

## МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕВИХ І СТАЛЕБЕТОННИХ КОЛОН ІЗ ШВЕЛЕРІВ

Семко О.В.  
Гасенко А.В.

*Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка*

---

**Актуальність проблеми та її обґрунтування.** При проектуванні стійок промислових і цивільних будівель часто застосовують прокатні й гнуті профілі, труби. Сьогодні виконують активні експериментальні та теоретичні дослідження у напрямку оптимізації форми профілів та розширення їх сортаменту. Також як центрально-стиснуті елементи широко починають застосовувати сталобетонні конструкції [5]. Їх перевагами є збільшення несної здатності металевої оболонки за рахунок підвищення місцевої стійкості бетоном. В свою чергу, оболонка сприяє створенню трьохосного напруженого стану в бетоні [6]. Експериментальні дослідження сталобетонних колон підтверджують зміцнення бетону [1].

**Аналіз досліджень та публікацій.** Оптимізація розмірів, зменшення вартості та працевтрат при виготовленні і монтажі конструкцій завжди залишаються першочерговими проблемами. Тому дослідження напружено-деформованого стану, виявлення запасів міцності є актуальним питанням. Використання комп'ютерного моделювання за допомогою пакетів комерційних програм дозволяє зменшити кількість натурних випробувань конструкцій. При зіставленні експериментальних даних з чисельними можна судити про достовірність отриманих результатів [3]. Результати моделювання НДС віртуальних зразків в програмному комплексі NASTRAN свідчать про добру збіжність із результатами натурних випробувань [2].

**Мета роботи** – визначення достовірності чисельних розрахунків напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій методом скінченних елементів (МСЕ) за допомогою програмного комплексу NASTRAN. Проаналізувати вплив типу зварного шва металевої оболонки із швелерів, наявність бетонування та дефекту при бетонуванні на несну здатність та стійкість центрально-стиснутих колон.

**Вклад основного матеріалу.** Моделювання НДС віртуальних зразків було виконано в системі NASTRAN (NAsa STRuctural ANalysis). Ця програма скінченно-елементного аналізу розроблена компанією MacNealSchwendler Software – MSC. Software Corporation, визнаною лідером у даному напрямку через повний огляд явищ різної фізичної природи: міцність, стійкість, теплофізика з можливістю вирішення складених задач, які об'єднують всі перераховані види. У результаті великого попиту щодо інструкцій по використанню даної програми, було опубліковано ряд книг, статей і рекомендацій [7].

Геометричні моделі досліджуваних віртуальних зразків створювалися безпосередньо в підпрограмі Femap. Обов'язково виконувався контроль геометричних характеристик створеного плоского перерізу. У результаті порівняння геометричних характеристик модельованого перерізу та даних із сортаменту виявлено, що відхилення між ними становить до 0,5%, що лежить в межах допусків на прокат.

Матеріали моделі – сталь і бетон – задавалися окремо як ізотропні. Всі властивості матеріалів задавалися у вигляді скалярних величин. Значення фізико-механічних характеристик матеріалів (модуль пружності Юнга  $E$  і коефіцієнт поперечних деформацій  $\nu$ ) та закону деформування ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) бралися згідно результатів випробувань матеріалів експериментально досліджених зразків.

При виборі типу та розмірів скінченних елементів, на які розбивалась утворена модель, враховано час створення об'ємної скінченно-елементної сітки, необхідний дисковий простір для проведення ПК NASTRAN розрахунку, точність та збіжність отриманих результатів при розрахунку моделей, розбитих різними СЕ. Були змодельовані та прораховані сталеві та сталебетонні елементи, виконані із двох швелерів N12, зварених по всій довжині 300 мм, розбиті об'ємними СЕ – тетраедрами або гексаедрами – із стороною від 20 до 1 мм. Під час порівняння збіжності отриманих результатів вирішено розбивати модель на тетраедри із стороною рівною 1-2% від загальної довжини модельованого зразка. Такі розміри скінченно-елементної сітки забезпечують відхилення від середнього значення напружень, порахованого по результатах всіх розрахунків, до 0,4 %. При зменшенні розмірів СЕ вдвічі різко підвищувались необхідні ресурси ПК – більше ніж в 5 раз.

Щоб максимально наблизити “випробування” віртуальних моделей за допомогою ЕОМ до реального експерименту, до зразків задавались розподілені по поверхні граничні умови та навантаження, аналогічні дійсним під час проведення експерименту [1, 4]. Так як опорні плити пресу були шарнірними, то для верхньої поверхні зразків заборонялися тільки поступальні переміщення вздовж двох осей  $x$  і  $y$ , перпендикулярних поздовжній осі елемента  $z$ . Для протилежної поверхні зразків заборонялися всі три поступальні переміщення.

Навантаження до зразків прикладалась як статичне рівномірно розподілене по поверхні. У випадку, якщо навантаження прикладалося до декількох поверхонь (металу та бетону), то сумарне прикладене навантаження ділилося пропорційно площі цих поверхонь. У поєднанні зусиль навантаження від власної ваги не включали так як вона незначна у порівнянні із несною здатністю. При розрахунку конструкцій число ступенів навантаження від початку завантаження до значення максимально прикладеного рівне 10 з включенням опції показу результатів на проміжних ступенях.

У результаті проведення розрахунків МСЕ за допомогою ЕОМ були отримані графіки розподілу відносно головних осей деформацій і напружень на поверхні моделей та їх числові значення із вказуванням екстремумів. Спочатку було виконано порівняння НДС коротких сталевих та сталебетонних стійок МСЕ та експериментальних даних. Моделювались зразки, виконані із двох швелерів 8, 10, 12 і 14 довжиною 300 мм. Довжини суцільного та перервного зварних швів взято як для експериментальних зразків [1]. Механічні характеристики зварних швів приймалися як для основного металу; вважалося, що полицки швелерів повністю проварені, тобто катет зварного шва становив приблизно 70% від товщини полицок. При дослідженні сталебетонних стійок об'ємна модель сталі та бетону створювалися окремо, а потім виконувалося об'єднання збіжних вузлів елементів із різними властивостями. У роботі [2] моделювання кам'яної кладки виконувалося так само: створювалися бетонний камінь і розчин з наступним об'єднанням вузлів.

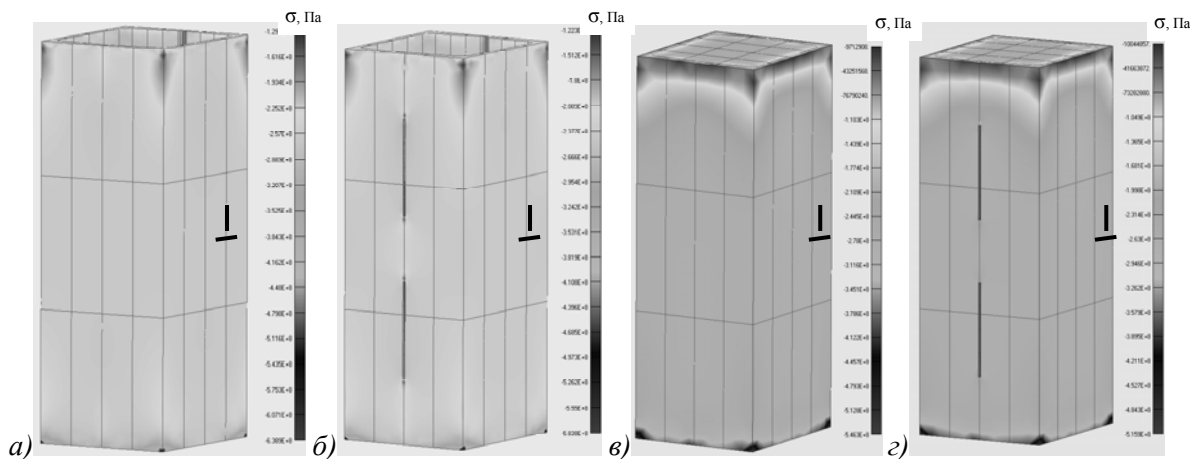
До таблиці 1 зведено значення поздовжніх та поперечних деформацій на стінці швелеру, отримані в результаті проведення експериментальних та віртуальних досліджень зразків. Під час натурального експерименту значення деформацій брали по вимірах електротензорезисторів, наклеєних посередині вздовж та впоперек стінки швелерів [1]. Під час віртуального експерименту спочатку знімалися абсолютні деформації вузлів кінцевих елементів, розташованих на поверхні швелера на відстані 20 мм один від одного у місцях аналогічним розташуванню тензорезисторів. Потім по цих значеннях підраховувались відносні деформації, що занесені до табл. 1. Відстані між вузлами, в яких знімалися значення, показані на рис. 1 суцільними лініями.

**Таблиця 1 – Порівняння результатів натурних та віртуальних досліджень коротких стійок**

Швелер, тип шва, клас бетону	Поздовж- ня сила $N$ , кН	Поздовжні відносні деформації			Поперечні відносні деформації			
		$\epsilon_{\text{експер}} \times 10^{-5}$	$\epsilon_{\text{теор.}} \times 10^{-5}$	$\Delta\epsilon$ , %	$\epsilon'_{\text{експер}} \times 10^{-5}$	$\epsilon'_{\text{теор.}} \times 10^{-5}$	$\Delta\epsilon'$ , %	
8 С	420	-113,5	-110,9	2,29	31,0	33,3	6,77	
8 П	410	-121,0	-109,5	9,55	30,0	32,7	8,22	
10 С	565	-111,0	-122,8	9,57	29,5	37,1	20,38	
10 П	550	-133,0	-120,4	9,51	29,0	36,1	19,56	
12 С	700	-121,3	-126,2	3,92	37,0	38,5	3,99	
12 П	635	-112,0	-115,0	2,57	36,0	34,9	3,01	
14 С	860	-125,0	-132,8	5,84	35,0	41,2	14,97	
14 П	850	-121,0	-131,6	8,02	38,0	40,7	6,58	
8С В12,5	600	-117,0	-127,6	8,27	37,0	33,2	10,14	
8П В12,5	560	-124,0	-119,9	3,31	39,0	31,6	18,90	
10С В12,5	695	-115,0	-116,4	1,16	35,0	31,1	11,15	
10П В12,5	700	-126,5	-118,0	6,76	38,0	31,7	16,64	
12С В12,5	880	-131,0	-118,8	9,35	38,5	33,3	13,49	
12С В25	1150	-142,5	-137,4	3,61	40,0	35,6	10,89	
12С В40	1265	-142,0	-139,7	1,65	39,5	33,6	14,82	
12П В12,5	865	-121,5	-117,3	3,46	37,5	32,8	12,42	
12П В25	1090	-130,0	-130,7	0,54	35,0	34,2	2,26	
12П В40	1195	-142,5	-132,5	7,05	40,5	32,4	19,94	
14С В12,5	1070	-131,0	-120,9	7,71	43,5	35,9	17,49	
14П В12,5	1100	-126,0	-124,8	0,99	41,0	36,8	10,15	
		$\Delta\epsilon_{\text{ср.}} =$		5,26		$\Delta\epsilon'_{\text{ср.}} =$		12,09

Згідно даним табл. 1 середнє відхилення експериментальних результатів та теоретичних вимірів поздовжніх деформацій становить 5,3 %, поперечних – 12,1 %. Це відхилення можна пояснити похибкою вимірів електротензорезисторів. Більша відмінність різниці поперечних деформацій, отриманих експериментальним та теоретичним шляхами, за поздовжні пояснюється меншою її зміною при однаковій похибці тензорезисторів. Отже використання комп'ютерного моделювання МСЕ зразків можливе для дослідження НДС конструкцій.

На рис. 1 зображено розподіли нормальних напружень до поздовжньої осі сталевих та сталебетонних елементів із різними зварними швами металевої оболонки (швелерів N12 довжиною 300 мм). Прикладене навантаження дорівнює значенням, приведеним в таблиці 1. Величини напружень на поверхні зразків виражені кольоровим забарвленням згідно стовпчика розподілу, показаного справа від моделі.



a) 12С; б) 12П; в) 12С В25; з) 12П В25.

Рис. 1. Розподіли нормальних напружень на поверхні швелерів сталевих і сталобетонних моделей

Переважно на всій поверхні швелерів сталевих моделей спостерігались напруження, менші межі текучості ( $\sigma = 250\text{-}280$  МПа), тобто елемент працює у пружній стадії. Екстремальні значення напруження приймають у місцях прикладення навантаження та граничних умов – локальні напруження. Також концентрації напружень спостерігаються у місцях початку та кінця зварних швів при перервному шві оболонки (рис. 1, б). Значення головних напружень у вказаних місцях сягають 300 МПа. Поздовжні та поперечні деформації рівномірно розподілено по всій висоті зразків незалежно від типу зварних швів. При збільшенні прикладеного навантаження руйнування зразків відбувається внаслідок місцевої втрати стійкості стінки швелера.

При дослідженні сталобетонних зразків теж в основному на всій поверхні швелерів моделей напруження  $\sigma = 210\text{-}280$  МПа. Концентрації головних напружень (до 335 МПа) спостерігаються у місцях початку та кінця зварних швів (рис. 1, г). Поздовжні деформації оболонки рівномірно розподілено по всій висоті зразків незалежно від типу зварних швів. Збільшення поперечних деформацій майже в два рази спостерігалось у верхній чверті елементів у місці прикладення навантаження. Якщо збільшувати прикладене навантаження, то у зразків із найменшою із аналізованих металевою оболонкою – швелером 8 – відбувається загальна втрата стійкості зразка; у зразків із найбільшою – швелером 14 – відмічається утворення пагорбків на поверхні швелерів, спричинених тиском бетону зсередини. Взагалі характер руйнування віртуальних зразків подібний із реальними при проведенні експерименту [1].

Так як результати комп'ютерного аналізу мають достатню точність, за допомогою програмного комплексу NASTRAN промодельовані десять сталобетонних центрально-стиснутих колон, виконаних із двох швелерів 30 довжиною 3000 мм. У одній моделі полицьки швелерів з'єднані по всій довжині; інші зразки поділені на групи по три колони в залежності від типу (довжини, що становила 10, 20 і 30 см) зварного шва. У зразках кожної групи із перервним зварним швом відстань між кінцем і початком зварних швів була рівна 10, 20 і 30 см. Кінцеві елементи, на які були розбиті моделі – тетраедри із розміром сторони 25 мм, що складає близько 0,8 % від загальної висоти зразка.

Руйнування сталевих та сталобетонних стійок відбувалося однаково незалежно від типу зварних швів та відстанню між ними. У сталевих елементах стінка швелера, а потім і полицька у верхній частині зразка втрачала місцеву стійкість від дії прикладеного навантаження. У сталобетонних елементах відмічалася загальна втрата стійкості. У місцях початку та кінця

зварних швів спостерігались концентрації головних напружень (більші у 2-3 рази порівняно із напруженнями на стінці із звареними полицками). Проте найбільші напруження виникали на стінці швелера у місцях вигину.

Значення першого критичного навантаження, що викликало втрату стійкості, дещо відрізнялись у залежності від типу шва. Це відхилення зображено на рис. 2. За 100 % прийнято значення критичного навантаження на елемент із повністю звареними полицками. Як бачимо з графіка, сталеві елементи із зварним швом 30 см мають найменше зменшення критичного навантаження (лише до 0,8%) із збільшенням відстані між швами. При використанні будь-якого перервного зварного шва металевої оболонки сталобетонних моделей значення критичного навантаження знижується на 1,3% порівняно із суцільним. Елементи із зварним швом 30 см мають найменше зменшення критичного навантаження (до 1,4%) із збільшенням відстані між швами.

Отже, використання перервного зварного шва можливе при виготовленні складеної центрально-стиснутої стійки. Шпонковий шов також оптимальніший з точки зору утворення концентрацій напружень від термічного впливу при виконанні зварювання полицок швелерів. При шпонковому зварному шві нагрів металу швелера відбувається не по всій довжині, а тільки у місцях зварного шва, і вірогідність втрати прямолінійності елемента менша.

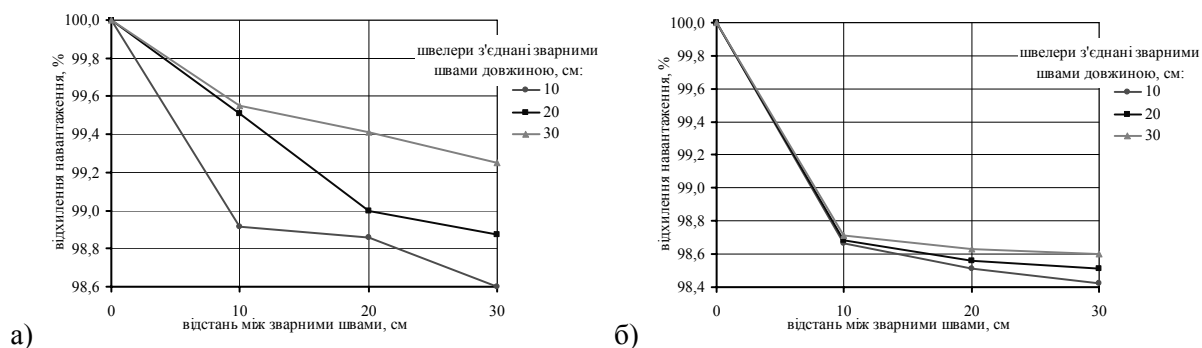


Рис. 2. Залежність критичного навантаження на сталеві (а) та сталобетонні (б) моделі від типу зварного шва металевої оболонки

Також було проаналізовано напружено-деформований стан аналогічних сталобетонних стійок із ослабленим бетонним осердям висотою 100 мм посередині висоти стійки на чверть, половину та весь поперечний переріз бетонного осердя, причому моделювалось розташування послаблення як біля металевої оболонки, так і по центру бетону. Швелери оболонки були повністю зварені або мали перервний шов.

Руйнування віртуальних зразків наступне: у зразка із дефектом, розташованим по центру бетонного осердя, відбувається загальна втрата стійкості з найбільшим вигином поздовжньої осі у верхній половині так, як і у зразка без дефекту. У зразків з дефектом, розташованим біля металевої оболонки на чверть і половину поперечного перерізу бетону, відбувається місцева втрата стійкості металу швелеру у місці послаблення, що тягне за собою загальну втрату стійкості з найбільшим вигином поздовжньої осі посередині. У зразка із дефектом на весь переріз бетону виникає гофр на металі у місці послаблення, що потім теж веде до загальної втрати стійкості. Слід відмітити, що на початку або кінці перервного зварного шва відмічалось збільшення напружень у два рази порівняно із напруженням в основному металі.

Таким чином, незначний дефект, що знаходиться по центру бетону, майже не впливає на несну здатність та характер руйнування сталобетонної стійки в цілому. Дефект осердя, який знаходиться біля металевої оболонки, значно знижує місцеву стійкість швелера, що приводить до завчасної загальної втрати стійкості.

## Висновки

Під час порівняння збіжності отриманих результатів при розрахунку моделей, розбитими об'ємними елементами (тетраедрами і гексаедрами) із різними розмірами, вирішено розбивати модель короткої сталобетонної колони із швелерів 8, 10, 12 і 14 на тетраедри із стороною 5 мм, що становить 1,7% від загальної висоти зразка. Результати моделювання НДС віртуальних зразків мають добру збіжність із результатами натурних випробувань. Розбіжність становить близько 9%, що лежить в межах допусків на вимірювальні прилади, які використані при проведенні експерименту. Використання сучасних програм моделювання на основі МСЕ дозволяє зменшити кількість натурних випробувань конструкцій.

Результати моделювання реальної конструкції сталевий стійки довжиною 3 метри, виконаної із двох швелерів N30, показали, що її руйнування відбувається внаслідок місцевої втрати стійкості металу від дії зосередженого навантаження незалежно від типу зварного шва. Сталобетонна стійка тих же розмірів руйнується внаслідок загальної втрати стійкості теж незалежно від типу шва. У сталобетонних стійок із дефектом осердя відмічались концентрації напружень у металевій оболонці у місці послаблення бетону, що потім приводило до загальної втрати стійкості.

## Література

1. Гасенко А.В., Кузь О.М., Семко О.В. Експериментальні дослідження коротких центрально-стиснутих швелеробетонних елементів // Сборник научных трудов. Серия: Строительство, материаловедение, машиностроение. Выпуск № 35 „Инновационные технологии диагностики, ремонта и восстановления объектов строительства и транспорта” – Днепропетровск: ПГАСА, 2005. – С.134-139.
2. Гринёв В.В. Анализ напряженно-деформированного состояния при сжатии кладки из вибропрессованных бетонных, пустотных камней с использованием компьютерного моделирования // Збірник наукових праць “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”, вип. 15. – Рівне: НУВГтаП, 2007. – С. 142-149.
3. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – Киев, изд-во “Сталь”. – 600 с.
4. Семко О.В., Гасенко А.В., Куценко О.Є. Випробування трубобетонних елементів із ослабленим осердям // Збірник наукових праць “Дороги і мости”, вип. 7, в 2-х т., т. 2. – К.: ДерждорНДІ, 2007. – С. 162-168.
5. Стороженко Л.И., Семко А.В., Ефименко В.И. Сталезелезобетонные конструкции. – К.: „Четверта хвиля”, 1997. – 158с.
6. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Расчет сталобетонных элементов прямоугольного сечения на прочность при осевом сжатии // Бетон и железобетон. – 1993. – №3. – С. 13-15.
7. Шимкович Д.Г. Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. – М.: ДМК, 2003. – 448 с.