93 1993 and Draft of ASCE 7-95, 1995. Minimum design loads for buildings and other structures. Ametican Society of Civil Engineers, New York. – P. 10–12.

[2] *Андреева Г.К.* Некоторые вопросы построения климатических карт [текст] / Андреева Г.К., Бабиченко В.Н. – К.: Укр НиГМИ. Вып.131. – 1974. – С. 106–116.

[3] *Бабиченко В.Н.* Климат Ужгорода [текст]/Бабиченко В.Н. – Л.: Гидрометеоиздат, 1991. – 190 с.

[4] *Будыко М.И.* Климат в прошлом и будущем [текст] / Будыко М.И. – Л.: Гидрометеоиздат, 1980. – 351 с.

[5] *Бучинский И.Е.* Климат Украины [текст] / Бучинский И.Е. – Л.: Гидрометеоиздат, 1960. – 130 с.

[6] *Гук М.І.* Клімат Української РСР [текст] / Гук М.І., Половко І.К., Прихотько Г.Ф. – К.: Радянська школа, 1958. – 72 с.

[7] *Гук Я.С.* Визначення рекомендованих нормативних параметрів тиску для населених пунктів, окремих вершин і перевалів Закарпатської області / Гук Я.С. – Ужгород: Науковий вісник УжНУ. Серія Фізика. Вип.19. – 2006. – С. 206–208.

[8] ДСТУ НБ В.1.1-21:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Будівельний стандарт України. – К.: 2010. – 55 с.

[9] Закарпатська область. Загальногеографічна карта м-б 1:250 000 / – К.: АГП. – 2006. – 1 лист.

[10] *Кінаш Р.І.* Методика визначення параметрів будівельної кліматології для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Львів: Problems of the Technical Meteorology, 22-26 may, 2006. – 2006. – P. 50–56.

[11] Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування/ ДБН В.1.2-2:2006/ – К.: Мінбуд України. – 2006. – 35 с.

[12] СниП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования/ – М.: Стройиздат. – 1985. – 35 с.

[13] СниП 2.01.01.82 Строительная климатология и геофизика – М.: Стройиздат. – 1983. – 136 с.

[14] *Kinash Roman* Technique of Determination the Parameters of snowloads for Towns, peaks and Passes of Carnation region / Kinash R.I., Huck J.S. – Canada: Snow Engineering VI, june 1-5, 2008.


*Надійшла 17.02.2016 р.*

# АНАЛИЗ ТЕХНОЛОГИЧНОСТИ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ ПРИ ИЗНОСЕ И ПОВРЕЖДЕНИИ КОЖУХА ДОМЕННОЙ ПЕЧИ



**Е.И. Гезенцвей**
начальник отдела строительного проектирования ООО «Метинвест Инжиниринг», г. Днепр

Износ и повреждение несущих конструкций или их связей и, как следствие, изменение прочности и жесткости элементов приводят к изменению конструктивной формы и снижению или исчерпанию конструктивной безопасности сооружения. При неблагоприятном сочетании негативных факторов происходят мгновенный отказ и прогрессирующие обрушения. Действующие в настоящее время нормы проектирования не предусматривают защиту в виде соответствующих коэффициентов запаса и надежности, а от факторов риска, связанных с комбинированными аварийными воздействиями, такой защиты не предусмотрено [1].

Наиболее распространенным методом оценки рисков является так называемое дерево отказов (рис. 1). Подобный анализ четко ориентирован на отыскание отказов, при этом он выявляет такие аспекты системы, которые имеют важное значение для данных отказов.

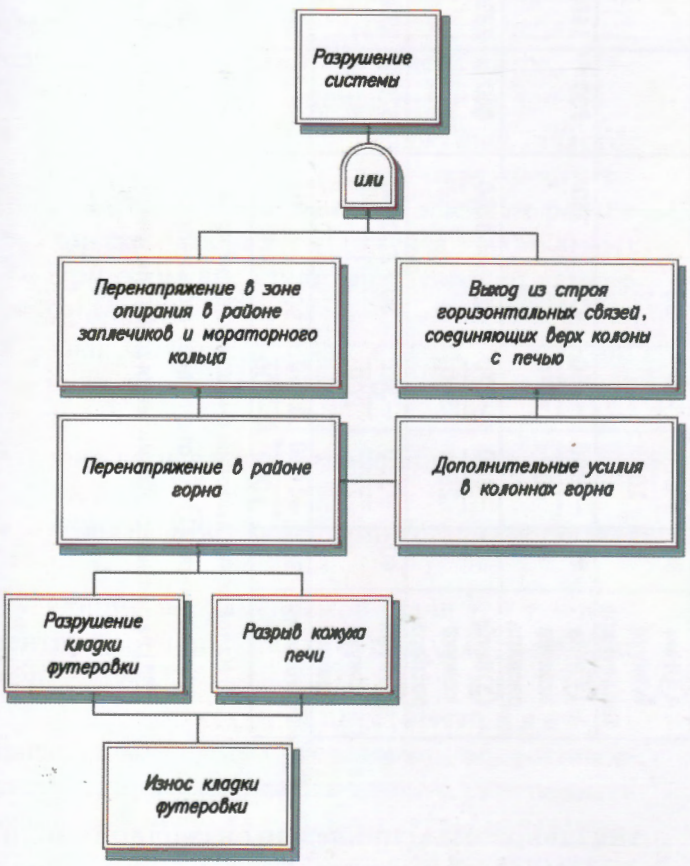



Рис. 1. Дерево отказов

В результате длительной эксплуатации кожух доменной печи № 3 ЧАО «Азовсталь» (г. Мариуполь) получил деформации конструктивной формы, связанные с прорывами чугуна и отклонениями вертикальной оси кожуха печи от вертикали в уровне БЗУ на 244 мм в сторону чугунной летки № 2. Колонны шахты, стоящие на мораторной балке, отклонились вместе с кожухом.

Данные обстоятельства послужили основанием для определения способов и объемов мероприятий, необходимых для восстановления эксплуатационных качеств печи. При этом характер повреждений и их влияние на соответствие сооружения технологическим требованиям определено посредством построения дерева отказов, которое позволяет:

- выявить ненадежные места;
- выполнить качественный и количественный анализ надежности системы;
- поочередно сосредоточиться на отдельных конкретных отказах системы;
- выявить те элементы системы и событий, которые приводят к данному конкретному отказу или аварии.

Для реализации данной задачи выполнены расчеты:

- системы «доменная печь (кожух)-пылеуловитель» на заданные отклонения их осей от вертикали, определенные посредством геодезической съемки; получена сводная таблица напряжений, по которой определены дефектные зоны кожуха, и прилагаемая схема;
- напряженного состояния колонн шахты, горна доменной печи и колонн пылеуловителя при деформированном состоянии оси печи и колонн шахты.

© Гезенцвей Е.И.

*Сводная таблица кольцевых σx и меридиональных σy напряжений* в кожухе доменной печи в предположении ее эксплуатации с наклонной вертикальной осью*

| Сечение по высоте доменной печи | Толщина кожуха | Пространственный расчет схемы ДП-ПУ в проектном положении | | | Расчет кожуха, защищенного холодильниками и футеровкой | | Суммарные напряжения в кожухе печи в проектном положении | | | Напряжения от колонн печи и колонн шахты согласно геодезической съемке | | | Суммарные напряжения в деформированной печи в рабочем состоянии | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | σx** | σy** | τxy** | σx | σy | σx | σy | τxy | σпр | σx | σy | τxy | σx | σy | τxy |
| | мм | кг/см2 | | | | | | | | | | | | | | |
| ①Верх кожуха лещади | 50 | 140 | -60 | 10 | 2670 | 1190 | 2810 | 1130 | 10 | 2450 | ±2700 | ±2650 | 320 | 5510 | 3780 | 330 |
| ②Низ кожуха горна | 50 | 50 | -60 | 10 | 980 | 440 | 1030 | 380 | 10 | 900 | ±3800 / ±1750 | ±2770 / ±600 | 330 / 3880 | 4830 / 2780 | 3150 / 980 | 340 / 3880 |
| ③Низ кожуха заплечиков | 30 | −270 / 100 | -80 | 30 | - | - | - | - | - | - | ±660 | ±1570 / ±600 | 0 / 4300 | -930 | -680 | 4300 |
| ④Низ кожуха распара | 45 | −1900 / 400 | −750 / 400 | 470 | 760 | 700 | 1160 | 1100 | 470 | 1400 | ±1700 | ±1700 | 3800 | 2860 | 2800 | 4270 |
| ⑤Верх кожуха распара | 40 | −820 / 250 | −570 / 300 | 520 | 1060 | 830 | 1310 | 1130 | 520 | 1525 | ±400 | ±2820 | 1200 | 1710 | 3950 | 1720 |
| ⑥Верх кожуха шахты | 40 | −330 / 200 | −320 / 200 | 80 | 1590 | 570 | 1790 | 770 | 80 | 1560 | ±500 | ±1090 | 330 | 2290 | 1860 | 410 |
| Купол печи | 30 | −1480 / 1000 | 1150 / −100 | 900 | - | - | 1480 | 1150 | 300 | 2340 | 4200 / −3000 | ±2100 | 2000 | -4480 | 3250 | 2300 |

| Расчетные сопротивл.:*** | Ry=2500 кг/см2 ту=1450 | Ru=4500 кг/см2 ти=2600 |
|---|---|---|
| Сопротивл. разрыву | | |

*) Напряжения выбраны вне зон концентратов напряжений

**) В сечениях ①-⑥ отсутствует часть напряжения, вызванная давлением доменного газа, т.к. она присутствует в следующей графе расчета

***) Расчетные сопротивления даны при изменении температуры стали до 140°С

Значения кольцевых и меридиональных напряжений в кожухе доменной печи в предположении ее эксплуатации с наклонной вертикальной осью приведены в сводной таблице кольцевых и меридиональных напряжений в кожухе доменной печи.

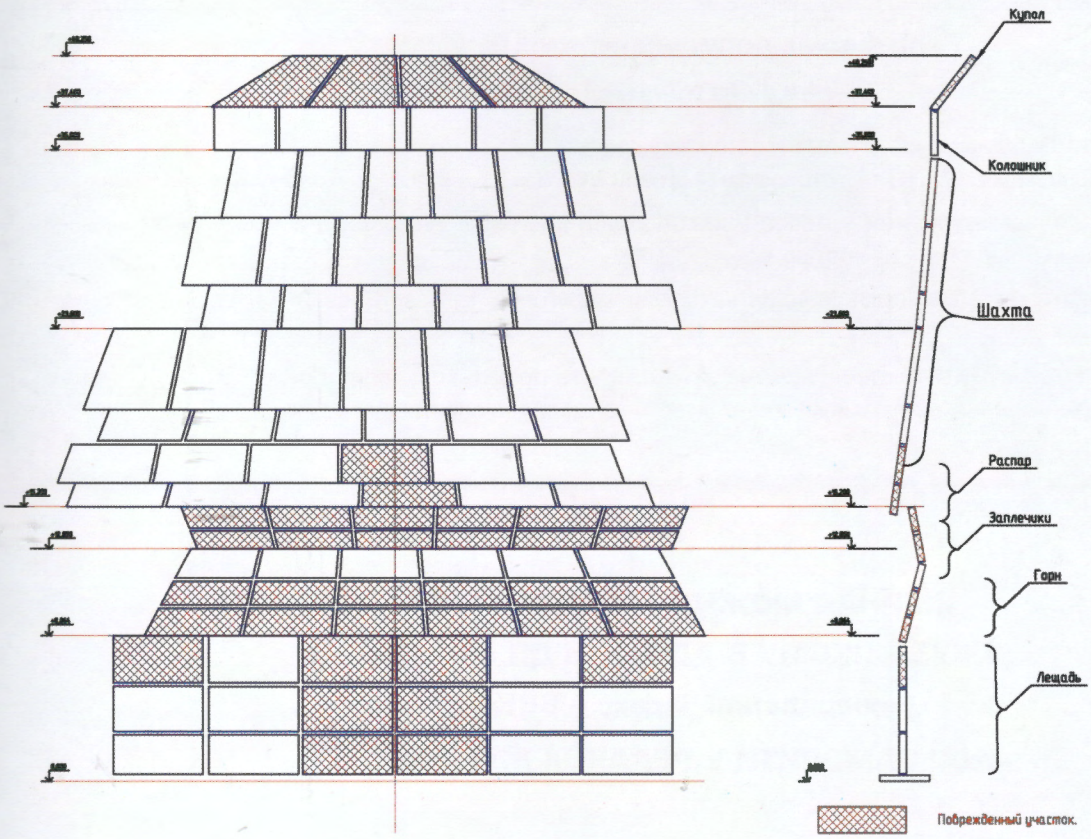



**Рис. 2.**
**Схема поврежденных участков**

Схема поврежденных участков, напряжения в материале которых превышают значения расчетных сопротивлений, приведена на рис. 2.

Оценка состояния поврежденных зон:

- *зоны лещади горна*: дефектный участок расположен по всей длине окружности кожуха с высотой, равной 5 ячейкам расчетной схемы оболочки (1 ячейка – 600×600 мм). При этом вес стали, подлежащей замене, составляет 100 т;
- *зона заплечиков*: расположена по всей окружности кожуха; вес стали, подлежащей замене, составляет 28 т;
- *зона распара*: вес заменяемой стали составляет 12 т;
- *купол печи*: вес заменяемой стали составляет 20 т.

Общий вес заменяемой стали 160 т, в процентном отношении к общему весу кожуха печи – 31 %.

Износ кожуха печи имеет место и в других зонах, определяемых обследованием с составлением технического заключения о пригодности элементов кожуха к дальнейшей эксплуатации.

Восстановление нормальной эксплуатации кожуха путем ремонта дефектных участков признано нетехнологичным по следующим причинам:

- дорогостоящие изготовление остнастки для замены дефектных участков, а также работы по восстановлению вертикального состояния оси кожуха печи;
- возможное изменение свойств стали, к элементам из которой должны присоединяться заменяемые части кожуха, что повлечет за собой риски образования трещин и разрушений;
- развитие усталостных процессов в элементах конструкций и снижение, как следствие, их эксплуатационных свойств.

В результате проведенных исследований было принято решение существующий кожух демонтировать с устройством нового кожуха с применением термоупрочненной мелкозернистой стали повышенной прочности марки 10Г2ФБ.

[1] *Першаков В.М. и др.* Проблемы противодействия конструкции прогрессирующему обрушению зданий и сооружений. – К.: НАУ, 2015.

[2] *Шимановский А.В.* и др. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений. – К.: Изд-во «Сталь», 2008.

*Надійшла 12.12.2016 р.*

**ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !**

**Вимоги щодо публікації статей:**

- Текст статті в електронному виді, фото авторів, авторська довідка (для наукових статей ще анотація мовою статті та англійською, ключові слова, УДК), підготовлені у Microsoft Word, а також у роздрукованому виді.
- Ілюстрації надаються підготовленими у Adobe Photoshop або Microsoft Word, Excel чи на паперових носіях для сканування. Формат надання – tif, eps, jpg, pcx – 300 dpi.
- Роздрукований текст статті підписується усіма авторами, електронні та роздруковані варіанти повинні бути ідентичними.
- Авторська довідка має містити наступні дані: прізвище, ім'я та по батькові повністю, місце роботи, посада, науковий ступінь, вчені звання, а також номер контактного телефону та електронну адресу.

**ЖУРНАЛ МОЖНА ПЕРЕДПЛАТИТИ**
**У БУДЬ-ЯКОМУ ВІДДІЛЕННІ ДП «ПРЕСА»**
**(передплатний індекс – 98848)**
**АБО ЗАМОВИТИ У РЕДАКЦІЇ ЖУРНАЛУ**

**Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»**

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 1 від 09.03.2017 р.)

**Адреса редакції та видавця:** вул. В. Шимановського, 2/1, Київ, 02125, ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»
**тел. (044) 516-52-85, e-mail: redakpbis@urdisc.com.ua**

Оригінал-макет підготовлений редакцією журналу «Промислове будівництво та інженерні споруди»
Комп'ютерна верстка та дизайн – **Цапро Т.І.**
Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 09.03.2017 р. Формат 60 × 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.
Тираж 300 прим.
**Віддруковано ТОВ «Поліпрінт»,** вул. Лугова, 1-А, м. Київ, 04074, тел. 464-17-91
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 1250 від 22.02.2003 р.

* **Оформлення, стиль та зміст журналу є об'єктом авторського права і захищається законом**
* **Передрук розміщених у журналі матеріалів дозволяється тільки за письмовою згодою редакції**
* **Відповідальність за підбір та висвітлення фактів у статтях несуть автори**
* **За зміст реклами відповідає подавач**
* **Редакція не завжди поділяє думку авторів**
* **Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали**