

УРАХУВАННЯ ВПЛИВУ ФОРМИ ПЕРЕТИНУ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ В НОРМАХ ПРОЕКТУВАННЯ

Карп'юк Ф.Р., к.т.н., доц.

*Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса,
Україна*

Постановка проблеми та аналіз досліджень. Розроблений у 40-х роках минулого сторіччя О.О. Гвоздевим та М.С. Боришанським метод рівноваги граничних зусиль у похилому перерізі знайшов широке визнання і був включений у всі наступні нормативні документи [1] та нові норми [2] Росії. Враховуючи всю складність гармонізації європейських [3] і радянських [1] нормативних документів, що мають як загальні підходи, так і істотні відмінності, на території України введені європейські норми з проектування залізобетонних конструкцій [4]. Основними вимогами яких є деформаційний метод розрахунку залізобетонних елементів, який дозволяє з єдиних позицій прогнозувати деформативність, тріщиностійкість та міцність, в основному, їхніх нормальних перерізів. Основи розрахунку похилих перерізів із застосуванням деформаційного методу закладені у працях [5, 6]. Разом з тим в існуючих нових нормах проектування [4], не ураховується реально існуючий вплив на несучу здатність похилих перерізів ряду факторів, втому числі геометричної форми перетину. Отже, проведення експериментально-теоретичних досліджень у вказаному напрямку є **актуальним завданням**.

Мета роботи полягає в детальному експериментально-теоретичному дослідженні НДС та несучої здатності припорних ділянок попередньо напружених таврових залізобетонних елементів, вдосконалення деформаційної моделі роботи вказаних елементів.

Викладення основного матеріалу. Згідно з прийнятим планом системних досліджень [7] були виконані відповідні експерименти [5]. У якості дослідних прийняті наступні фактори: відносні прогін зрізу при опорних ділянках a/h_0 (фактор X_1), ширина b'_f/b (X_2) і товщина h'_f/h_0 (X_3) стиснутої полицки поперечного перерізу, кількість поперечної арматури μ_{sw} (X_4) та величина попереднього напруження σ_{sp} (X_5) робочої арматури таврових залізобетонних елементів. Оскільки прийняті дослідні фактори могли впливати і впливають нелінійно на вихідні параметри,

то дослідні зразки-балки були виготовлені та випробуванні за майже Д-оптимальним планом типу Ha5 [8].

Залізобетонні елементи з поперечними перетинами різних форм (таврового, двотаврового, коробчатого та ін.) складають значну частину збірних і монолітних конструкцій, тоді як дані про їх роботу під навантаженням обмежені. Необхідність оцінки впливу форм перетину елементів на здатність, що несе, деформативність і трещиностойкість виникає не лише при вигині і стисканні, але і, що особливо важливе, при складних видах напруженого стану, таких як косе позацентрове стискання, косий вигин, коли форма стислої зони має трикутний або трапецієвидний контур.

У нечисленних вітчизняних [5, 6, 9, 10, 11] і зарубіжних роботах вказується на можливість впливу форми поперечного перетину на параметри, що визначають несучу здатність елементів, проте конкретних даних по цих питаннях є недостатньо, при цьому, як правило, моделі вже задалегідь ідеалізуються на підставі наявних залежностей, встановлених у відповідних нормативних документах.

Найбільш ефективною формою поперечного перетину залізобетонних елементів, для яких характерна знакозмінна епюра напружень, є таврове (двотаврове) (мал. 1).

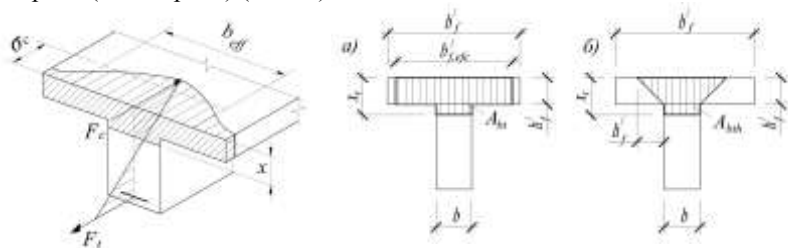


Рис. 1. Ідеалізація розподілення напружень в стиснених зв'язках таврового перетину. а) зона сприйняття нормальних напружень; б) зона сприйняття дотичних напружень.

Унаслідок концентрації стислої зони бетону в тонкій розвиненій полиці ефективно використовуються міцнісні характеристики бетону при одночасному зведенні розтягнутої зони бетону до вузького ребра, безпосередньо не беручого участі в сприйнятті розтягуючих зусиль, а необхідного головним чином для установки робочого подовжного і поперечного армування, а також опору сколюючим зусиллям [12].

Стислі зв'язки полиць таврових перетинів по своїй довжині працюють нерівномірно, що позначається на їх спільній роботі з ребром в по-

довжньому напрямі, яка не може бути повною мірою забезпечена. Це пояснюється рядом причин, основними з яких є місцева втрата стійкості зв'язів, їх надмірний прогин, а також можливий зріз в місці сполучення полиці і ребра. При великих значеннях ширини зв'язів віддалені від ребра ділянки зв'язів напружені менше, ніж наближені до ребра, тому стискаючі напруження по ширині полиці фактично розподілені нерівномірно, особливо в широких і тонких полицях - у кінцях зв'язів вони значно менші, ніж поблизу ребра. Відбувається це із-за депланації (викривлення) перетину по довжині: деформації країв відстають від деформації середини. Тому в розрахунках в різних нормах ідеалізують модель поперечного перетину, обмежуючи ширину зв'язів b'_f таврового (двотаврового) перетину, що враховується в розрахунку, замінюючи її на еквівалентну (ефективну) ширину зв'язів полиці $b'_{f,efc}$ і вважаючи, що за всією площею стислої зони бетону діють постійні стискаючі напруження (пунктирна лінія на рис. 1). Основні нечисленні залежності для визначення ефективної ширини зв'язів полиці $b'_{f,efc}$ використовувані в ряді нормативних документів, приведені в таблиці 1.

Висновки

1. Аналіз різних залежностей, представлених в таблиці 1, вказує на те що, існуючі підходи до ідеалізації моделей перетинів складної форми різні, і ймовірно, відповідатимуть різному рівню надійності конструкцій.

2. Більшість норм не зв'язують величину ефективної ширини зв'язів полиці $b'_{f,efc}$ (і з співвідношенням h_f / h , не розділяють елементи за формою поперечного перетину (Т - або П - образне) і виготовленню (збірні або монолітні), а також не враховують додаткових чинників у вигляді розкріплювання з поперечних ребер і ін.

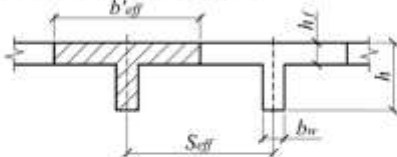
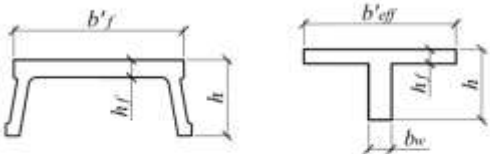
3. Разом з тим в нормах проектування [3, 4, 14, 15, 16], ніяк не враховується реально існуючий вплив форми перетину на несучу здатність похилих перерізів.

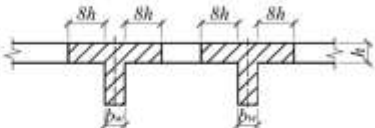
Summary

It isn't enough concrete data on influence of a form of cross section on the bearing ability of elements. As a rule, models of sections are idealized already previously on the basis of the available dependences established in the relevant normative documents.

Таблиця 1

Ідеалізація приймаємих в розрахунки по різних нормам проектування ширини стиснутих зв'язів полиць в таврових перетинах

Найменування нормативного документа	Величина ефективної ширини зв'язів полиці
СНиП 2.03.01-84 ¹ [1] СП 52-01-2003[2]	<p>1. В монолітних конструкціях</p>  <p>а) при $h_f \geq 0,1h$ на явності поперечних ребер. $b'_{eff} \leq b_w + 2\left(\frac{1}{6}l_{eff}\right) \text{ и } b'_{eff} \leq b_w + 2\left(\frac{1}{2}S_{eff}\right)$ де l_{eff} - проліт елемента.</p> <p>б) при відсутності поперечних ребер, або при відстані між ними більшої чим відстань між повздовжніми ребрами і при $h_f < 0,1h$ $b'_{eff} = b_w + 2(6h_f)$</p>
СНБ 5.03.01-02[13]	<p>2. В збірних конструкціях</p> <p><i>дійсний перетин</i> <i>еквівалентний перетин</i></p>  <p>а) при $h'_f \geq 0,1h$ $b'_{eff} = b_w + 2(6h'_f)$</p> <p>б) при $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ $b'_{eff} = b_w + 2(3h'_f)$</p> <p>в) при $h'_f < 0,05h$ зв'язи в роботі не враховуються – перетин приймається прямокутним. $b'_{eff} = b_w$</p>

Найменування нормативного документа	Величина ефективної ширини зв'язів полиці
ACI 318-05 [16]	 <p>Величина ефективної ширини зв'язів полиці приймається.</p> $b'_{eff} = b_w + 16h_f$
EN 1992-1-1[3] ДБН В.2.6-98:2009 [4] ТКП EN 1992-1-1[14] DIN 1045-1[15]	 $b'_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w$ <p>при цьому $b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_i \leq 0,2l_{oi}$, $b_{eff,i} \leq b_i$</p> <p>Додатково для таврових балок враховуються умови $b_{eff,i} \leq 6h'_{f,i}$ - при наявності полиці з двох сторін. $b_{eff,i} \leq 4h'_{f,i}$ - при наявності полиці з однієї сторони.</p>
Economic concrete frame elements [17]	<p>В залежності від типу балки.</p> <p>а) для одно пролітних балок</p> $b'_{eff} = b_w + 0,2l_{eff}$ <p>б) для нерозрізних балок,</p> $b'_{eff} = b_w + 0,14l_{eff}$ <p>де l_{eff} - проліт елемента.</p>
Theory of Elasticity [18]	$b'_{eff} = 0,85 \frac{4l_{eff}}{\pi(3 + 2\beta - \beta^2)}$

Таблиця 2

Порівняння результатів розрахунків несучої здатності похилих перерізів попередньо напружених таврових залізобетонних балок з експериментальними даними

№ досліду	Експериментальні дані	Розрахункові значення руйнуючої поперечної сили, кН, визначені за методикою:					Форма руйнування [5]
	Значення руйнуючої поперечної сили [5] Q_u , кН	EN 1992-1:2001[2] ДБН В.2.6-98:2009 [4]	DIN-1045-1.12.1998[15]	ACI CODE 318-95 [16]	СНиП 52.101-2004 [2]	СНиП 2.03.01-84*[1]	
1	87,49	68,60	140,77	120,29	68,77	86,65	від M по / тр.
2	93,29	111,71	115,26	84,24	100,93	88,24	по //смузі
3	76,49	111,71	91,09	101,36	100,93	79,93	по //смузі
4	64,69	27,90	106,31	65,31	40,22	44,68	від Q по / тр.
5	94,29	111,71	89,94	100,95	100,93	88,24	по //смузі
6	82,49	68,60	104,76	64,90	68,77	86,65	від M по /
7	69,69	26,70	141,77	121,43	40,22	51,84	від Q по / тр.
8	75,49	111,71	115,93	85,38	100,93	79,93	по //смузі
9	96,29	111,71	115,26	120,29	100,93	88,24	по //смузі
10	84,49	50,50	140,77	84,24	67,15	98,20	від M по / тр.
11	67,69	24,60	106,31	101,36	40,22	51,84	від Q по / тр.
12	73,49	111,71	91,09	101,36	100,93	79,93	по //смузі
13	78,49	111,71	115,93	121,43	100,93	79,93	по //смузі

№ досліду	Експериментальні дані	Розрахункові значення руйнуючої поперечної сили, кН, визначені за методикою:					Форма руйнування [5]
	Значення руйнуючої поперечної сили [5] $Q_{\text{н}}$, кН	EN 1992-1:2001[2] ДБН В.2.6-98:2009 [4]	DIN-1045-1.12.1998[15]	ACI CODE 318-95 [16]	СНиП 52.101-2004 [2]	СНиП 2.03.01 -84* [1]	
14	66,69	25,70	141,77	85,38	40,22	50,05	від Q по / тр.
15	85,49	74,50	104,76	100,95	66,19	98,20	від M по / тр.
16	91,29	111,71	89,94	64,90	66,19	88,24	по //смузі
17	76,70	49,10	127,81	91,85	64,27	81,82	від M по / тр.
18	85,50	111,71	106,43	91,85	100,93	83,60	по //смузі
19	81,00	37,86	121,70	109,88	52,94	83,55	від Q по / тр.
20	78,00	37,71	121,70	73,83	52,94	83,55	від Q по / тр.
21	82,10	37,84	133,99	103,03	52,94	97,11	від Q по / тр.
22	80,10	37,74	101,57	83,20	52,94	66,59	від Q по / тр.
23	90,99	43,18	120,92	91,36	68,14	83,55	від Q по / тр.
24	73,19	33,30	122,08	92,10	40,12	66,59	від Q по / тр.
25	81,10	37,31	121,70	91,85	52,94	83,55	від Q по / тр.
26	81,10	38,29	121,70	91,85	52,94	80,66	від Q по / тр.
27	81,10	37,80	121,70	91,85	52,94	94,61	від Q по / тр.

Література

1. СНиП 2.03.01-84* «Конструкции бетонные и железобетонные . Нормы проектирования».- Госстроя СССР – М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1985.(-79с.).
2. СП52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры». – М.: ГУП «НИИЖБ» Госстроя России, 2004. -55с.
3. EN1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Desing of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building. – Brussels-2002, Oktober-230p.
4. [ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.](#) – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2011р. – 71с.
5. Карпюк Ф.Р. Прочность, трещиностойкость и деформативность придварительно напряженных тавровых железобетонных элементов / Ф.Р. Карпюк // Дисс. кан. техн. наук. – Одеса, 2010, -222с.
6. Голишев О.Б. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону / О.Б.Голишев, А.М. Бамбура. – Київ.: Логос, 2004.-340 с.
7. Дорофеев В.С. О необходимости и постановке системных исследований прочности, трещиностойкости и деформативности припорных участков железобетонных элементов, испытывающих сложные деформации с целью уточнения и развития методов их расчета / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская, Ф.Р. Карпюк, Н.И. Шепетюк, Н.Н. Ярошевич // Будівельні конструкції. Зб. наук. праць, вип. 62. – Київ.: НДБК, 2005. – С.160-167.
8. Вознесенский В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / В.А. Вознесенский. // 2-е изд. испр. и доп. – М.: Финансы и статистика, 1981.-215с.
9. Вахненко В.П. Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций / В.П. Вахненко. – К.: Будівельник, 1992.-112с.
10. Залесов А. С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А.С. Залесов, Ю. А. Климов. - К.: Будівельник, 1989. - 105 с.
11. Клименко Е.В. Прочность наклонного сечения косоизгибаемых железобетонных тавровых элементов / Е.В.Клименко // Дисс. кан. техн. наук. – Полтава, 1984, -241с.

12. Шалобьта Н.Н. Особенности идеализации в расчетах железобетонных элементов сечений сложной формы/ Шалобьта Н.Н., Масилевич А.В., Шалобьта Т.П.//Вестник Брестского государственного технического университета, вып. №1. – Брест.:БГТУ, 2013. – С.135-139.
13. СНБ 5.03.01-02 «Конструкции бетонные и железобетонные». – Минск.: Стройтехнорм, 2002г. – 274с.
14. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч. 1-1: Общие правила и правила для зданий.
15. (DIN 1045-1) Tragenwerke aus Beton, Stahlbeton und Spahbeton. Teil: Bemessung und Construction. - Berlin, 1998-178p.
16. ACI 318-95. Building Code Requirements for Reinforced Conctete. ACI 318-95 and Commentegeru (318-95R). – American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1995-369p.
17. Economic concrete frame elements. C H Goodchild British cement association. Publication 97.358. 1997.
18. Theory of elasticity By S. Timoshenko And J. N. Goodier. McGraw-Hill Book Company, inc. 1951.