УДК 624.012.191.33

ВРАХУВАННЯ ВПЛИВІВ ДРУГОГО ПОРЯДКУ ПРИ РОЗРАХУНКУ СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

УЧЕТ ВЛИЯНИЙ ВТОРОГО ПОРЯДКА ПРИ РАСЧЕТЕ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

INFLUENCE OF THE SECOND ORDER EFFECTS AT THE CALCULATION OF THE COMPRESSED REINFORCE-CONCRETE ELEMENTS

Корнійчук О.І., к.т.н. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Корнийчук А.И., к.т.н. (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ривне)

Korniichuk O.I., candidate of technical sciences (National university of water management and nature resources use, Rivne)

В статті розглядаються питання врахування впливів другого порядку (розрахункова довжина елемента, гнучкість, тощо) при розрахунку стиснутих залізобетонних елементів згідно нових нормативних документів ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010.

В статье рассматриваются вопросы учета влияний второго порядка (расчетная длина элемента, гибкость и т.п.) при расчете сжатых железобетонных элементов согласно новым нормативным документам ДБН В.2.6.-98:2009 и ДСТУ Б В.2.6-156:2010.

The article is devoted to the questions of influence of the second order effects (calculation length of element, flexibility and others) at the calculation of the compressed reinforce-concrete elements in obedience to the new normative documents DBN V.2.6.-98:2009 and DSTU B V.2.6-156:2010.

Ключові слова:
Стиск, залізобетон, гнучкість, розрахункова довжина.
Сжатие, железобетон, гибкость, расчетная длина.
Compression, reinforced concrete, flexibility, calculation length.

Стан питання та задачі дослідження. З червня 2011 року в Україні діють нові норми проектування бетонних та залізобетонних конструкцій:

ДБН В.2.6-98 [1] та ДСТУ Б В.2.6-156 [2]. Проте на сьогодні майже не має пояснень, практичних рекомендацій, посібників з розрахунку залізобетонних конструкцій за новими нормами (окрім розрахунку згинальних залізобетонних елементів [6, 7]). З переходом на нові норми ми повністю перейняли європейську модель розрахунку залізобетону [3] та відмовились від підходів раніше діючого СНиП [5]. В діючих нормах [1, 2] є дуже багато неточностей та не має повної інформації, яку необхідно знати для проектування реальних конструкцій. В цій статті розглянуті питання розрахунку гнучких залізобетонних колон, адже такі елементи дуже часто зустрічаються в практиці проектування.

Результати досліджень. Добре відомо, що в реальних умовах центрально стиснуті залізобетонні елементи практично не зустрічаються. Якщо елемент зазнає впливу осьового навантаження та згинаючого моменту, у ньому виникають прогини. Прогин збільшує момент у будь-якому перерізі елемента на величину, рівну добутку осьової сили на прогин у даній точці. Це призводить до зниження несучої здатності елемента в порівнянні з величиною, передбаченою розрахунками, у якому даний ефект не врахований. У деяких випадках ефект від згину елемента настільки малий, що їм можна знехтувати. Проте є гнучкі елементи - елементи, у яких вплив прогину на граничний опір суттєвий та повинен враховуватись при проектуванні.

Згідно термінології діючих норм гнучкість елемента відноситься до впливів другого порядку та визначається згідно п. 5.7 [1] та п. 6.2 [2].

Першою проблемою при розрахунку стиснутих елементів є визначення розрахункової (приведеної) довжини елемента: $l_0 = \mu \cdot l$.

Розрахункова довжина визначається як довжина шарнірно закріпленої стійки, що володіє таким же перерізом, як і розглянута, і тим самим опором при втраті стійкості. Концепція розрахункової довжини проілюстрована на рис. 1. Ефективна довжина колони буде залежати від типу згину та граничних умов закріплення стійки. Розрахункова довжина стійки, кінці якої не можуть зміщуватись, буде становити 0,5-1,0 її реальної висоти, а розрахункова довжина колони, кінці якої можуть зміщуватись, буде більше реальної висоти.

В більшості випадків колона (стійка) сумісно працює у складі каркасу будівлі (рами), для визначення її розрахункової довжини п. 6.2.2.2.3 [2] наводить наступні формули:

- для розкріплених елементів

$$l_0 = 0{,}5 \cdot l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0{,}45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0{,}45 + k_2}\right)} \qquad (1)$$

- для нерозкріплених елементів

$$l_0 = l \cdot max\left\{\sqrt{\left(1+10\frac{k_1 \cdot k_2}{k_1+k_2}\right)};\left(1+\frac{k_1}{1+k_1}\right);\left(1+\frac{k_2}{1+k_2}\right)\right\} \quad (2)$$

де k_1, k_2 - коефіцієнти, які залежать від кутової жорсткості опорних в'язей.

На практиці використати формули (1) та (2) майже не можливо, адже необхідно знати кут повороту закріплених кінців елемента.

Проте «довідник проектувальника до Еврокоду 2» [4] дає можливість наближено визначити розрахункову довжину елемента.

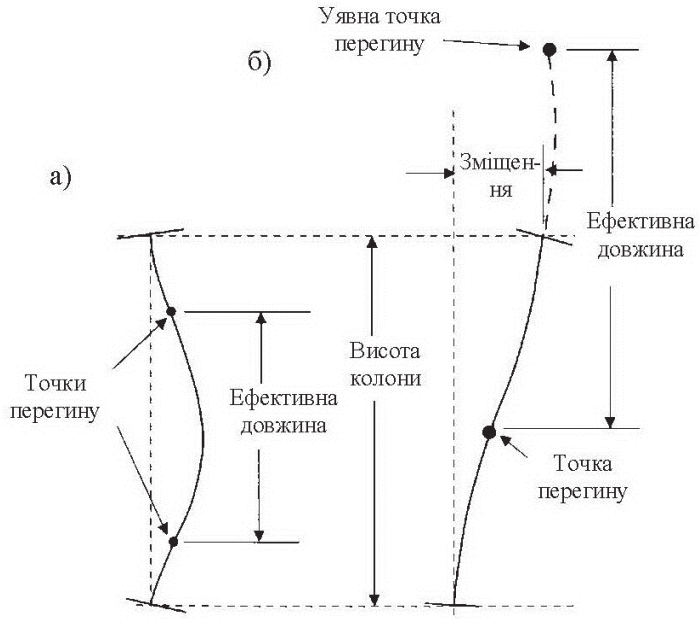

Рис. 1. Ефективні довжини колони (стійки), кінці якої не можуть зміщуватись (а) або можуть зміщуватись (б)

Залежно від жорсткості відносно горизонтальних деформацій в довіднику [4] будівлі розподіляються на два типи:

- будівлі з можливим істотним зміщенням конструкцій (рис. 2.а), як приклад можна назвати, збірні каркасні будівлі з несучими поперечними рамами (промислові одноповерхові будівлі);
- жорсткі будівлі (рис. 2.б) – зміщення конструкції в цілому не має особливо великих величин, можливе зміщення лише однієї конструкції (колони), наприклад, монолітні будівлі.

Для визначення типу будівлі в ЕС2 [3] наведений довідковий національний додаток «Annex D», який в нормах України відсутній.

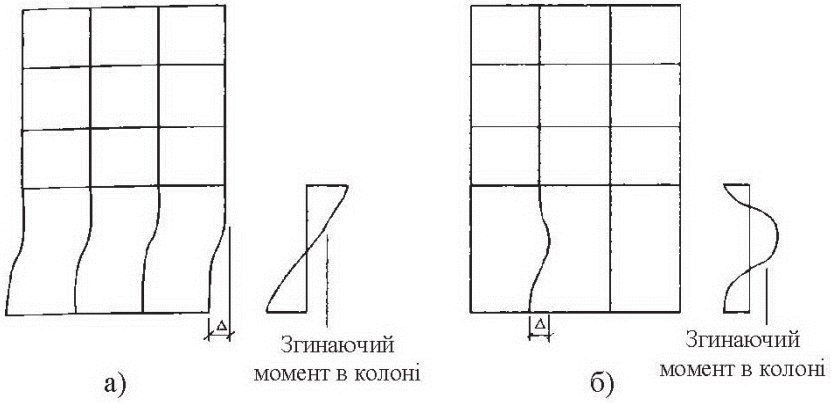

Рис. 2. а) будівлі з можливим істотним зміщенням конструкцій – зміщення конструкції в цілому, б) жорсткі будівлі – перекіс окремої колони

Надалі у [4] наведені наближені значення коефіцієнту приведення розрахункової довжини μ, що залежать від закріплення кінців колони.

Таблиця 1.

Наближені значення коефіцієнту приведення розрахункової довжини

Вид колони (будівлі)	Закріплення верхнього кінця	Закріплення нижнього кінця		
		1	2	3
Жорсткі колони (рис. 2.б)	1	0,75	0,8	0,9
	2	0,80	0,85	0,95
	3	0,90	0,95	1,00
Колони будівель з можливим істотним зміщенням конструкцій (рис. 2.а)	1	1,2	1,3	1,6
	2	1,3	1,5	1,8
	3	1,6	1,8	-
	4	2,2	-	-

Чотири граничні умови закріплення кінців колони (див. табл. 1) характеризуються наступними ознаками:

– умова 1 (жорстке защемлення). Колона монолітно з'єднана з балкою (плитою), при чому висота балки (плити) не менше загального розміру колони в розглянутій площині. Стик колони з фундаментом повинен бути запроектований таким чином, щоб сприймати згинаючий момент.

– умова 2 (умовно жорстке защемлення). Колона монолітно з'єднана з балкою (плитою), при чому висота балки (плити) менше загального розміру колони в розглянутій площині.
– умова 3 (шарнірне закріплення). Колона з'єднана з елементами, які не обмежують повороту кінця колони, але все-таки забезпечують деяке номінальне обмеження свободи кінця колони.
– умова 4 (вільний кінець). Кінець колони не має в'язей проти обох горизонтальних переміщень та повороту (наприклад, вільний кінець консольної колони в нежорсткому каркасі).

Згідно п. 6.2.2.1.1 [2] впливами другого порядку можна знехтувати, якщо гнучкість стиснутого елемента λ менше певного граничного значення λ_{lim}. Якщо ця умова не виконується, то колону необхідно проектувати з урахуванням впливу гнучкості. Проте ані ДБН [1], ані ДСТУ [2] не вказують яким чином це можна зробити

В ЕС2 [3] (п. 5.8.5) передбачено як загальний метод врахування впливу гнучкості, заснований на нелінійному розрахунках конструкції, включаючи геометричну нелінійність, так і два наближених метода, а саме:

– врахування впливів другого порядку, що базується на номінальній жорсткості колони або конструкції,
– метод номінальної кривизни.

Загальний метод є складним та вимагає наявності спеціалізованого програмного забезпечення. Для його реалізації необхідна інформація про армування елемента, тому він може використовуватись тільки для перевірки несучої здатності конструкцій або як ітераційний метод.

Метод номінальної жорсткості є досить складним та не дає чіткої уяви про роботу конструкції, тому найчастіше використовується метод номінальної кривизни.

Обидва наближені методи передбачають виконання оцінки моменту першого порядку приблизно посередині розрахункової висоти елемента (див. рис. 3), де ефект другого порядку буде максимальним (найбільший прогин колони). В більшості випадків це буде відповідати середині реальної висоти колони.

Згідно формули 5.32 [3] момент першого порядку в середній частині колони слід визначати за виразом:

$$M_{0e} = 0{,}6 \cdot M_{02} + 0{,}4 \cdot M_{01} \geq 0{,}4 \cdot M_{02} \ , \qquad (3)$$

де $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ – моменти першого порядку на кінцях колони (див. рис. 3).

Оскільки для розкріплених колон випадковий ексцентриситет e_0 буде мати максимальне значення в середній частині колони (див. рис. 6.1.а2 [2]), тому випадковий момент e_0 необхідно додавати не до M_{01} чи M_{02}, а до моменту M_{0e}:

$$M_{0Ed} = M_{0e} + M_i, \qquad M_i = N_{Ed} \cdot e_0 \qquad (4)$$

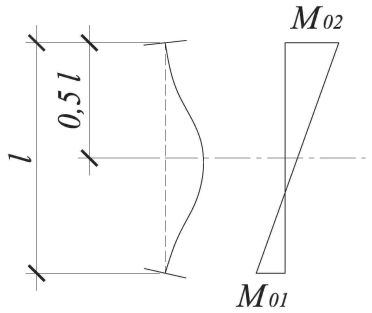

Рис. 3. Деформації та згинальні моменти в розкріпленій колоні

Метод номінальної кривизни розглядається в п. 5.8.8 [3].

В збалансованому перерізі найбільша деформація стиснутого бетону буде складати ε_{cu} = 0,0035, а деформації арматури будуть визначатись за виразом:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}. \tag{5}$$

Виходячи з цього кривизну елемента можна визначити за формулою

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0{,}45 \cdot d} = \frac{f_{yd}}{0{,}45 \cdot d \cdot E_s}. \tag{6}$$

Враховуючи згин елемента кривизну слід визначати як:

$$\frac{1}{r} = K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{r_0}. \tag{7}$$

Кореляційний коефіцієнт, який залежить від величини поздовжньої сили:

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \le 1, \tag{8}$$

де $n_u = 1 + \omega$, $\omega = \dfrac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$, $n = \dfrac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$,

n_{bal} – розрахункова несуча здатність збалансованого перерізу; якщо розглядається прямокутна колона з симетричним розташуванням арматури, то допускається приймати n_{bal} = 0,4.

Оскільки, як правило, площа арматури A_s невідома, то при першому наближені можна задавати її виходячи з мінімального відсотку армування ρ_{min}.

Коефіцієнт, що враховує збільшення кривизни елемента внаслідок розвитку деформацій повзучості:

$$K_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \ge 1, \tag{9}$$

де $\beta = 0{,}35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}$,

φ_{ef} – приведений коефіцієнт повзучості, що можна визначити згідно п. 6.4.1 [2].

Тоді ексцентриситет другого порядку слід визначати як:

$$e_2 = \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \frac{l_0^2}{c}, \qquad (10)$$

де с – множник, який залежить від форми кривизни елемента, для елементів постійного поперечного перерізу допускається, що зміна кривизни має синусоїдальний характер, тому приймається $c \approx \pi^2 \approx 10$

Враховуючи все вище сказане, розрахунковий момент в колоні визначається за формулою

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, \qquad M_2 = N_{Ed} \cdot e_2. \qquad (11)$$

Зрозуміло, що отриманий розрахункових момент з врахуванням впливів другого порядку повинен бути більшим за момент першого порядку $M_{Ed} > M_{02}$.

Висновки. Після визначення розрахункового моменту з врахуванням впливів другого порядку, розрахунок стиснутих елементів необхідно проводити аналогічно до розрахунку згинальних елементів, адже в діючих нормах [1, 2] не має особливої різниці чи елемент зазнає просто згину, чи одночасно стиску та згину. Проте є проблема у визначені форми рівноваги (чи весь елемент є стиснутим, чи є і розтягнута зона). По своїй суті це є два випадки розрахунку стиснутих елементів: випадок великих або малих ексцентриситетів, згідно визначень нині не діючого СНиП [5].

1. ДБН В.2.6.-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення». 2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування». 3. European Committee for Standardization. prEN 1992-1-1: 2003. Eurocode 2, Design of Concrete Structures, Part1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels, Belgium, December, 2003. 4. Designers' guide to en1992-1-1 and en1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures design of concrete structuresgeneral rules and rules for buildings and structural fire design. A. W. Beeby and R. S. Narayanan. Thomas Telford Ltd, London: 2009. 5. СНиП 2.03.01.-84* Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. 6. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморкалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетоних елементів за ДБН В. 2.6 - 98:2009: Навч. посібник. – К.: КНУБА, 2012. – 72 с. 7. Павліков А.М., Бойко О.В. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009): Навч. посібник. За ред. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 85 с. 8. Commentary to Eurocode 2 and Worked Examples, European Concrete Platform ASBL, June, 2008.

УДК 624.012.35:620.173

РОЗРАХУНОК ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК МЕТОДОМ РОЗРАХУНКОВИХ ОПОРІВ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

РАСЧЁТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК МЕТОДОМ РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

CALCULATION OF SLOPING SECTIONS CONCRETE BEAMS BY METHOD OF RESISTANCES OF THE REINFORCED CONCRETE

Кочкарьов Д.В., к.т.н., доц. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Кочкарёв Д.В., к.т.н., доц. (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно)

Kochkarev D.V., candidate of technical sciences, associate professor (National university of water management and nature resources use, Rivne)

Приведено методику розрахунку похилих перерізів прямокутних залізобетонних елементів методом розрахункових опорів залізобетону. Наведено порівняння з експериментальними даними та приклад розрахунку.

Приводится методика расчета наклонных сечений прямоугольных железобетонных элементов методом расчетных сопротивлений железобетона. Приводится сравнение с экспериментальными данными и пример расчета.

Methodology of calculation of sloping sections of rectangular reinforce-concrete elements by the method of resistances of the reinforced concrete. The comparison with experimental data and calculation example.

Ключові слова:
Похилі перерізи, дотичні напруги, нормальні напруги.
Наклонные сечения, касательные напряжения, нормальные напряжения.
Shear, tangent tensions, normal tensions.

Стан питання та задачі дослідження. Питанням розрахунку похилих перерізів займалося чимало вчених, серед яких варто виділити праці [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8]. Вплив багатьох чинників на міцність похилих перерізів значно ускладнює теоретичне обґрунтування прийнятих методик, а значне розходження експериментальних та теоретичних даних у більшості випадків