

АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НОРМАЛЬНОГО ПЕРЕРІЗУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ

У статті наведено аналіз впливу класу бетону, використаного в конструкції на напружено-деформований стан перерізів сталезалізобетонного ригеля. Визначені оптимальні значення класу бетону для збірно-монолітних сталезалізобетонних балок

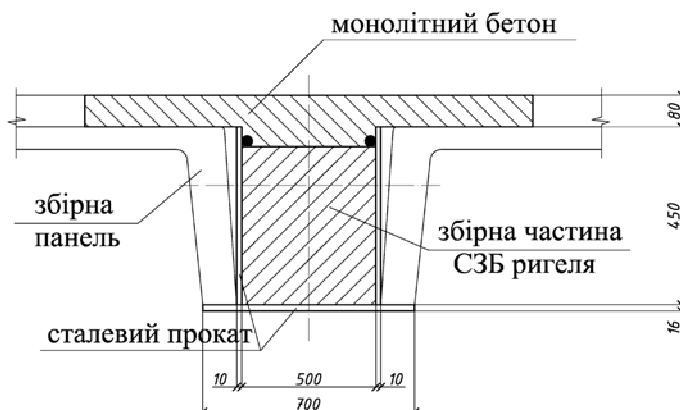
Ключові слова: сталезалізобетонна балка, ригель, напружено-деформований стан, чисельні дослідження.

Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими та практичними завданнями. Сумісне використання сталі та бетону дозволяє отримати кращі показники міцності та жорсткості конструкції, використати сталевий прокат як незнімну опалубку при бетонуванні. Існуючі методи розрахунку [1] не дозволяють урахувати особливості виготовлення збірно-монолітних сталезалізобетонних балок. Удосконалення методів розрахунку конструкцій з урахуванням усіх етапів їх виготовлення є важливим та дозволяє раціонально використати матеріали та виявити фактичні резерви сталезалізобетонних балок.

Аналіз останніх досліджень і публікацій, у яких започатковано розв'язання поставленої проблеми. Доцільність застосування сталезалізобетонних балок розглянута в багатьох дослідженнях [2, 3, 6], але дійсна робота і поведінка конструкції під навантаженням з урахуванням фізичної та геометричної нелінійностей залишаються малодослідженими. Усе більше дослідників звертаються до поглибленого вивчення деформування сталезалізобетонних та залізобетонних конструкцій із використанням нелінійних діаграм роботи бетону.

Формулювання цілей статті. У статті, з використанням описаних у [6] алгоритмів та комп'ютерних програм виконана оцінка напружено-деформованого стану пролітного перерізу СЗБ ригеля. Мета дослідження – визначення впливу зміни геометричних та міцнісних параметрів на НДС перерізів ригеля. Конструкція ригеля, стадії монтажу, та розташування перерізів детально описано у роботі [6].

Викладення основного матеріалу. Розглянемо пролітний переріз, який має розміри показані на рис. 1. Змінюючи клас бетону у рамках В10 - В60, прослідкуємо зміну НДС перерізу та його несучу здатність. Для порівняння, виконаний розрахунок перерізу без бетону.



При розрахунках повздовжня сила N приймалась рівною нулю, а кривизна k змінювалась в діапазоні більше нуля, тобто стиснута зона знаходилась у верхній частині перерізу.

У ході дослідження використовувалися діаграми бетону, які були отримані за криволінійною діаграмою

Рисунок 1 – Пролітний поперечний переріз СЗБ ригеля

прийнятою за ДБН В.2.6.-160 з максимумом на діаграмі R_b прийнятим за СНиП 2.03.01-84. У відповідності до вимог норм [4] за критерій вичерпання несучої здатності поперечного перерізу приймалося: втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмі «момент-кривизна» або «момент-прогин»); руйнування стиснутого бетону при досягненні крайніми стиснутими деформаціями граничних значень ϵ_{cu1} , ϵ_{cu3} ; досягнення крайніми стиснутими/розтягнутими деформаціями сталеві частини поперечного перерізу граничних значень ϵ_{au} .

При дослідженні НДС згинальних елементів за нормальними перерізами важливе значення мають деформації у волокнах найбільш віддалених від нейтрального шару. На рис.2 для різних класів бетону представлені отримані з розрахунків графіки залежності деформацій у крайніх волокнах перерізу від згинального моменту.

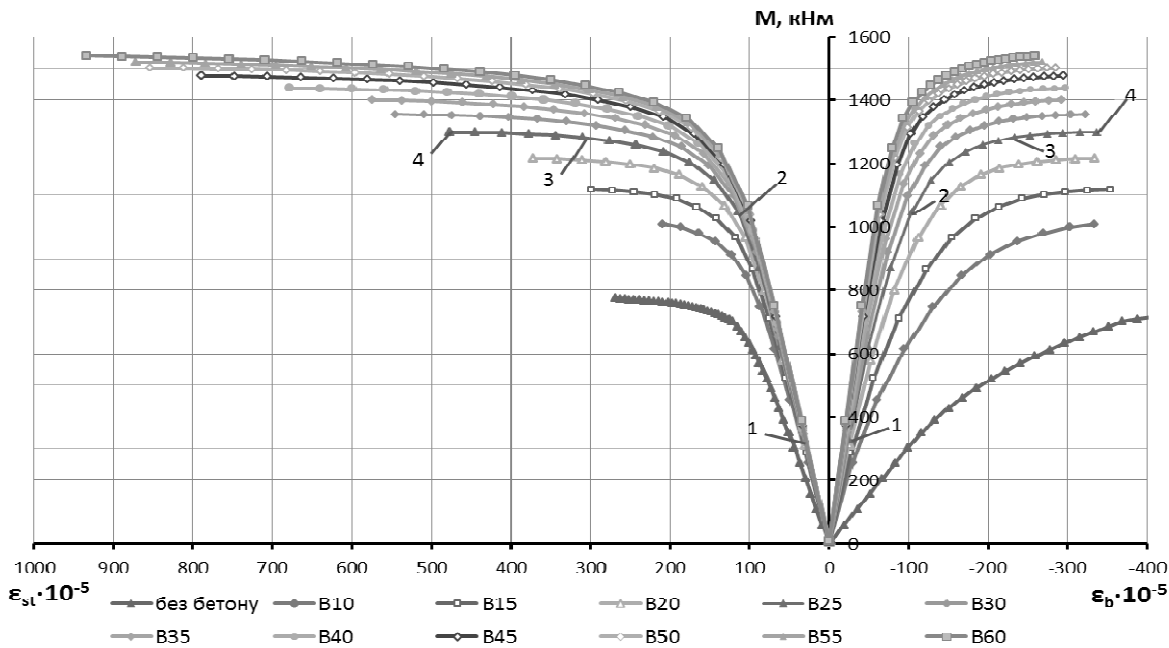


Рисунок 2 – Деформації у крайніх стиснутому бетонному та розтягнутому сталевому волокнах перерізу для різних класів бетону (цифрами позначені навантаження для яких побудовані епюри напружень на рис. 3)

З графіків видно, що деформації стиску дещо менші за деформації розтягу, що пояснюється активною роботою бетону у стиснутій зоні. На початкових стадіях навантаження деформації носили пружний характер, як у стиснутій, так і в розтягнутій зонах перерізу, прояв пластичної роботи балки спостерігається при навантаженнях 70-75% від максимального.

Зі зростанням навантаження пучок графіків розходиться. Аналізуючи графік можна сказати, що до рівня згинального моменту $M=800$ кНм різниця між графіками не перевищує деформацій $10 \cdot 10^{-5}$ для бетонів міцністю від B25 і вище. Графіки деформацій для бетонів класу B10, B15, B20 відшаровується від загальної групи раніше. У розтягнутій частині перерізу графіки досить щільні аж до рівня $M=1100$ кНм, крім бетонів слабших за B25.

Для детального аналізу НДС перерізу зі зростанням навантаження були побудовані епюри деформацій та напружень у бетоні та сталі (рис. 3). Відповідні точки замарковано на рис. 2 та на всіх графіках, які наведено далі. Епюри побудовані для класу бетону B25. Для інших класів бетонів епюри мають подібний характер.

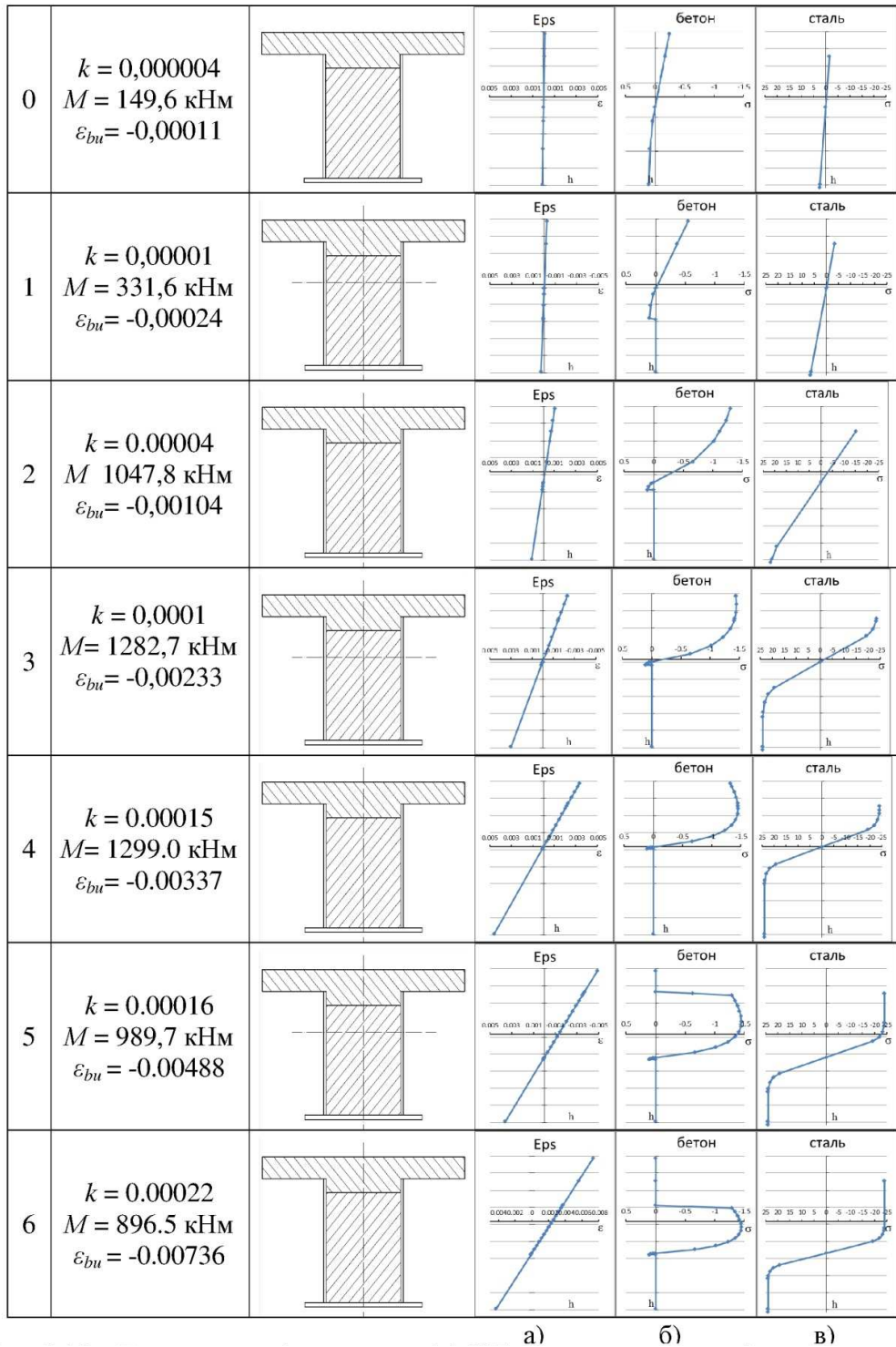


Рисунок 3 – Епюри у пролітному перерізі СЗБ балки при зростанні навантаження: а) деформацій; б) напружень в бетоні В25 (кН/см²); в) напружень в сталі (кН/см²)

На початкових рівнях навантаження значення напружень та деформацій у бетоні та сталевому прокаті мають пружній характер, залежність між напруженнями та деформаціями близька до лінійної. Зі збільшенням навантаження напруження у розтягнутій зоні бетону швидко досягають значення R_{bt} та утворюється тріщина (точка 1). Момент тріщиноутворення у розтягнутій частині перерізу відбувається при значенні моменту $0,15-0,2M_u$ (рис.3). В той час як у стиснутій зоні, епюра напружень ще має лінійний характер, у розтягнутій деформації перевищують граничне значення ε_{bt} - виникає тріщина. Нейтральна лінія переміщується вгору, до стиснутої грані перерізу, деформації

розтягнутої зони збільшуються швидше ніж у стиснутій. Зусилля розтягу у перерізі із тріщиною сприймаються сталеву полицю. В подальшому тріщина у бетоні продовжує розвиватися, підіймається вгору, зона працюючого на розтяг бетону зменшується. З огляду на прийняті передумови розрахунку – гіпотезу плоских перерізів, розподіл деформацій по висоті перерізу залишається лінійним при будь-якому навантаженні аж до руйнування. При досягненні моменту $0,7M_u$ з'являються пластичні деформації у сталевому прокаті балки - у нижній полиці (точка 2). Епюра напружень в бетоні все більш викривляється. Напруження в сталі досягають межі плинності – σ_t (точка 3). При подальшому рості навантаження відбувається значне прирощення деформацій при відносно невеликому збільшенні згинального моменту. Ордината максимальних напружень у стиснутій зоні бетону переміщується від грані перерізу вглиб, до середини перерізу. В більшій частині сталевій стінки спостерігаються напруження, що відповідають межі текучості (точка 4), які все більше поширюються вглиб балки. У закритичній стадії завантаження нейтральне волокно перерізу все більше зміщується у нижню частину перерізу (точки 5, 6).

Отримана залежність згинальний момент – кривизна (рис. 4) має подібний характер для усіх класів бетону. Для ілюстрування процесів, що відбуваються в перерізі при великих деформаціях крайнього волокна, на рис. 5 наведена залежність кривизна - момент для бетону В25 при деформаціях $\varepsilon_{bu} > 0,035$. Відмічені точки на графіку відповідають епюрам деформацій та напружень у сталевій та бетонній частинах перерізу на рис. 2. Розглядаючи характер залежності $k-M$ можна виділити наступні ділянки: пружна ділянка на початкових рівнях навантаження (точки 0-1); пластичний характер при появі тріщин у бетоні (точка 2); гладкий максимум (точки 3-4); різке зменшення моменту (точка 5); полого низхідна ділянка (точка 6). Різкий обрив на графіку між точками 4-5 пояснюється виключенням з роботи бетону верхньої полицки. При відповідній кривизні у крайньому стиснутому волокні перерізу досягаються значення деформації значно більші ніж крайні деформації у заданій діаграмі $\varepsilon_{bu}=0,0035$ та відбувається руйнування стиснутого бетону.

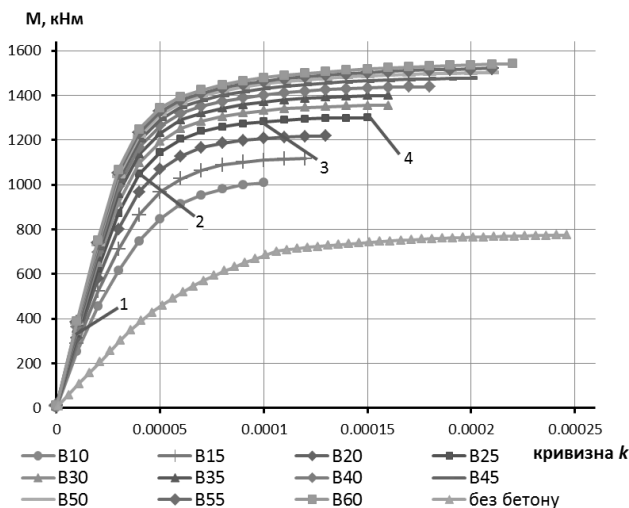


Рисунок 4 – Залежність згинального моменту M від кривизни k

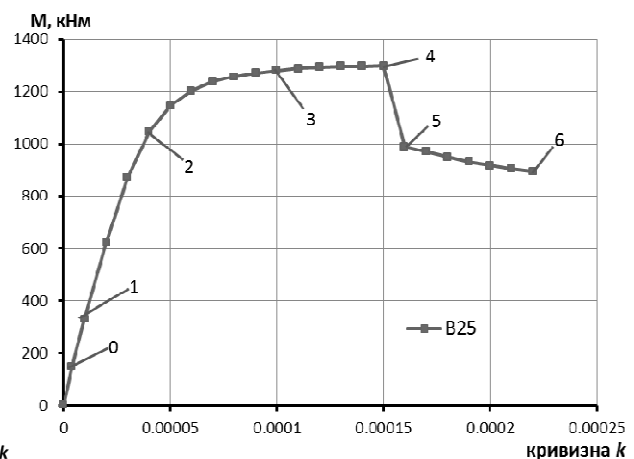


Рисунок 5 – Залежність $M - k$ для бетону В25 при деформаціях більших від ε_{bu}

Це чітко видно на рис. 3, точки 4-5.

На графіку (рис. 5) відсутній чітко виражений екстремум, можна говорити про наявність плато екстемума. Наприклад, для бетону В25 починаючи з $M_u=1298,9$ кНм при $k=0,00015$ зміна моменту на $M_u \pm 1\%$ відповідає ділянці $k=0,0001-0,00015$.

Аналізуючи графіки залежності висоти стиснутої зони від зміни класу бетону (рис.6), можна відмітити, що зі зростанням міцності бетону висота стиснутої зони зменшується. Так, при збільшенні класу бетону різниця між значеннями x , отриманими за [1] та розробленою методикою, збільшується – з 0.7 см у абсолютних величинах (2,1%) для класу В10, до 2.4 см (28,6%) для В60.

Порівняння розрахунків несучої здатності за діючим нормативним документом [1] та розробленою методикою показує добру збіжність, різниця складає не більше 3% (табл. 1). Графіки залежності «М – клас бетону», отримані за розробленою методикою та за діючими нормами [1], мають схожий характер (рис. 7). За алгоритмом, використаним у роботі несуча здатність менша ніж за [1].

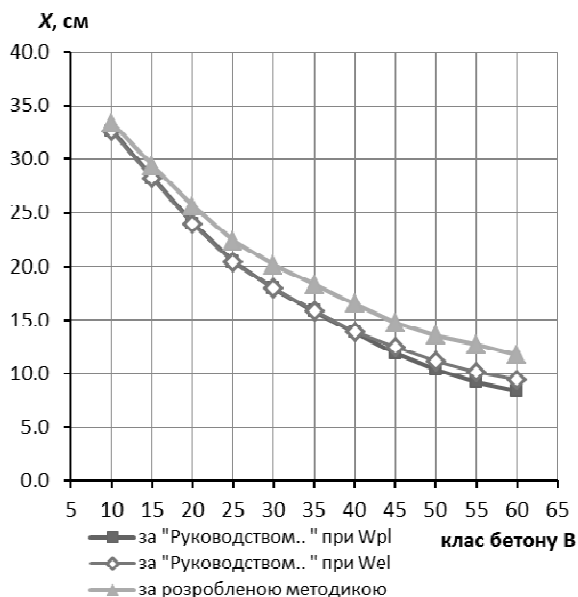


Рисунок 6 - Залежність висоти стиснутої зони від зміни класу бетону при $M=M_u$

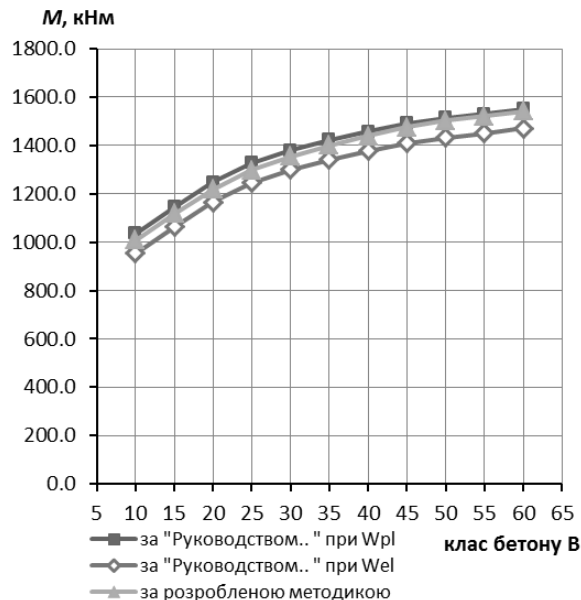


Рисунок 7 - Залежність максимального згинального моменту M_u від класу бетону

Таблиця 1

Порівняння значень висоти стиснутої зони та згинального моменту при розрахунках за [1] та за розробленою методикою для різних класів бетонів

| Клас бетону | За руководством | | | За розробленою методикою | | $\Delta M, \%$ | $\Delta x, \%$ |
|-------------|------------------------------|---|---|------------------------------|---------------------------|----------------|----------------|
| | висота стиснутої зони, x, см | згинальний момент M при $W_{eб}$, кН·м | згинальний момент M при $W_{рб}$, кН·м | висота стиснутої зони, x, см | згинальний момент M, кН·м | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 0 | 39.7 | 550.6 | 631.1 | 34.7 | 685.0 | 7.9 | 14. |
| 10 | 32.7 | 954.1 | 1035.1 | 33.4 | 1009.4 | 2.6 | 2.1 |
| 15 | 28.3 | 1063.8 | 1144.8 | 29.4 | 1117.5 | 2.4 | 3.7 |
| 20 | 24.0 | 1166.8 | 1247.8 | 25.6 | 1217.8 | 2.5 | 6.3 |
| 25 | 20.5 | 1246.6 | 1327.6 | 22.4 | 1298.9 | 2.2 | 8.6 |
| 30 | 18.0 | 1299.4 | 1380.4 | 20.1 | 1355.3 | 1.9 | 10.7 |
| 35 | 15.8 | 1342.4 | 1423.4 | 18.3 | 1400.1 | 1.7 | 13.7 |

Продовження табл. 1

| | | | | | | | |
|----|------|--------|--------|------|--------|-----|------|
| 40 | 13.9 | 1377.3 | 1458.3 | 16.5 | 1438.9 | 1.4 | 16.0 |
| 45 | 12.5 | 1410.6 | 1491.6 | 14.8 | 1476.7 | 1.0 | 19.6 |
| 50 | 11.2 | 1432.3 | 1513.3 | 13.6 | 1502.0 | 0.8 | 23.4 |
| 55 | 10.1 | 1449.5 | 1530.5 | 12.7 | 1520.9 | 0.6 | 27.7 |

| | | | | | | | |
|----|-----|--------|--------|------|--------|-----|------|
| 60 | 9.4 | 1470.2 | 1550.8 | 11.8 | 1540.8 | 0.7 | 28.6 |
|----|-----|--------|--------|------|--------|-----|------|

Зі зростанням класу бетону несуча здатність перерізу збільшується (табл. 1). Якщо для слабких класів бетону (до В25) прирощення несучої здатності складає 7-11% для кожного з класів по відношенню до наступного, то для більш міцних бетонів – 2-4% (табл. 1). З цього можна зробити висновок, що при використанні бетонів класу більше В25, можна говорити про незначний вплив класу бетону на несучу здатність досліджуваного СЗБ перерізу.

Висновки. З огляду на проведений аналіз впливу класу бетону на НДС перерізу СЗБ балки можна відмітити, що оптимальними для використання є класи бетону – В25, В30. Подальше збільшення класу бетону не дає пропорційного приросту несучої здатності конструкції, а збільшує його на декілька відсотків.

Література

1. *Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой / НИИЖБ, ЦНИИпромзданий. – М.: Стройиздат, 1978. – 54 с.*
2. *Семко, О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій: монографія / О.В. Семко. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 320 с.*
3. *Стороженко, Л.І. Згинальні залізобетонні елементи, армовані сталевими листами / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, О.В. Сколибог // Будівельні конструкції. – Вип. 59, кн. 2. – К.: НДБК, 2003. – С. 31–39.*
4. *ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування / Мінрегіонбуд України. – На заміну СНиП 2.03.01-84*. – К., 2011 – 71 с.*
5. *ДБН В.2.6.-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К., 2011 – 55 с.*
6. *Бібік Д.В. Напружено-деформований стан збірно-монолітних сталезалізобетонних балок з урахуванням фізичної нелінійності: автореф. ... дис. канд. техн. наук. / Д.В. Бібік. – ПНТУ. – Полтава. – 2011. – 21 с.*

*Д.В. Биби́к, к.т.н.
В.Н. Бібік, ст. викладач*

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

В статье приведен анализ влияния класса бетона, использованного в конструкции на напряженно-деформированное состояние сечений сталезалезобетонных ригелей. Определены оптимальные значения класса бетона для сборно-монолитных сталезалезобетонных балок

Ключевые слова: *сталезалезобетонная балка, ригель, напряженно-деформированное состояние, численные исследования.*

*M.V. Bibik, Ph.D., docent., V.M. Bibik Senior Lecturer
Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk*

ANALYSIS OF DEFLECTED MODE NORMAL SECTION COMPOSITE BEAM

The article is about the analysis of influence strength quality of concrete to deflected mode of composite beams sections. The optimal values of strength quality of concrete for precast and cast-in-situ steel-concrete composite beams are defined.

Keywords: *steel-concrete composite beams, deflected mode, numerical calculations*

Надійшла до редакції 5.10.2012

© Д.В. Бібік, В.М. Бібік