

УДК 624.046.2: 628.014

РЕЗЕРВИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ МЕТАЛЕВИХ КОЛОН У СКЛАДІ ОДНОПРОГОНОВОГО КАРКАСУ З КРАНОВИМИ НАВАНТАЖЕННЯМИ

С.М. Яровий¹,

д-р техн. наук, професор

М.В. Савицький²,

д-р техн. наук, професор

С.О. Слободянюк²,

д-р техн. наук, професор

¹*Харківський національний університет будівництва і архітектури, Харків*²*ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», Дніпро*

DOI: 10.32347/2410-2547.2022.108.217-242

Пошук резервів несучої здатності та удосконалення розрахунку стисло-згинальних металевих колон є актуальною задачею. Це дає змогу повніше враховувати дійсну роботу конструкцій та економію металу. Аналіз цих та інших питань приведено в даній роботі на основі теоретично-експериментальних досліджень стисло-вигнутих колон в натуральну величину у складі поперечника одноповерхової і однопрогонувої промислової будівлі з мостовими кранами. Експериментальні дослідження натурних стисло-згинальних колон в складі рами з прикладанням усіх навантажень, що на них діють (постійні, вітрові та кранові) на різних етапах навантаження, аж до вичерпання несучої здатності, дали змогу дослідити фактичний напружено-деформаційний стан сумісних колон та їх переміщення, вигини плит баз колон, розвиток плинних деформацій в полиях та стінці, місцеву втрату стійкості полиць та стінки, загальну втрату стійкості колон в складі рами.

Ключові слова: металеві колони, стійкість, напружено-деформаційний стан, переміщення, навантаження, місцева та загальна втрата стійкості.

Вступ. Одним із найважливіших завдань будівельної індустрії є економія матеріалів, що йдуть на виготовлення будівельних конструкцій. Ця важлива задача вирішується за рахунок більш повного урахування дійсних умов роботи конструкцій, сумісної роботи колон в рамі та форм їх деформування, урахуванням фактичних властивостей будівельних сталей.

Аналіз цих та інших питань приведено в даній роботі на основі теоретично-експериментальних досліджень стисло-згинальних колон в натуральну величину у складі поперечника одноповерхової і однопрогонувої промислової будівлі з мостовими кранами.

1. Постановка задачі. Аналіз публікацій

Ціллю даної роботи є пошук резервів несучої здатності стисло-згинальних колон у складі поперечника одноповерхової промислової будівлі з мостовими кранами на основі теоретично-експериментальних досліджень. Для виконання зазначених цілей намічено вирішення наступних основних задач: розробка методики розрахунку однопрогонувої рами з урахуванням сумісної роботи колон у складі рами та урахування

форм деформування під дією активного навантаження; експериментальні вишукування напружено-деформаційного стану сумісних колон в натуральну величину у складі рами. Нормативна методика розрахунку поперечних рам сталених каркасів промислових підприємств рекомендує ряд спрощених процедур, котрі різко зменшують трудомісткість розрахунку, але призводить до погрішностей результатів розрахунку в бік запасу і в ряді випадків через мірного. В рамках діючої методики можливе корегування і уточнення деяких процедур.

Зусилля в стрижнях рами визначається у припущенні її роботи як пружної лінійно-деформованої статично невизначеної системи. Після цього по знайденим зусиллям кожний елемент розраховується на міцність та стійкість з урахуванням пластичних деформацій. Згідно діючих норм на стійкість розраховується окремо стоячий стрижень, до якого прикладена робоча комбінація зусиль. Сумісність роботи колон на даному етапі розрахунку не враховується. Але, якщо одна з колон, звичайно у якої знаходиться візок крану з вантажем, навантажена максимально нормальною силою та згинаючим моментом, то протилежна колона ідентичного перерізу навантажується значно меншою нормальною силою. В поперечному напрямку дві колони однопрогонового цеху зв'язані ригелем в рамну систему і колони не вільні в своїх переміщеннях. Не врахування цього фактору при розрахунку на стійкість знижує несучу здатність рами.

Поряд з урахуванням сумісної роботи колон у складі рами необхідно враховувати і форму деформування. Форма деформування стисло-згинальних рам стимулюється дією основного навантаження, як правило, не співпадає з першою власною формою деформування, закладеною в нормативні документи. Несуча здатність залежить від співвідношення навантажень, стимулюючи різні власні форми і завжди вищі ніж при викривленні по першій формі, причому, чим більшу долю дають вищі форми, тим менше деформативність і вище несуча здатність системи.

Експериментальні дослідження роботи стисло-згинальних колон у складі рами проводились, в основному, на моделях. В даній роботі поставлена ціль експериментально дослідити роботу натурних колон у складі поперечника одноповерхової і однопрогонової дійсної промислової будівлі з фундаментом та ригелем, відповідаючи реальним умовам будівництва. Дійсні натурні випробування дозволять отримати достовірну картину: напружено-деформаційного стану стисло-згинальних колон, визначити горизонтальні переміщення поперечника, отримати картину роботи вузлів, дослідити питання загальної і місцевої стійкості, виявити дійсні запаси несучої здатності колон. Натурні експериментальні дослідження дадуть об'єктивну оцінку раціональності нормативних вимог по розрахунку таких металевих конструкцій.

Основу дослідження центрально-стиснутих і стисло-згинальних колон заклали роботи Л. Ейлера [16] та Ж. Лагранжа. Але, формула Ейлера для критичних навантажень для стрижнів справедлива лише в межах пружності (в межах закону Гука). В подальшому в роботах Енгессера,

Ясинського, Кармана, Консидера [15] було удосконалено метод визначення критичної сили з урахуванням пружно-пластичної стадії. В подальшому великий вклад в теорію стійкості стрижневих систем традиційними методами будівельної механіки внесли: С.Д. Лейтес [7], Н.С. Стрелецький [10], Н.В. Корноухов [8], С.П. Тимошенко [11], А.С. Вольмир [3], Г.С. Бельский [2], О.Я. Дривинг [4, 5]. Розвитку сучасної теорії стійкості колон присвятили свої праці відомі вітчизняні вчені, такі як: Шимановський О.В., Лантух-Лященко А.І., Перельмутер А.В., Пічугін С.Ф. [6], Пашинський В.А. [9] та інші.

Розроблену методику розрахунку однопрогонової рами з урахуванням сумісних колон у складі рами та форм деформування під дією активного навантаження буде перевірено в експериментальних вишукуваннях напружено-деформаційного стану колон у складі рами в натуральну величину.

2. Методика розрахунку однопрогонових рам з урахуванням сумісних колон у складі рами та дійсної форми деформування

До розглядання прийняті прямолінійні стрижні постійного перерізу і плоскі системи, які складаються з таких стрижнів. Забезпечено збереження плоскої форми вигину як для кожного елемента, так і для всієї системи в цілому. Використано дві гіпотези Н.В. Корноухова, які обґрунтовані вивченням числових прикладів [8]:

- стійкість одноповерхових і багатоповерхових рам практично не змінюється при заміні несиметричного навантаження на ці рами симетричною, за рахунок перерозподілу навантажень між вузлами одного рівня;
- якщо моменти інерції стрижнів одного рівня не сильно відрізняються один від одного, то вони можуть бути замінені без значної похибки в розрахунку їх середніми значеннями.

Ці допущення дають змогу спростити розрахунок однопрогонових рам. Використовуючи дослідження стійкості рам [8], можливо проаналізувати стійкість рами в залежності від неоднакового навантаження колон повздовжніми силами.

Умову критичного стану рами можливо записати рівнянням:

$$n^2 \left[\frac{3}{2}(1+c)v + 9(1-c) \right] + n(1+c) \left[3(1-c)(v^2 + 3v) - \frac{1+c}{2}v^2(\alpha + \beta) \right] - \frac{3}{4}(1+c)^2v^2(\alpha + \beta) = 0,$$

де $v = 2(\alpha + \beta) - \frac{v^2}{2} = 0$; v, α, β - спеціальні функції методу перемішень для стисло-вигнутих стрижнів; c - відношення зусиль в стійках.

Для отримання досить точних та простих рішень задач стійкості найбільше прагматичним є спосіб оснований на приближеному розв'язку трансцендентних рівнянь стійкості за допомогою розкладення функцій в ряд.

Розглянемо однопрогонову раму з жорстким закріпленням сумісних колон в фундаменті та шарнірно спряженим ригелем з колонами (рис. 1).

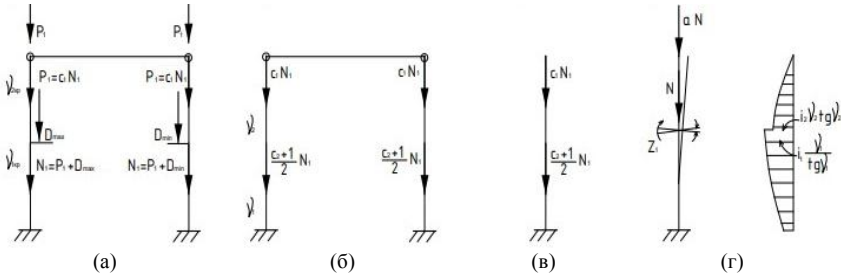


Рис. 1. Розрахункова схема: (а) - рама, прийнята для розрахунку коефіцієнта μ ; (б) - приведена рама по навантаженням; (в) - приведена до стійки; (г) - основна система для розрахунку методом переміщень коефіцієнта μ

При розрахунку коефіцієнта розрахункової довжини враховані лише вертикальні сили, діючі на поперечник. Колони можуть бути як постійного, так і перемінного перерізу: підкранова частина з погонною

жорсткістю - $i_1 = \frac{EI_1}{h_1}$; надкранова частина з погонною жорсткістю -

$i_2 = \frac{EI_2}{h_2}$, а $n = \frac{i_2}{i_1} = \frac{h_1 I_2}{h_2 I_1}$. Послідовно приведена нерегулярна система до

регулярної по навантаженням (рис.1 (а) та рис. 1 (б)), а потім до стійки (рис. 1 (в)), звантаженою зусиллям $N = \frac{(1+c_2)N_1}{h_1}$ (на нижньому рівні)

та $c_1 N_1 = aN = \frac{a(1+c_2)N_1}{2}$ (на верхньому рівні), де $a = \frac{2c_1}{1+c_2}$.

Для визначення коефіцієнта розрахункової довжини стрижня використовуємо метод переміщень. Для консольного стрижня з вільним верхнім кінцем (рис. 1 (г)) умови рівноваги мають вигляд:

$$\frac{EI_1 v_1}{h_1 \tan v_1} - \frac{EI_2 v_2 \tan v_2}{h_2} = 0, \tag{1}$$

де v_1 - безрозмірний параметр зусилля нижньої ділянки колони h_1 ; v_2 - безрозмірний параметр зусилля верхньої ділянки колони h_2 .

Рівняння (1) після перетворення буде мати вигляд

$$\frac{v_1}{h_1 \tan v_1} - \alpha v_1 \tan(\alpha v_1) = 0, \tag{2}$$

де $\alpha = \frac{v_2}{v_1} = \frac{h_2}{h_1} \sqrt{\frac{I_1 2c_1}{I_2 (c_2 + 1)}}$.

Після перетворень

$$\frac{v_1}{\tan v_1} \cong \frac{0,13(v_1^2 - 33v_1 + 76)}{9,87 - v_1} \quad \text{та} \quad v_2 \tan v_2 \cong \frac{0,8v_2^2(12,33 - v_2^2)}{9,87 - v_1}.$$

Вирішивши рівняння відносно v_1 , отримаємо

$$v_2 = \frac{1,77n\alpha^2(66 - \alpha^2) + 35,49(23 + \alpha^2)}{n\alpha^2(66 - \alpha^2)[\alpha^2(2,2n + 1) + 2] + (16,6 - 0,5\alpha)(1,3\alpha^4 + 4)}.$$

Коефіцієнт розрахункової довжини μ_1 нижньої частини окремо стоячої колони (підкранової) можливо показати в залежності від параметру v_1 як $\mu_1 = \pi / v_1$.

Для нижньої частини колони у складі рами, тобто зворотній перехід від колони до рами:

$$v_{кр} = v_1 \sqrt{\frac{2}{1 + c_2}}$$

Тоді коефіцієнт розрахункової довжини підкранової (нижньої) частини колони в складі рами:

$$\mu_1^2 = \frac{\pi^2}{v_{кр}^2} = \frac{\pi^2}{\frac{2}{1 + c_2} v_1^2} = \frac{\pi(1 + c_2)}{2v_1^2}, \quad (3)$$

і після перетворення

$$\mu_1^2 = \frac{(1 + c_2) \{ n\alpha^2(66 - \alpha^2)[\alpha^2(2,2n + 1) + 2] + (16,6 - 0,5\alpha)(1,3\alpha^4 + 2) \}}{0,37n\alpha^2(66 - \alpha^2) + 7,5(2,3 + \alpha^4)}.$$

При цьому слід враховувати межу прийнятої формули із умови розриву функції v_1 :

$$n \leq v_1 \sqrt{\frac{2}{1 + c_2}} - 1,5 \quad \text{при } \alpha \leq 1,0$$

і

$$n \leq 1,35 - 0,35\alpha \quad \text{при } \alpha \geq 1,0$$

На верхню частину стійки діє навантаження:

$$P_{кр} = c_1 N = v_2^2 \frac{2c_1}{1 - c_2}. \quad (4)$$

Переходячи до параметру $v_{2кр}$, рівняння можна записати:

$$v_{2кр}^2 = \frac{2c_1}{1 + c_2} v_2^2, \quad (5)$$

якщо $v_2 = \alpha v_1$, то рівняння прийме вигляд:

$$v_{2кр}^2 = \alpha^2 v_1^2 \frac{2c_1}{1 + c_2} \quad \text{або} \quad v_{2кр} = \alpha v_1 \sqrt{\frac{2c_1}{1 + c_2}}. \quad (6)$$

Якщо врахувати, що $v_{1кр} = v_1 \sqrt{\frac{2c_1}{1 + c_2}}$, то $v = \alpha v_{1кр} \sqrt{c_1}$.

Коефіцієнт розрахункової довжини верхньої частини колони у складі рами:

$$\mu_2 = \frac{\pi}{v_{1кр}} = \frac{\mu_1}{\alpha \sqrt{c_1}}. \quad (7)$$

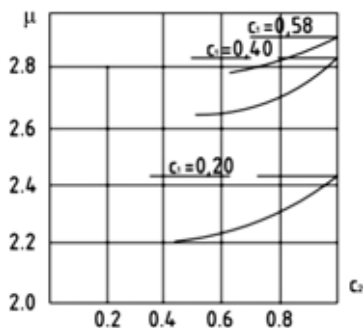


Рис. 2. Коефіцієнт розрахункової довжини в залежності від навантажень діючих на колони рами, розраховані:
 --- по ДБН В.2.6-198:2014 [17];
 — з урахуванням сумісної роботи колон

Значення коефіцієнта розрахункової довжини μ_1 колон рам, підраховані по нормативній та запропонованій методиці наведені на рис. 2.

Аналізуючи графік, можна зробити висновок: зі збільшенням вантажопідйомності крану нерівномірність завантаження колон в рамі збільшується і коефіцієнт розрахункової довжини з урахуванням сумісної роботи колон у складі рами все більше різниця від коефіцієнта, визначеного по нормативній методиці.

3. Експериментальне дослідження роботи стисло-згинальних колон у складі рами

3.1. Варіант навантаження колон. При проведенні експериментальних робіт традиційним є підхід, коли досліджувану конструкцію доводять до вичерпання несучої здатності зі зростанням усіх навантажень. Тоді отримане граничне навантаження, котре витримала конструкція, порівнюють з граничним навантаженням по розрахунку і роблять висновки про відповідність теоретичних передумов розрахунку дійсній роботі конструкцій. При дії на конструкцію декількох залежних один від одного навантажень такий підхід до проведення експерименту логічний.

На конструкцію рами одноповерхової промислової будівлі діють декілька незалежних навантажень. В розрахункове поєднання входять розрахункові значення навантажень, які включають коефіцієнт надійності за навантаженням, котрі враховують можливість зростання навантаження в несприятливу сторону. Одночасне рівномірне зростання значень всіх навантажень їх розрахункового рівня малоімовірне.

Перевищення вітрового і снігового навантаження вище розрахункового рівня для будівель, які побудовані для конкретного снігового і вітрового районів позбавлено сенсу. Розрахункові значення навантажень вже включають несприятливе збільшення характеристичного значення навантажень.

В експерименті можливо виявити резерви несучої здатності окремих навантажень вище розрахункових. На протязі експлуатації при реконструкції будівлі в силу зміни технологічних потреб зростають навантаження на покрівлю (установка обладнання) та збільшення кранових навантажень, що веде до збільшення вертикальних навантажень.

Збільшення усіх навантажень при проведенні експерименту до розрахункового рівня з подальшим збільшенням лише вертикальних навантажень назвемо різно-параметричним навантаженням.

При проведенні експерименту різно-параметричне навантаження представляло собою доведення всіх навантажень, що входять в розрахункове поєднання, до розрахункового рівня з подальшим зростанням лише вертикальних навантажень (ті, що при експлуатації, в силу зміни технологічних вимог, можуть бути збільшені) (рис. 3). При цьому, незначно збільшується і момент, так як збільшення кранових навантажень призведе і до збільшення моменту в перерізі колони.

Збільшення повздовжніх навантажень вище розрахункового значення до вичерпання несучої здатності колон дозволяє визначити фактичний резерв несучої здатності, так як на практиці тільки ці навантаження можуть зростати в процесі експлуатації будівлі.

3.2. Вибір типу колон для досліджень. На теперішній час в промисловості основний об'єм будівель, що будуються – одноповерхові виробничі будівлі (до 80%). Тому при розробці зразків для виробництва натурального зразка колони для дослідження за основу були вибрані колони одноповерхових виробничих будівель комплектного постачання з покрівлею типу «Молодечно».

Навантаження на будівлю були призначені, виходячи із статистичних показників за останні роки, а саме: II вітровий район (29% загальної кількості будівель); II сніговий район (19%); вантажопідйомність крану – 100 кН (14,5%); висота прольоту – 12,8 м (11,5%).

Таким чином, для досліджень вибрані зварні двотаврові колони виробничих будівель прогоном – 24 м, висота колони – 12,8 м, кранова консоль розташована на відмітці – 7,4 м.

Розрахункова схема однопрогонової рами представлена на рис.4. Вона вибрана з жорстким защемленням в фундаменті і шарнірним спиранням ригеля на колони, розрахунок рами виконано розрахунковим комплексом «Ліра». Під розрахункові зусилля підібрано оптимальний переріз – зварений двотавр зі стінкою розміром – 480x8 мм, полиця – 380x12 мм.

Натурні колони були вироблені зі сталі С245 (ВСт3пс6-2). По результатам випробувань трьох плоских стандартних зразків встановлено, що при виготовленні полк колон використалась сталь фактичної товщини 11,9 мм та шириною 380 мм з межею плинності $296 \div 303/299,7$ МПа, а у стінці - сталь фактичної товщиною 7,9 мм та шириною 480 мм, з межею плинності $325 \div 326/326,7$ МПа.

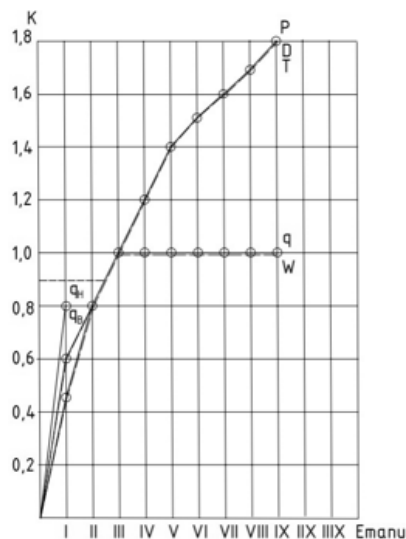


Рис. 3. Етапи навантаження конструкцій



Рис. 6. Загальний вигляд стенду з колонами під час випробувань

У відповідності з розрахунковою схемою опорний лист колони, товщиною 50 мм, жорстко з'єднаний з контрфорсом чотирма болтами, діаметром 55 мм і затягнутих моментом 3,35 кНм.

Передача на колони повздовжніх навантажень (постійної) здійснювалась через жорсткий ригель, шарнірно опертого на колони. Зусилля до ригеля від домкрата ДГМ-200 передавались через реверсер, що змінює на зворотній напрямку зусилля, за допомогою тяга виготовленого з двох стрижнів діаметром 45 мм зі сталі з розрахунковим опором $R_y=510$ МПа (рис. 7). Закріплення реверсора і тяги та тяга до плити контрфорса здійснювалось через циліндричні шарніри, осі яких перпендикулярні до площині рами.



Рис. 7. Вигляд домкрата ДГМ-200 в реверсорі для створення в рамі повздовжнього навантаження

Передача на консолі колон кранового навантаження здійснювалось через навантажувальну балку. Вузли передачі зусиль з навантажувальної балки на консолі колон моделювали натурне спирання колеса крана на кранову рейку. Зусилля з навантажувальної балки від домкрата ДГР-100, опертого на вертикальну плиту контрфорса з внутрішньої сторони, передавалось за

допомогою тяжа (арматурний стрижень діаметром 45 мм, $R_y=510$ МПа), що проходив наскрізь через домкрат і через отвір в плиті контрфорса. Кріплення тяги до навантажувальної балки здійснювалось через циліндричний шарнір. Місце кріплення тяжа зміщено доверху від середини балки для розподілу кранового навантаження у відношенні 3 до 1 (відповідно D_{\max} та D_{\min}). Домкрат спирався на плиту контрфорса через кульовий шарнір.

Передача на колони тормозного навантаження від візка крана в площині рами здійснювалось через навантажувальну балку за допомогою ваг, розташовану на спеціальних підвісках.

Передача на ригель на колонах зосередженого вітрового навантаження здійснювалась домкратом ДГМ-25 через важіль (рис. 8).

Для забезпечення зміщення колон із площини були встановлені зв'язки – конструкції, що складались із стійок з підкосами. Зв'язки розташовані на рівні консолей та в рівні верха колон не перешкоджали переміщенню колон у площині рами (рис.8).



Рис. 8. Передача зосередженого вітрового навантаження домкратом ДГМ-25 через важіль

3.4. Способи вимірювання напружено-деформованого стану конструкцій. Для визначення напружень в полках і стінках колон були використані тензорезистори. В найбільш напружених перерізах колон (перерізи 1 і 8, дивись рис.9) тензорезистори були розташовані на торцях полиць, на полках під стінкою зовні (верхня колона) і над стінкою зовні (нижня колона) та на стінках з двох сторін у трьох перерізах по висоті. Поблизу з цими перерізами (1 і 8) для контролю з двох сторін полк були встановлені тензометри Гугенбергера.

На решті перерізів з обох сторін були наклеєні тензорезистори тільки на торцях полиць з обох сторін та двох перерізах стінки по висоті.

Для вимірювання прогинів колон в площині рами в 6-ти перерізах колон були використані вертикально встановлені лінійки. Значення переміщень визначалось за допомогою стрілок, закріплених на полицях.

В перерізах 1 і 8 (рис. 9) були встановлені прогиноміри Мокіна. За переміщенням опорної плити контрфорса було встановлено контроль за допомогою прогиноміра Мокіна з однієї сторони та індикатора годинного типу з другої.

Для контролю зусиль, які створювались домкратами ДГР-100 і ДГМ-200, що передаються на конструкцію через тяжі, на тяжах були встановлені тензорезистори та тензометри Гугенбергера. Отриманні показання порівнювались з показаннями на манометрах домкратів.

Для вимірювання вітрового зосередженого навантаження між ригелем та важелем були встановлені тензометри Гугенбергера.

Умовно за «нульовий» відлік тензометричної системи прийнято положення колон, при якому лінії, що поєднують центри оголовків і баз колон, горизонтальні. Такого положення вдалося досягти за допомогою регульованого по висоті знімного упору, встановленого під оголовком нижньої колони.

При цьому розрахункова схема кожної колони може бути представлена у вигляді статично невизначеної балки з защемленим одним кінцем і шарнірно закріпленим другим. В такій балці від власної ваги, що складає 1,02 кНм, виникають згинальні напруження котрі (в перерізах 1 і 8) досягають 0,84 МПа, що складає менше 1% від напруження в цих перерізах при розрахунковому завантаженні, і тому напруженням згину у «нульовому» положенні колон можливо знехтувати.

Схема розташування вимірювальних пристроїв показана на рис. 9.

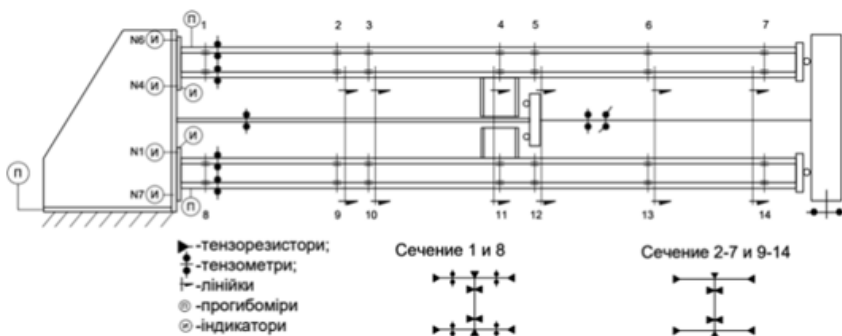


Рис. 9. Схема розташування вимірювальних пристроїв

3.5. Методика навантаження колон. Навантаження колон вели поетапно з витримкою на кожному етапі 20-30 хвилин. За весь час випробувань було IX етапів навантаження (рис. 3), які були долями від розрахункового значення. Основною характеристикою етапу навантаження була доля повздовжньої (постійного та снігового навантаження та ваги стінового огороження), кранового та гальмівного навантаження від їх розрахункового значення (K).

Перелічені види навантажень на всіх етапах додавались з однаковим значенням K, котре в подальшому при аналізі результатів, використали в якості об'єднуючого параметру навантаження, нарівні з номером етапу.

За «нульову» позначку системи для усіх навантажень прийнято положення рами, при котрому осі колон горизонтальні, а під оголовок колон підведена опора.

На кожному етапі навантаження рами вели в наступній послідовності:

1. Після видалення опори з під оголовка нижньої колони власна вага колони імітувала в них вітровий розподіл навантажень – активну та пасивну (відрив). Вага кожної колони (1,02 кН/м) імітувала при цьому на верхній колоні 63% від розрахункового активного навантаження, а в нижній – 80% від розрахункового пасивного вітрового навантаження. До розрахункового значення вітрове розподілене навантаження доводили вагами, рівномірно розташованими повздовж колон по верхній полиці. Збільшення вітрового навантаження понад розрахункове значення не проводили (див. рис. 3).

2. Потім до колон додавали повздовжнє (постійні та змінні довготривалі) та кранові навантаження домкратами. Значення цих навантажень, в долях від розрахункового, були основною характеристикою навантажень.

3. Після цього до рами додавали гальмівне навантаження від візка крана шляхом завантаження підвісок вагами. Значення цього навантаження на кожному етапі відповідало долі від розрахункового повздовжнього та кранового навантаження.

4. Потім на раму передавали зосереджене вітрове навантаження на рівні ригелю. Вага ригелю і частково реверсора з домкратом ДГМ-200 і тяжами дорівнювала 13,2 кН, що складало 46% від розрахункових значень вітрового зосередженого навантаження. При визначенні зусилля на домкрат ДГМ-25 цю частину навантаження зараховували. Збільшення вітрового зосередженого навантаження вище розрахункового значення не робили.

5. В останню чергу компенсували додаткові вертикальні сили, що виникають в рамі при переміщенні оголовків колони і опорних консолей вниз в процесі навантаження (рис. 8), тобто відхилення ліній прикладання навантажень від перпендикулярного до ригелю та загрузочній крановій балці. Ці сили V_p і V_d показані на рис. 10 (а),(б),(в) і збільшуються по мірі зростання прогину рами і можуть суттєво збільшити прикладені вертикальні вітрові навантаження на раму, якщо не прийняти міри по їх компенсації. Значення сил V_p і V_d на кожному етапі навантаження були визначені, знаючи зусилля, що розвивають домкрати та зміщення переміщення точок прикладання навантажень P і D від горизонталі f_p і f_d та відстаней l і l_1 від шарнірів на контрфорсі до точок прикладання до ригеля та погрузочній підкрановій балці (рис. 10). При цьому $V_p = P \sin\varphi$, де $\sin\varphi = f_p / l \approx \varphi$, а $V_d = D f_p / f_d$. Підраховані таким чином значення сил V_p і V_d наведені на відповідних графіках (рис. 11 (а),(б)).

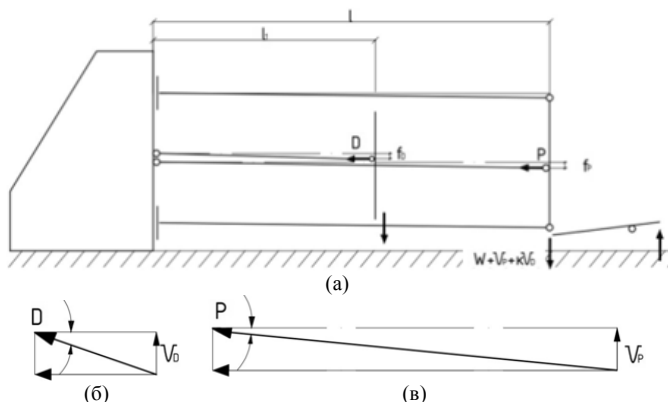


Рис. 10. Схеми дії сил на рамну конструкцію під час навантаження (а) та розкладення зусиль, що прикладались до навантажувальної кранової балки (б) і до ригелю (в)

В результаті вказаної компенсації додаткових зусиль до нижнього кінця ригелю прикладалися зусилля, що дорівнювали:

$$W + V_p + \chi V_d,$$

де W - вітрове зосереджене навантаження по розрахунку; χ - коефіцієнт, що враховує переніс точки прикладення сили V_d з навантажувальної балки до ригеля.

Для зменшення величини V_p при навантаженнях близьких до розрахункових, горизонтальне прикладання навантаження P конструктивно забезпечили при прогині оголовка колони рівним 90 мм (рахуючи від умовного «нуля» на опорі), для чого місце кріплення тяги до контрфорса зміщено на 90 мм.

В результаті навантаження колони були доведені до руйнування при навантаженні на етапі IX (рис. 3), а загальний вигляд рами після втрати несучої здатності приведений на рис. 12.

3.6. Напружено-деформаційний стан та вичерпання несучої здатності колон. В результаті експериментальних випробувань були доведені до вичерпання несучої здатності дві натурні сумісні колони у

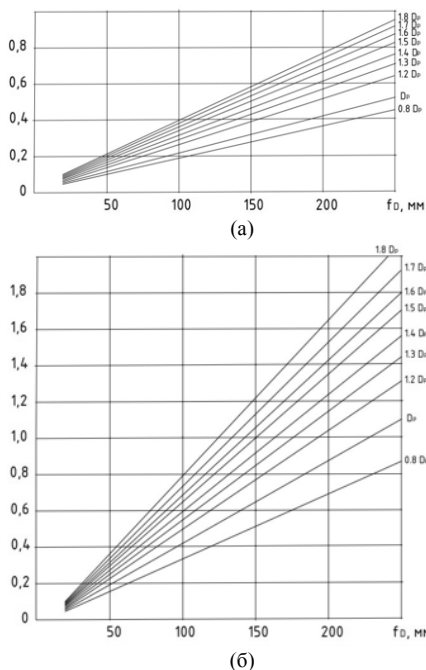


Рис. 11. Значення додаткових вертикальних зусиль V_p і V_d в залежності від f_b і f_d при різних рівнях навантаження, діючих на підкранову балку (а) та ригель (б)

складі рами [12, 13, 14]. Матеріали, перерізи та довжини двох пар колон були ідентичні, за винятком того, що у однієї пари колон при з'єднанні полиці зі стійкою використовувались односторонні зварювальні шви.

По результатам випробувань (по показанням тензорезисторів) отримані значення деформацій в різних перерізах в залежності від навантаження.

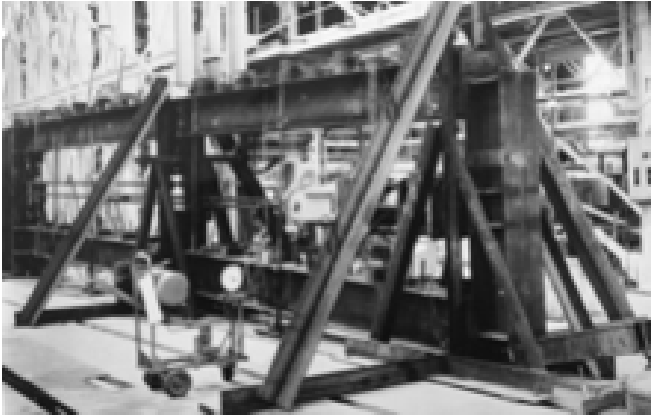


Рис. 12. Загальний вигляд рами після втрати несучої здатності

На етапі навантаження $K=1,6$ відзначений поворот полку в площині перерізу, що свідчить про місцеву втрату полиць (графіки деформацій симетричних датчиків змінили напрямок на зворотній).

Дійсно, при збільшенні навантажень, нижня (стисла) полиця верхньої колони почала втрачати стійкість, що проявилось в появі хвилеподібному виторзі. Максимальне відхилення склало 6 мм на відстані 1730 мм бази колони (рис. 13). Розповсюдження хвиль відмічено по довжині колони до підкранової консолі.

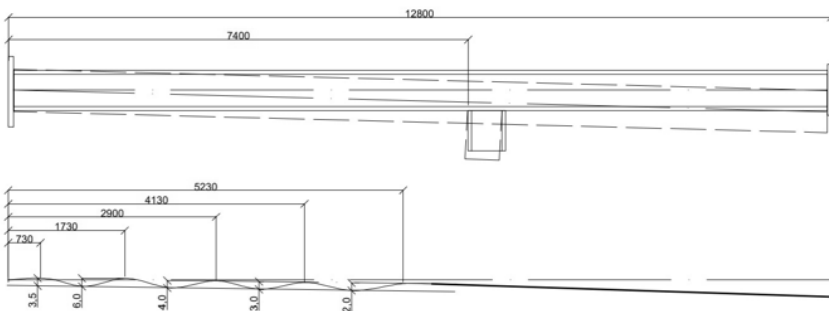


Рис. 13. Втрата стійкості нижньої (стислої) полиці верхньої колони

На рис. 14 наведені значення змінювання деформацій у найближчих до затискання колон в контрфорсі перерізах 1, 2, 8, 9.

Як видно з графіків, вже при навантаженні $K=1,4$ колони починають працювати в пружно-пластичній стадії. Для верхньої (більш навантаженої) перегин графіків виражений більш характерний – ця колона починає переходити в пружно-пластичну стадію раніше нижньої.

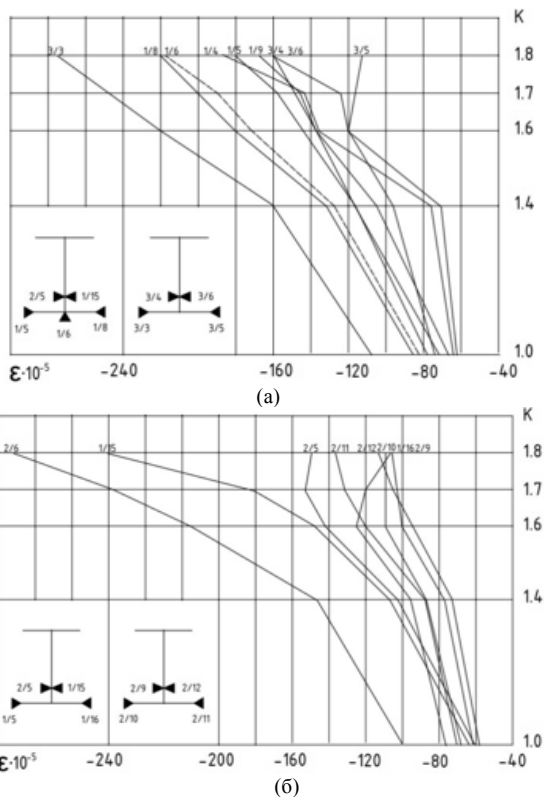


Рис. 14. Графіки зміни деформацій в залежності від навантаження в різних перерізах колон: (а) – лівої; (б) – правої

За результатами випробувань по показникам тензодатчиків в перерізах колон 1-14 були побудовані також епюри нормальних напружень (рис. 15). В перерізах нижньої частини колон епюри нормальних напружень носять згинальний характер, в верхній – практично центрально стислі. В перерізах 1-1 і 8-8 видно межа плинності досягається в нижніх полках колон та частинах стінках, а верхня полка та на більшій частині стінки працюють у пружній стадії.

Також отримані експериментальні нормативні напруження в полках перерізів колон, найближчих до бази, були порівняні з напруженнями отриманими по розрахункам за програмою «Ліра». Значення порівнянних напружень досить близькі, а зі збільшенням навантаження і віддаленням від опори ця різниця ще й зменшується.

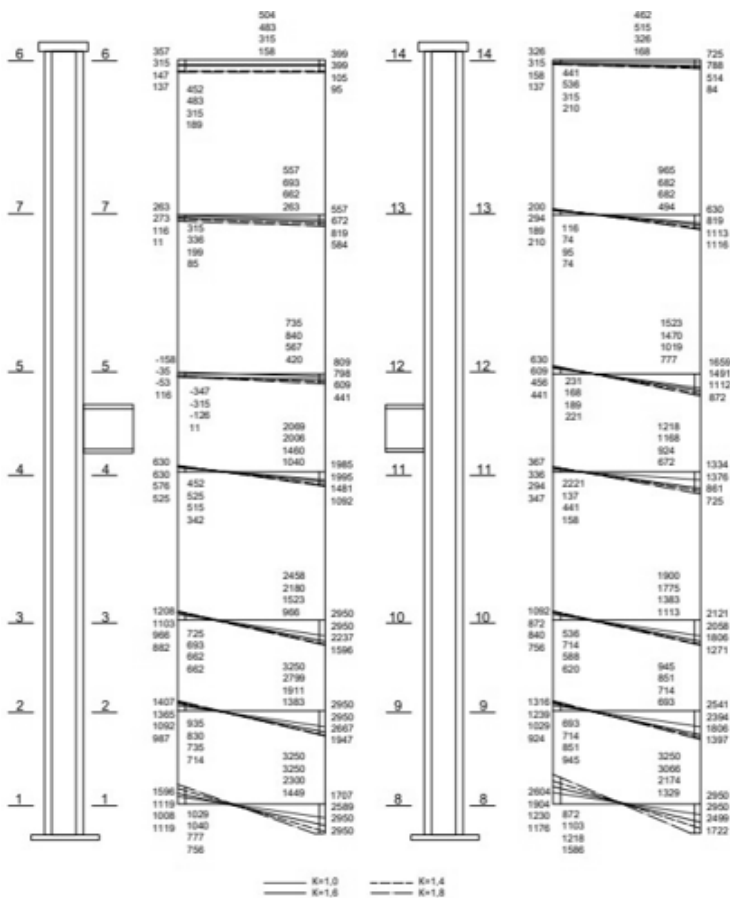


Рис. 15. Епори нормальних напружень в перерізах колон на різних етапах навантаження

Експериментальне значення нормальних сил та згинаючих моментів в рамі при розрахунковому навантаженні, отримані по значенням напружень σ_n і σ_m . Вони отримані шляхом розкладання позацинтового стиску на центральний стиск і вигин при пружній роботі рами.

При цьому нормальна сила (N) та згинаючий момент (M) підраховувались за формулами:

$$N = \frac{\varepsilon_{\max} + \varepsilon_{\min}}{2} E \cdot A = \sigma_n \cdot A, \quad (8)$$

$$M = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}}{2} E \cdot W_x = \sigma_m \cdot W_x, \quad (9)$$

де ε_{\max} та ε_{\min} - деформації в крайніх фібрах перерізів колон, отримані по показникам терморезисторів; E – модуль пружності металу, прийнятий $2,1 \times 10^4$ кН/см²; A – площа перерізу; W_x – момент опору перерізу.

Відношення експериментальних значень величин до розрахованих за програмою «Ліра» представляють собою конструктивну похибку S . При визначенні конструктивної похибки по нормальним силам, експериментальні значення були взяті середніми по трьом перерізам повздовж колони. При розрахунковому навантаженні для верхньої колони похибка склала $C_n = 43,7/49,6=0,88$, а для нижньої колони - $C_n = 32,87/37,5=0,88$.

При визначенні конструктивної похибки по згинаючому моменту експериментальні значення, отримані в двох нижніх перерізах колони, екстраполювалися на переріз біля бази, яке є розрахунковим. Тоді, також при розрахунковому навантаженні, для верхньої колони похибка склала $C_m = 35,5/37,3=0,95$, а для нижньої колони - $C_m = 37,8/39,8=0,95$.

Зіставлення експериментальних та теоретичних значень нормальних напружень показані на рис. 16.

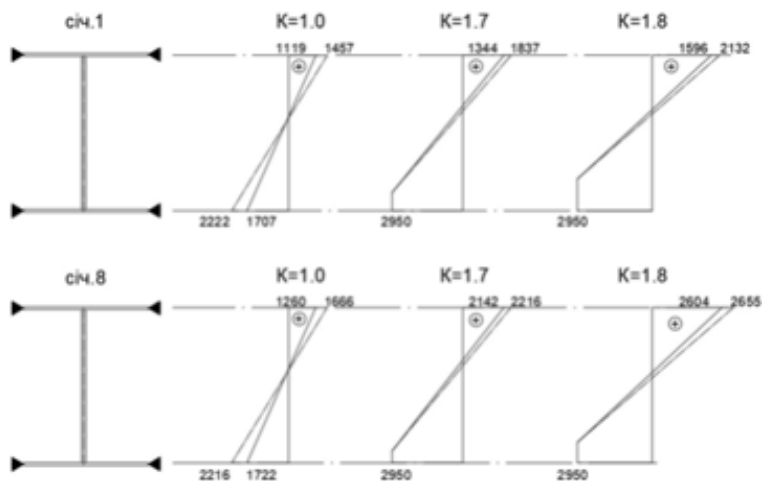


Рис. 16. Нормальні напруження в перерізі 1 лівої колони і перерізі 8 правої колони на різних етапах навантаження:
 — експериментальні; ---- - підраховані за програмою «Ліра»

На рівні навантаження $K=1,4$ переріз колони працює в пружній стадії і використання перехідних формул (8) і (9) за модулем пружності є достовірним.

При збільшенні навантаження від $K=1,4$ до $K=1,6$ в обох колонах в нижніх стиснутих полицях і стінці з'являється плинність. В полиці верхньої колони бачимо розвиток плинних деформацій від основи колони до перерізу 3. Коли на цій ділянці плинні деформації пронизують повністю полку, вона виключається з роботи. Переріз робиться асиметричним і пружне ядро перерізу зменшується. Саме на цьому етапі завантаження зафіксовано хвилеподібне вигинання нижньої полки верхньої колони, тобто втрата місцевої стійкості внаслідок розвитку плинних деформацій у полиці (рис. 17).

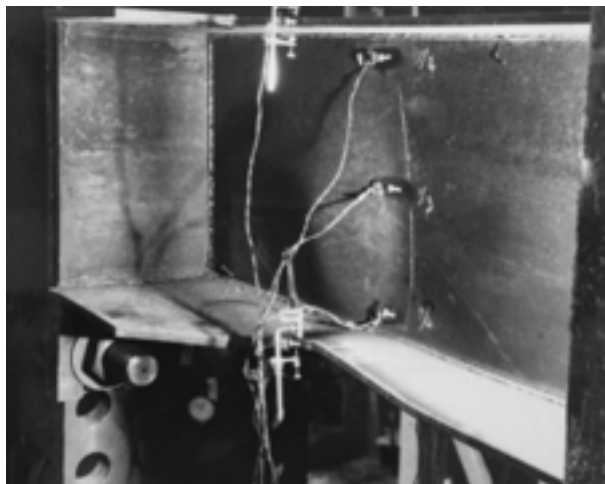


Рис. 17. Місцева втрата стійкості стислої полиці колони

В полиці нижньої колони при рівні навантаження $K=1,6$ плинні деформації зафіксовані лише в перерізі 8. В стінці верхньої колони на невеликій ділянці колони від основи до перерізу 1-1 з'являється плинність, а стінка нижньої колони на цьому етапі працює в пружній стадії (рис. 18).

Межа плинності матеріалу стінки ($R_y=325$ МПа) вище межі плинності матеріалу полук ($R_y=296$ МПа) і відповідно при зростанні навантаження плинні деформації в стінці виникають пізніше. Пластичні деформації поступово (зі збільшенням навантаження) пронизують все більшу частину стінки, зменшуючи пружну частину ядра. При цьому колони фактично мають перемінний по довжині переріз, так як матеріал колон, пронизаний плинними деформаціями виключається з роботи.

При $K=1,8$ пластичні деформації пронизують вже значну частину стінки (повністю стиснута зона перерізу) (див. рис. 19), про що свідчить поява ліній Чернова-Людерса.

При подальшому збільшенні навантажень відбувається втрата загальної стійкості колон у складі рами. Втрата загальної стійкості, проявилась в зростанні прогинів при постійному значенні навантажень і подальшому різкому спаді навантажень. В найбільше напружених місцях верхньої та нижньої колони, де була найбільша амплітуда хвилі нижньої полиці при втраті місцевої стійкості на етапі $K=1,6$, в момент загальної втрати стійкості появилася одна півхвиля з великою амплітудою (рис. 19). В цих місцях відбулося хвилеподібне вигинання і в стінці колони (рис. 20).

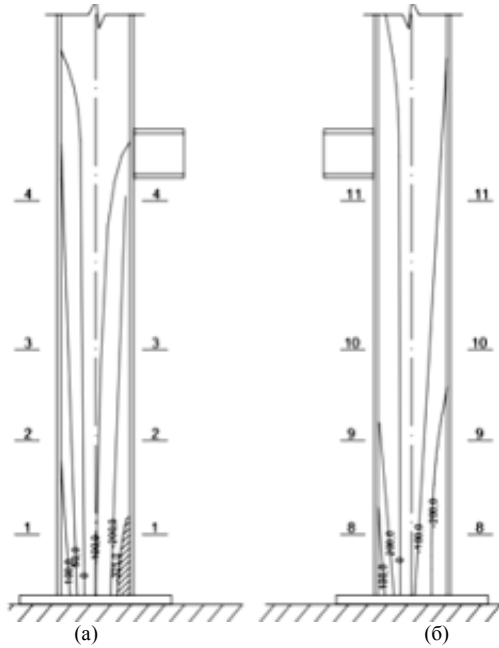


Рис. 18. Розподіл нормальних напружень (МПа) при $K=1,6$ в лівій (а) і в правій (б) колоні

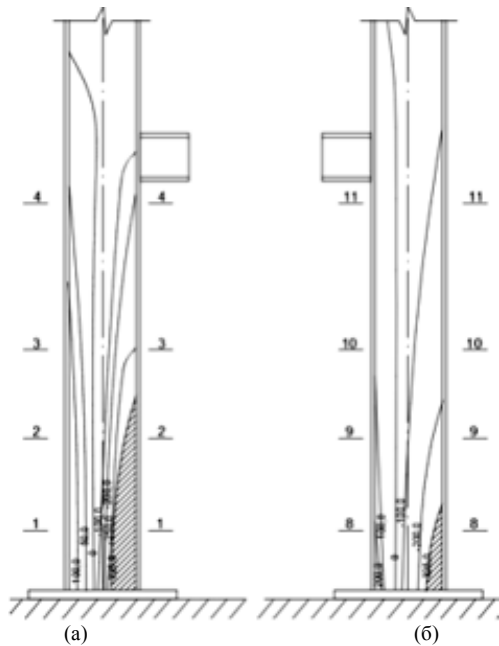


Рис. 19. Розподіл нормальних напружень (МПа) при $K=1,8$ в лівій (а) і в правій (б) колоні



Рис. 20. Втрата місцевої стійкості полиці та ділянки стиснутої стінки колони

Колони втратили стійкість в площині рами при $K > 1,8$ для повздовжнього, кранового та гальмівного (від візка крану) навантаження та $K = 1,0$ для рівномірно розподіленого та зосередженого вітрового навантаження. При цьому критична повздовжня сила склала 893 кН, що в 1,8 рази більше розрахункового навантаження, що дорівнює 496 кН.

Переміщення оголовку колони до моменту втрати стійкості склало 304 мм.

Виміри у процесі навантаження перерізів колон складалося з власного прогину колон під дією нормальних сил та згинаючого моменту та переміщень внаслідок повороту контрфорсу (податливість системи навантаження).

Вимірювання повороту контрфорсу відносно силового полу дозволило виявити податливість системи.

Віднімаючи ці переміщення із загальних переміщень колон було отримано фактичні переміщення колон на різних етапах навантаження (рис. 21).

Порівняння експериментальних прогинів колон з прогинами підрахованими за програмою «Ліра» показали гарну збіжність. На етапі максимального навантаження (при $K = 1,8$) експериментальні значення переміщень склали 304 мм, а теоретичні склали 309 мм.

Відносний прогин колон при нормативних значеннях навантажень склав - $166/12800 = 1/77 H$, де H – повна висота колони. Це значення відносного прогину практично відповідає граничним значенням, що відповідають нормативним $1/75 H$ [17].

Відносний прогин колон при критичному навантаженні (в граничній точці) склав - $304/12800 = 1/42 H$.

На всіх етапах навантаження вигин бази колон контролювався шістьма індикаторами. Величини вигину на всіх етапах навантаження показані на рис. 22. При граничному навантаженні ($K = 1,8$), коли вони значно перебільшили розрахункові, максимальний вигин опорного листа бази склав 1 мм.

Висновки

1. Розроблена методика розрахунку на стійкість стисло-згинальних колон у складі поперечника з крановими навантаженнями. Методика враховує сумісність роботи неоднаково навантажених колон в складі рами і форму деформування під дією активного навантаження. Розрахункова довжина, підрахована для рам з крановими

навантаженнями по запропонованій методиці, менше значень розрахункових довжин по діючим нормам на 8-20%.

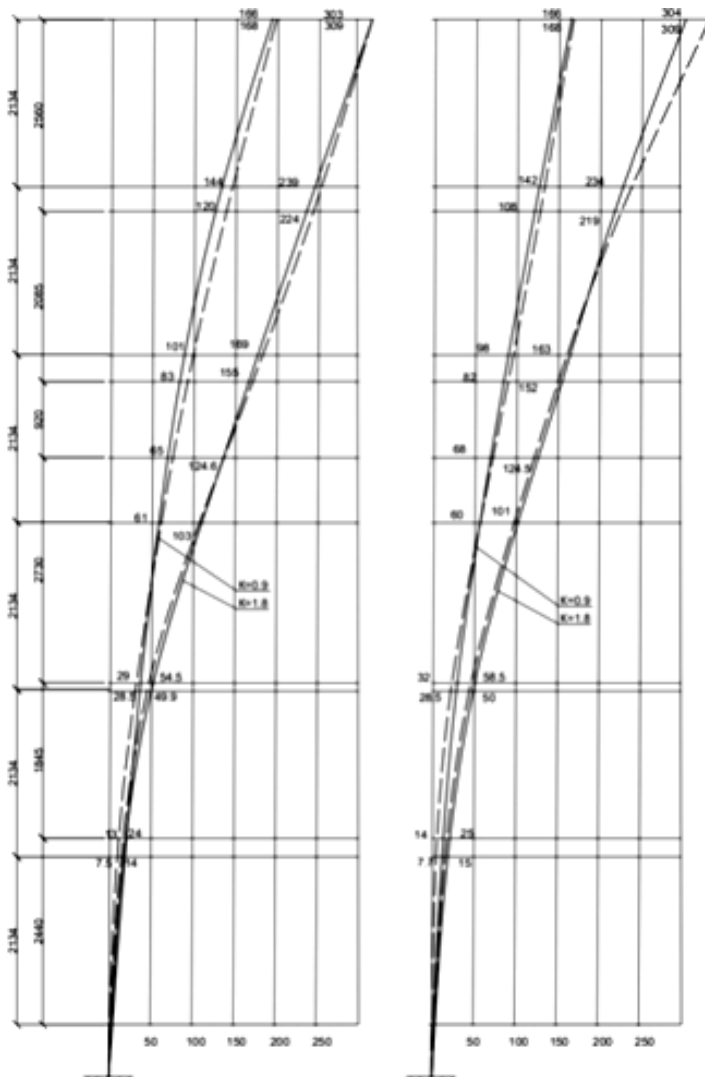


Рис. 21. Експериментальні і теоретичні вигини колон на різних етапах навантаження: ___ - експериментальні; ----- - розраховані за програмою «Ліра»

2. Експериментальні дослідження натурних стисло-згинальних колон в складі рами з прикладанням усіх навантажень, що на них діють (постійні, вітрові та кранові) на різних етапах навантаження, аж до вичерпання несучої здатності, дали змогу дослідити фактичний напружено-деформаційний стан колон та їх переміщення, вигини плит

баз колон, розвиток плинних деформацій в полицях стінки, місцеву втрату стійкості полиць та стінки, загальну втрату стійкості колон в складі рами.

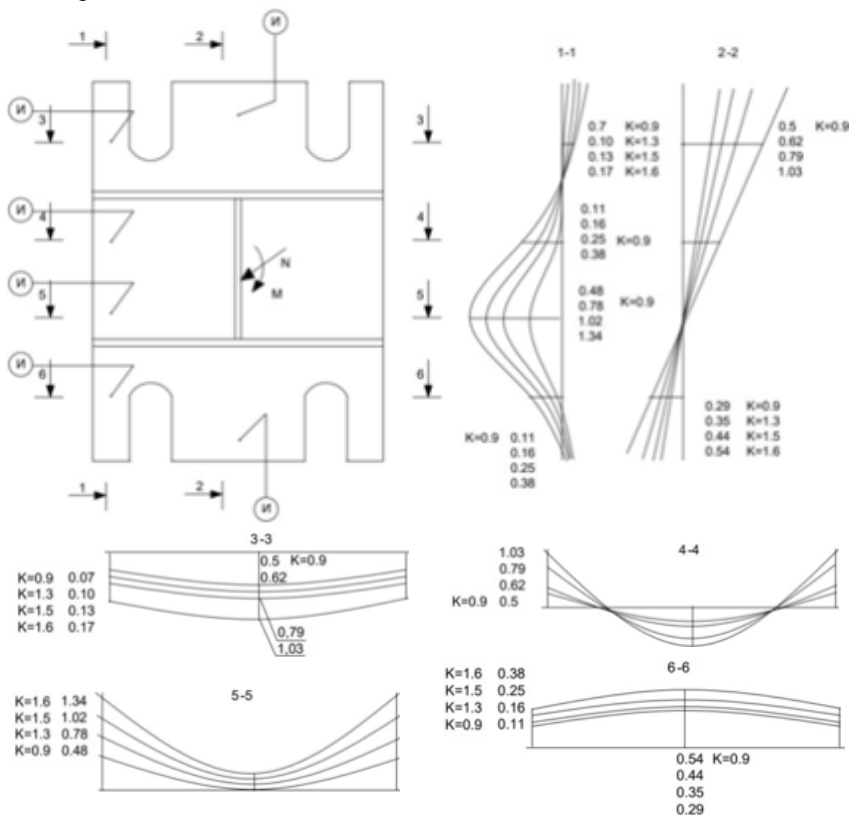


Рис. 22. Вигин опорної плити бази правої колони на різних етапах навантаження

3. Для реконструйованих промислових будівель запропонована методика визначення резервів несучої здатності по вертикальному (крановому) навантаженні з урахуванням різно-параметричного навантаження і фактичних розрахункових опорів.

Під різно-параметричним навантаженням тут розуміється таке навантаження, коли до розрахункового рівня усі навантаження зростають пропорційно, а далі зростають лише вертикальні навантаження до вичерпання несучої здатності. Це дає змогу значно збільшити вертикальне (постійне та кранове) навантаження на каркас будівлі при її реконструкції, що підтверджено і експериментальними дослідженнями. В експерименті поперечник витримав вертикальне навантаження на 80% вище розрахункового (при різно-параметричному навантаженні).

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Бельский Г.Е.* К расчету плоских рам за пределом упругости // Теория и расчет сооружений: Сб. трудов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1970. Вып. 13. С. 202-207.
2. *Бельский Г.Е.* Расчет сжатых стальных стержней с упругими защемлениями колонн. – М.: Госстройиздат, 1959. – 147 с.
3. *Вольмир А.С.* Устойчивость деформируемых систем. – М.: Наука, 1967. – 984 с.
4. *Дривинг А.Я.* К расчету на устойчивость свободных рам // Строительная механика и расчет сооружений. - 1967. №1. С. 13-16.
5. *Дривинг А.Я.* О некоторых особенностях расчета стальных рамных конструкций // Металлические конструкции и испытания сооружений: Межвуз. темат. сб. трудов ЛИСИ. – Л., 1967. С. 94-102.
6. *Гордеев В.Н.* Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 482 с.
7. *Лейтес С.Д.* Устойчивость сжатых стальных стержней // М.: Гостройиздат, 1954. – 380 с.
8. *Корноухов Н.В.* Избранные труды по строительной механике. – К.: Изд. АНУССР, 1963. – 324 с.
9. *Пашинський В.А.* Методологія нормування навантажень на будівельні конструкції. Автореф. дис. доктора техн. наук / ПДТУ. – Полтава, 1998. – 33 с.
10. *Стрелецкий Н.С.* К расчету сложных статически неопределимых систем. - М.: Изд. Высшего технического комитета. НКПС, 1921. – 67 с.
11. *Тимошенко С.П.* Устойчивость упругих систем. – М.: Гостехиздат, 1946. – 532 с.
12. *Яровой С.Н.* Исследование несущей способности натуральных сварных колонн / В.М. Горпинченко, А.Я. Дривинг, М.И. Гукова, С.Н. Яровой // Тезисы докладов на международной научной конференции «Сварные конструкции». – К.: ИЭС им. Б.О. Патона, 1990. С. 24-25.
13. *Яровой С.Н.* Расчет колонн каркаса промышленного здания с учетом совместной работы в составе поперечника / Е.Ю. Дорофеев, А.И. Горовый, С.Н. Яровой // Збірник наукових праць «Будівництво, матеріалознавство, машинобудування». – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2010. Вып. 56, С. 647-650.
14. *Яровой С.Н.* Несущая способность колонн, работающих в составе поперечника одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами. Автореф. дис. канд. техн. наук / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. - М., 1989. - 24 с.
15. *Considere.* Resistance des pieces comprimees // Paris/ Inst. des Construct Comptes Rendus. – 1891. – P. 37-43.
16. *Euler.* Sur la force des colonnes // Berlin. Mit. Acad. – 1757-1759. – 170 p.
17. *ДБН В.2.6-198:2014.* Сталеві конструкції. Норми проектування. - К.: Мінрегіон України, 2014. – 206 с.

REFERENCES

1. *Belsky G.E.* To the calculation of flat frames beyond the limit of elasticity // Theory and calculation of structures: Sat. Proceedings of TsNIISK named after V.A. Kucherenko - M., 1970. Issue. 13. P. 202-207.
2. *Belsky G.E.* Calculation of Compressed Steel Bars with Elastic Clamping of Columns. –M.: Gosstroyizdat, 1959. - 147 p.
3. *Volmir A.S.* Stability of deformable systems. -M.: Nauka, 1967. - 984 p.
4. *Driving A.Ya.* To the calculation of the stability of free frames. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. - 1967, №. 1. P. 13-16.
5. *Driving A.Ya.* On some features of the calculation of steel frame structures // Metal constructions and testing of structures: Interuniversity. subject. Sat. works LISI, -1967. P. 94-102.
6. *Gordeev V.N.* Loads and impacts on buildings and structures / V.N. Gordeev, A.I. Lantukh-Lyashchenko, V.A. Pashinsky, A.V. Perelmuter, S.F. Pichugin. - M.: Publishing House of the Association of Construction Universities, 2007. - 482 p.
7. *Leites S.D.* Stability of compressed steel rods . - M.: Gostroyizdat, 1954. – 380 p.

8. *Kornoukhov N.V.* Selected works on structural mechanics. – K.: Ed. AN Ukrainian SSR, 1963. – 324 p.
9. *Pashinsky V.A.* Methodology of standardization of navantage on budivelni constructions. Abstract Dis. doctor of technical sciences / PDTU. - Poltava, 1998. - 33 p.
10. *Streletsky N.S.* To the calculation of complex statically indeterminate systems. - M.: Ed. Supreme Technical Committee. NKPS, 1921. - 67 p.
11. *Tymoshenko S.P.* Stability of elastic systems. – M.: Gostekhizdat, 1946. – 532 p.
12. *Yarovoy S.N.* Investigation of the bearing capacity of full-scale welded columns / V.M. Gorpichenko, A.Ya. Driving, M.I. Gukova, S.N. Yarovoy // Abstracts of reports at the international scientific conference "Welded structures". -K, IES im. B.O. Paton, 1990. – P. 24-25.
13. *Yarovoy S.N.* Calculation of the columns of the frame of an industrial building, taking into account joint work as part of the diameter / E.Yu. Dorofeev, A.I. Gorovoy, S.N. Yarovoy // Collection of scientific practices "Business, material science, machine building". – Dnipropetrovsk: PDABA, 2010. Vip. 56, P. 647-650.
14. *Yarovoy S.N.* Bearing capacity of columns operating as part of the diameter of one-story industrial buildings with overhead cranes. Abstract dis. cand. tech. Sciences / TsNIISK im. V.A. Kucherenko. -M., 1989. - 24 p.
15. *Considere.* Resistance des pieces comprime cong // Paris/ Inst. des Construct Comptes Rendus. – 1891. – P. 37-43.
16. *Euler.* Sur la force des colones // Berlin. Mit. Acad. – 1757-1759. – 170 p.
17. *DBN V.2.6-198:2014.* Steel structures. Standards for design. - K.: Minregion Ukrainy, 2014. - 206 p.

Стаття надійшла 22.02.2022

Yaroviy S.M., Savytskyi M.V., Slobodianiuk S.O.

RESERVES OF THE BEARING CAPACITY OF METAL COLUMNS AS PART OF A SINGLE-SPAN FRAME WITH CRANE LOADS

The search for reserves of bearing capacity and improvement of the calculation of compressed-flexural metal columns is an urgent task. This makes it possible to more fully take into account the actual operation of structures and metal savings. An analysis of these and other issues is given in this paper on the basis of theoretical and experimental studies of life-size compressed-curved columns as part of a single-story and single-span industrial building with overhead cranes. The purpose of this work was to search for reserves of the bearing capacity of compressed-bent columns as part of the diameter of one-story single-span buildings with overhead cranes. As a result of the theoretical studies carried out, a method for calculating the stability of compression-bending columns as part of a cross section with crane loads has been developed. The technique takes into account the compatibility of the work of unevenly loaded columns in the frame and the shape of the deformation of the columns under the action of an active load. The estimated length calculated for frames with crane loads according to the proposed method is less than the estimated lengths according to current standards by 8-20%. To implement the tasks set in the experiment, a stand was developed and manufactured that allows testing the column as part of the frame and applying all types of vertical and horizontal loads to it. Experimental studies of full-scale compression-bending columns as part of a frame with the application of all loads that act on them (permanent, wind and crane) at different stages of the load, up to the exhaustion of the bearing capacity, made it possible to investigate the actual stress-strain state of the columns and their movement, bending of column base plates, development of current deformations in web flanges, local buckling of flanges and webs, general buckling of columns in the frame. For reconstructed industrial enterprises, a method for determining the reserves of bearing capacity for vertical load based on multiparameter loading of the diameter is proposed.

Key words: metal columns, stability, elastic-deformation state, displacement, load, local and general loss of stability.

Яровой С.Н., Савицкий Н.В., Слободянюк С.А.

РЕЗЕРВЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОЛОН В СОСТАВЕ ОДНОПРОЛЕТНОГО КАРКАСА С КРАНОВЫМИ НАГРУЗКАМИ

Поиск резервов несущей способности и усовершенствование расчета сжато-изгибных металлических колонн является актуальной задачей. Это позволяет более полно учитывать действительную работу конструкций и экономию металла. Анализ этих и других вопросов приведен в данной работе на основе теоретически-экспериментальных исследований сжато-изогнутых колонн в натуральную величину в составе одноэтажного и однопролетного промышленного здания с мостовыми кранами. Экспериментальные исследования натуральных сжато-изгибающих колонн в составе рамы с прикладыванием всех нагрузок, которые на них действуют (постоянные, ветровые и крановые) на разных этапах нагрузки, вплоть до исчерпания несущей способности, дали возможность исследовать фактическое напряженно-деформационное состояние колонн и их перемещение, изгибы плит баз колонн, развитие текущих деформаций в полках и стенке, местную потерю устойчивости полков и стенок, общую потерю устойчивости колонн в составе рамы.

Ключевые слова: металлические колонны, устойчивость, напряженно-деформационное состояние, перемещение, нагрузка, местная и общая потеря устойчивости.

УДК 624.046.2: 628.014

Яровой С.М., Савицкий М.В., Слободянюк С.О. Резервы несущей способности металлических колонн у складі однопрогону каркасу з крановими навантаженнями // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник – К.: КНУБА, 2022. – Вип. 108. – С. 217-242.

Пошук резервів несучої здатності та удосконалення розрахунку стисло-згинальних металевих колон є актуальною задачею. Це дає змогу повніше враховувати дійсну роботу конструкцій та економію металу.

Рис. 21. Бібліогр. 17 назв.

UDK 624.046.2: 628.014

Yarovoy S.M., Savytskyi M.V., Slobodianiuk S.O. Reserves of the bearing capacity of metal columns as part of a single-span frame with crane loads // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – К.: KNUBA, 2022. – Issue 108. – P. 217-242.

The search for reserves of bearing capacity and improvement of the calculation of compression-bending metal columns is an urgent task. This makes it possible to more fully take into account the actual work of structures and the eucomia of the metal.

Fig. 21. Ref. 17.

УДК 624.046.2: 628.014

Яровой С.Н., Савицкий Н.В., Слободянюк С.А. Резервы несущей способности металлических колонн в составе однопролетного каркаса с крановыми нагрузками // Сопротивление материалов и теория сооружений. - 2022. - Вып. 108. - С. 217-242.

Поиск резервов несущей способности и усовершенствование расчета сжато-изогнутых металлических колонн является актуальной задачей. Это позволяет более полно учитывать действительную работу конструкций и экономию металла.

Ил. 21. Библиогр. 17 назв.

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор кафедри будівельних конструкцій ЯРОВИЙ Сергій Миколайович.

Адреса робоча: 61002, м. Харків, вул. Сумська, 40, Харківський національний університет будівництва та архітектури, проф. ЯРОВИЙ Сергій Миколайович.

Мобільний тел.: +380976548245.

E-mail: psp.nauka@gmail.com.

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-6833-6462>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, ректор академії САВИЦЬКИЙ Микола Васильович.

Адреса робоча: 49005, м. Дніпро, вул. Чернишевського, 24а, ДВНЗ "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури", ректор САВИЦЬКИЙ Микола Васильович.

Мобільний тел.: +380503203308.

E-mail: sav15@ukr.net.

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-4515-2457>

Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада): доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівельної і теоретичної механіки та опору матеріалів СЛОБОДЯНЮК Сергій Олександрович.

Адреса робоча: 49005, м. Дніпро, вул. Чернишевського, 24а, ДВНЗ "Придніпровська державна академія будівництва та архітектури", проф. СЛОБОДЯНЮК Сергій Олександрович.

Мобільний тел.: +380662137823.

E-mail: slobodianiuk.sergey@gmail.com.

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-4874-7296>