

**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 приопорних 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 випробувані за майже Д- оптимальним планом типу На5 [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 трещиностійкість виникає не лише при вигині і стисканні, але і, що особливо важливе, при складних видах напруженого стану, таких як косе позacentрове 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 заздалегідь 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).

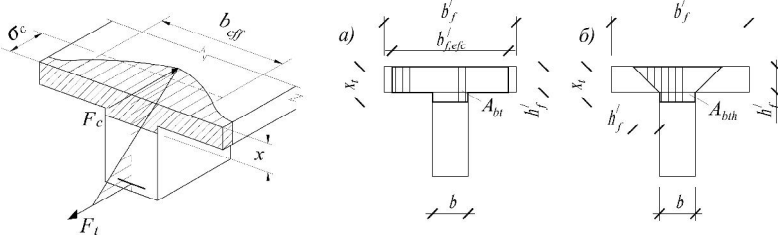


Рис. 1. Ідеалізація розподілення напружень в стинених зв'язях таврового перетину.

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 подовжнього і поперечного армування, а також опору сколюючим зусиллям [12].

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

подовжньому 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 стискуючі напруження по ширині полиці фактично розподілені нерівномірно, особливо в широких і тонких полицях - у кінців зв'язів вони значно менші, ніж поблизу ребра. Відбувається це із-за депланації (викривлення) перетину по довжині: деформації країв відстають від деформацій 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 стискуючі 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.

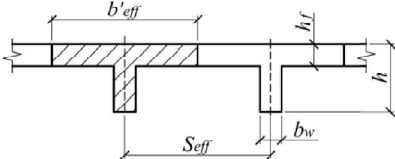
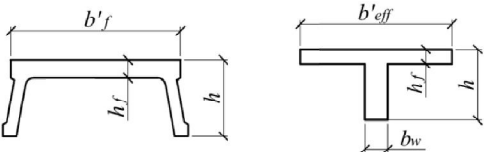
3. Разом з тим в нормах проектування [3, 4, 14, 15, 16], ніяк не ураховується реально існуючий вплив форми перетину на несучу здатність похилих перерізів.

Summary

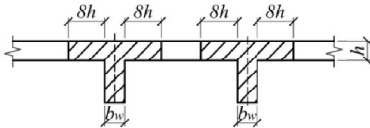
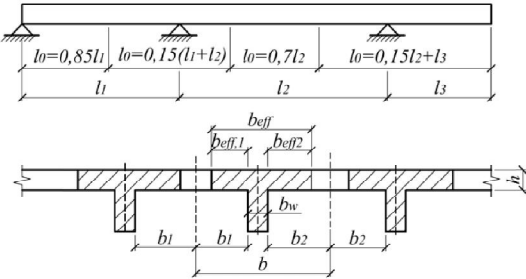
It isn't enough concrete data on influence of a form of cross section on the bearing ability of elements. As a rule, models of sections are idealized already previously on the basis of the available dependences established in the relevant normative documents.

Таблиця 1

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

Продовження таблиці 1

| 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] |  $b'_{eff} = \sum h'_{eff,j} + h_w$ <p>при цьому $b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$, $b_{eff,i} \leq b_i$</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> $b'_{eff} = h_w + 0,14l_{eff}$ <p>де l_{eff} - проліт елемента.</p> |
| Theory of Elasticity [18] | $b'_{eff} = 0,85 \frac{4l_{eff}}{\pi(3 + 2g - g^2)}$ |

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 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_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] | |
| 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 таврових 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.: Будивельник, 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.

