

УДК 624.016

М.О. Овсій
ПП “Будекспертиза”, м. Полтава
В.Ф. Пенц, к.т.н, доц., Т.А. Галінська, к.т.н, доц.
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

МЕТОДИЧНІ ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ НОРМАЛЬНОГО ПЕРЕРІЗУ СТАЛЕБЕТОННИХ ДВОТАВРОВИХ БАЛОК ІЗ БЕТОННИМ ВЕРХНІМ ПОЯСОМ НА ОСНОВІ РОЗРАХУНКОВОЇ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ

Запропонована методика дозволяє проводити розрахунок несучої здатності нормального перерізу сталобетонних двотаврових балок (СБДБ) із бетонним верхнім поясом залежно від напружено-деформованого стану (НДС) в момент руйнування їх композитних матеріалів (бетону і сталюого двотаврового профілю).

***Ключові слова:** сталь, бетон, балка, нормальний, переріз, напруження, деформації, міцність.*

Постановка проблеми. Зв'язок з науковими і практичними завданнями. Провідні вітчизняні науковці Ю.Г. Аметов, А.М. Бамбура, О.В. Семко, Ю.С. Слюсаренко, Л.І. Стороженко, В.Г. Тарасюк, які є співавторами розробки нині діючих нормативних документів [1], в своїх роботах [2, 3] відзначають необхідність подальшого роботи над редакцією ДБН «Сталезалізобетонні конструкції» [1]. Одним із напрямків удосконалення норм [1] є розробка конкретних практичних методів розрахунку і проектування сталезалізобетонних конструкцій з урахуванням їх основних положень та окремих положень «Єврокоду-4» [4], що діє в країнах ЄС.

Аналіз публікацій. Виділення не вирішених питань. Сталезалізобетонні перекриття, які складаються із монолітних залізобетонних плит з зовнішнім армуванням із профільованого листа і сталюих балок, які працюють сумісно з плитою, на сучасному етапі є одними із ефективних конструктивних рішень несучих каркасів багатопверхових будівель. Такі каркасні несучі системи на сьогодні найбільш використовуються в зарубіжній практиці будівництва промислових та цивільних багатопверхових будівель. Ефективність широкого застосування вищезазначеного типу конструктивного вирішення перекриття обумовлюється наступними позитивними моментами [5-10]:

– можливість використання при новому будівництві будівель із несучим каркасом з нестандартними кроками і прогонами конструкцій, а також при їх реконструкції і переплануванні;

– перекриття в несучому каркасі працюють як горизонтальні діафрагми, що дозволяє забезпечити загальну стійкість колон і рівномірно розподілити горизонтальні навантаження на вертикальні зв'язки каркасу;

– економія сталі може складати 30-50%, а бетону – до 30% в порівнянні з традиційними конструктивними рішеннями перекриттів, в яких елементи працюють незалежно. Зниження ваги перекриття, в свою чергу, обумовлює зниження вартості несучих конструкцій каркасу і фундаментів;

– збільшення жорсткості перекриття в горизонтальному і вертикальному площинах дозволяє зменшити конструктивну висоту перекриття для одного і того ж прогону при одному значенні навантаження та отримати меншу висоту поверху, що дає можливість зекономити витрати на зовнішні огорожуючі конструкції будівлі, вертикальні несучі

конструкції або з'являється більше простору у вертикальній площині для проведення інженерних комунікацій;

– багатofункціональність сталюого профільованого настилу, який: сприймає навантаження при улаштуванні; дає можливість гнучкого розміщення внутрішніх виробничих систем та легкість при транспортуванні настилу як опалубки вручну, а також різки при улаштуванні отворів в перекритті; використовується як опалубка, що не знімається, та риштування при монтажі, що суттєво знижує витрати матеріалів на її виготовлення, а також на облицювання нижньої поверхні плити перекриття; працює як армування перекриття сумісно з бетоном в стадії експлуатації, що дозволяє виключити багаторядність армування перерізу монолітної плити та спростити укладення та ущільнення бетону на стадії виготовлення; перешкоджає втраті загальної стійкості металевих балок перекриття.

Проектування ефективних конструкцій сталезалізобетонних (СЗБ) перекриттів гальмується відсутністю оптимальних методів їх розрахунку, сутність яких полягає у визначенні мінімального перерізу арматури і конструкційної сталі, розмірів поперечного перерізу та способів армування складних конструктивних елементів. Діючі методи розрахунку СЗБ перекриттів базуються на розрахунку за граничними напруженнями з використанням прямокутних епюр напружень для обох матеріалів [4], що не завжди відповідає дійсному НДС їх перерізів. Запропонована в роботах [5] нова концепція розрахунку, впроваджує в практику метод граничних деформацій, який дозволить наблизитися до реального напружено-деформованого стану СЗБ конструкцій (елементів). В той же час запропоновані в роботах [5] і нормах [1] розрахункові положення не враховують: загальну деформаційну модель елемента та увесь спектр варіантів його НДС; конструкцію його перерізу; характер і міцність зв'язків між бетоном і конструктивною арматурою; вплив зусиль зсуву залежно від НДС його перерізів. Усі вище зазначені недоліки методик не дозволяють запроєктувати сталезалізобетонні конструкції перекриття з мінімальним перерізом арматури і конструкційної сталі та максимальною несучою спроможністю.

За останні роки методи розрахунку залізобетонних елементів зазнали подальшого розвитку на основі деформаційної моделі, яка враховує реальні діаграми роботи бетону і арматури. Так значний вклад в розробку вище відмічених методів вклали вчені Бабич Є.М., Барашиков А.Я., Бамбура А.М. і Аметов Ю.Г., Дорофєєв В.С. і Барданов В.Ю., Кочкарьов Д.В., Лазарєв Д.М., Митрофанов В.П., Павліков А.М. [11], Роговий С.І., Шкурупій О.А. та ін. В той же час методи розрахунку СЗБ конструкцій (елементів) за рівнем розвитку значно відстають від методів розрахунку залізобетонних елементів, які впроваджують у практику розрахунку з використанням деформаційної моделі роботи бетону. Для підвищення ефективності та більш широкого розповсюдження СЗБ конструкцій (елементів) необхідне удосконалення теорії і методів їх розрахунку. Вищевикладене визначило актуальність теми дослідження, її важливе народногосподарське значення.

Загальна мета дослідження полягає у розробці методики розрахунку несучої здатності нормального перерізу сталобетонних двотаврових балок (СБДБ) з верхнім бетонним поясом залежно від напружено-деформованого стану (НДС) в момент руйнування їх композитних матеріалів (бетону, конструкційного сталюого двотаврового профілю). Досягнення мети здійснювалося за рахунок вирішення наступних задач, які полягали в:

– обґрунтуванні умов застосування деформаційної моделі та граничних критеріїв розрахунку;

– розробці методики розрахунку оптимального перерізу СБДБ з верхнім бетонним поясом;

– отриманні рішення задач міцності нормального прямокутного перерізу СБДБ, що згинаються, залежно від НДС бетону і конструкційного сталюого двотаврового профілю (КСДП) в момент руйнування.

Викладення основного матеріалу. Обґрунтування отриманих результатів. Методичні основи розрахунку несучої здатності нормального перерізу сталобетонних

двотаврових балок (СБДБ) були розроблені на основі розрахункової деформаційної моделі з використанням основних практичних наукових положень робіт Є.М. Бабича, А.Я. Барашикова, А.М. Бамбури, В.П. Митрофанова, Кочкарьова Д.В., Бабича В.І., Джеймса Дж. МакГрегора і Джеймса К. Уайта та окремих положень діючих вітчизняних і зарубіжних норм [1] і включають в себе рішення двох задач: підбору перерізу конструкційного сталюого двотаврового профілю (КСДП) залежно від висоти бетонного поясу СБДБ, яка є прямою задачею оптимізаційного проектування; перевірки міцності нормального перерізу СБДБ.

1. Задачі перевірки міцності і підбору перерізу КСДП нормального перерізу СБДБ, що згинається, базуються на наступних критеріях:

– задача підбору оптимального перерізу A_a КСДП, який є несучим елементом нормального перерізу СБДБ, вирішується на основі критерію:

$$A(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_{au}) = A_a = \min, \quad (1)$$

де $A_a = 2 \times A_f + A_w$ - площа перерізу КСДП, яка відповідно складається із суми площ його полиць і ребра; ε_{cu} - граничні відносні деформації стиснення в крайньому верхньому волокні стисненої зони бетону нормального перерізу бетонної полиці СБДБ, які приймаються рівними $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ (при $f_{cd} = 8 \dots 60$ МПа) або відповідно даних табл. 1; ε_{au} - граничні відносні деформації розтягу в крайньому нижньому волокні розтягнутої зони КСДП, який є несучим елементом нормального перерізу СБДБ, значення яких приймаються відповідно положень п.6.3.3 [1].

– задача перевірки міцності нормального прямокутного перерізу сталобетонних балок базується на критеріях:

$$M(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_a > \varepsilon_{au}) = \max; \quad M(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_{au}) = \max; \quad M(\varepsilon_{cu}; \varepsilon_a < \varepsilon_{au}) = \max, \quad (2)$$

де M – максимальне значення згинального моменту, який може сприйняти нормальний переріз сталобетонних двотаврових балок з верхнім бетонним поясом; ε_a - відносні деформації в крайньому нижньому волокні розтягнутої зони КСДП.

Таблиця 1

Середні значення величини ε_{cu} для стисненої зони бетону прямокутної форми

f_{cd} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\varepsilon_{cu} \times 10^{-3}$	3,8	3,7	3,6	3,5	3,4	3,3	3,2	3,1	3,0

2. Для вирішення вище відмічених задач були прийняті наступні передумови розрахунку:

– на граничній стадії деформування розподіл відносних деформацій композитних матеріалів по висоті нормального перерізу СБДБ здійснюється за лінійними залежностями (3) і (4), тобто підтверджується гіпотеза плоских перерізів:

$$\text{при } \varepsilon_a = \varepsilon_{au} \quad (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{au})/h = \varepsilon_{cu}/Y_B; \quad (3)$$

$$\text{при } \varepsilon_a > \varepsilon_{au}; \varepsilon_a < \varepsilon_{au} \quad (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_a)/h = \varepsilon_{cu}/Y_B, \quad (4)$$

де h , Y_B – висоти відповідно перерізу СБДБ і його стисненої зони;

– між бетоном і поверхнею КСДП існують сили зчеплення, в результаті чого проявляються максимальні композитні властивості СБДБ, тобто відносні деформації бетону і КСДП в стисненій зоні по висоті нормального перерізу і в розтягненій його зоні на ділянках між тріщинами рівні ($\varepsilon_c = \varepsilon_a$; $\varepsilon_c' = \varepsilon_a'$);

– нормальне зосереджене зусилля (F_C) в стисненій зоні бетону перерізу верхньої полиці СБДБ, стан якої в момент руйнування описується діаграмою “напруження - відносні деформації” (“ $\sigma_C - \varepsilon_C$ ”) (рис. 1), визначається за залежностями (5) і (6), які були частково трансформовані із залежностей, що запропонована науковцями в роботах [34, 36, 37]:

$$\text{при } T_f > \beta_1 \times Y_B; \quad X_C = Y_B; \quad F_C = 0,85 \times f_{cd} \times \beta_1 \times X_C \times V_f; \quad (5)$$

$$\text{при } T_f \leq \beta_1 \times Y_B; \quad X_C = T_f; \quad F_C = 0,85 \times f_{cd} \times X_C \times V_f, \quad (6)$$

де f_{cd} - розрахункове значення міцності бетону на стиск; T_f , V_f – відповідно висота і ширина верхньої полиці в нормальному перерізі СБДБ; X_C – висота стисненої зони бетону в нормальному перерізі СБДБ; β_1 – приведений коефіцієнт стисненої зони бетону (X_c) до

висоти стисненої зони (Y_B) нормального перерізу СБДБ, який в результаті аналізу експериментальних досліджень був запропонований Джеймсом Дж. МакГрегором і Джеймсом К. Уайтом в 1997 році, визначається за залежностями, що приведені в табл.2 відповідно даних наукової роботи і норм:

Таблиця 2

Значення коефіцієнта приведення стисненої зони бетону β_1 до її висоти Y_B залежно від розрахункового значення міцності бетону на стиск f_{cd}

варіант джерело	а		б		в	
	Границі зміни f_{cd}	β_1	Границі зміни f_{cd}	β_1	Границі зміни f_{cd}	β_1
[36]	$f_{cd} \leq 56$ МПа	0,85	56 МПа $< f_{cd} < 126$ МПа	0,97- $-0,015 \times f_{cd} / 7$ МПа	$f_{cd} \leq 126$ МПа	0,7
[37]	$f_{cd} \leq 28$ МПа	0,85	28 МПа $< f_{cd} < 56$ МПа	$0,85 - 0,05 \times (f_{cd} - 28) / 7$ МПа	$f_{cd} \leq 56$ МПа	0,65

– відстань від найбільш стисненої фібри бетону в нормальному перерізу СБДБ до осі прикладення його зосередженого зусилля стиснення (F_c) визначається за залежностями (7) і (8), які були частково трансформовані із залежності, що була запропонована О.Ф.Льїним в роботі [38, (3)]:

$$\text{при } T_f > \beta_1 \times Y_B; \quad Y_{B-z_1} = [0,5 - 238,1 \times f_{cd}^{0,69} / E_a] \times \beta_1 \times Y_B; \quad (7)$$

$$\text{при } T_f \leq \beta_1 \times Y_B \quad Y_{B-z_1} = [0,5 - 238,1 \times f_{cd}^{0,69} / E_a] \times T_f, \quad (8)$$

– для розрахунку міцності поперечного нормального перерізу СБДБ були прийняті спрощені діаграми “напруження - відносні деформації” (“ $\sigma_a - \varepsilon_a$ ”) конструкційної сталі (рис. 2) відповідно рекомендацій п.6.3.2 [1]. Значення граничних деформацій конструкційної сталі визначаємо відповідно рекомендацій п.6.3.3 [1] за залежністю:

$$\varepsilon_{au} = 16,5 \times f_y / E_a, \quad (9)$$

де f_y – характеристичний опір арматурної сталі на границі текучості; E_a – модуль пружності конструкційної сталі;

– розрахунок міцності і оптимальної площі КСДП нормального перерізу СБДБ здійснюється на основі розрахункової деформаційної моделі з використанням критеріїв появи граничного стану, які викладені в положеннях п.5.6.1.1, п.5.6.1.6 і п.5.6.2.3 ДБН В.2.6-160:2010 [1], і діаграм стану матеріалів (рис.1 і рис.2). Основним критерієм появи граничного стану в нормальному перерізі СБДБ є екстремальний критерій досягнення деформаціями стисненого бетону граничних значень ε_{cu} , при якому несуча здатність буде максимальною (M_{max}) (див. рис.3).

Далі приводяться розрахункові аналітичні залежності щодо вирішення задач перевірки міцності і підбору перерізу КСДП нормального прямокутного перерізу СБДБ, що згинається, які були отримані в результаті числових рішень.

3. Рішення задачі: підбір необхідного перерізу КСДП (A_a), яким армується нормальний переріз СБДБ. Метою задачі є визначення оптимального перерізу КСДП СБДБ (рис. 4), при якому деформації в крайніх верхній (бетонній) і нижній (стальній) фібрах її нормального перерізу одночасно досягають відповідно граничних значень ε_{cu} і ε_{au} .

Оптимальну площу перерізу КСДП (A_a) СБДБ пропонується визначати за наступними залежностями:

$$A_a = A_c \times \mu_{opt}; \quad \mu_{opt} = \Delta_\varepsilon \times (2\Delta_h + 1) - 1 / \{ \alpha_a \times [2 + \Delta_h \times (1 - \Delta_\varepsilon)] \}, \quad (10)$$

де $\alpha_a = E_a / E_c$ – коефіцієнт співвідношення модулів пружності конструктивної сталі і бетону; $\Delta_\varepsilon = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{au}$ – коефіцієнт співвідношення величин граничних відносних деформацій бетону (ε_{cu}) і КСДП (ε_{au}); $\Delta_h = h_a / T_f$ – коефіцієнт співвідношення величин висоти КСДП (h_a) до висоти верхнього бетонного поясу (T_f); $\mu_{opt} = A_a / A_c$ – оптимальний коефіцієнт армування

конструктивним сталевим двотавровим профілем нормального перерізу СБДБ; $A_c = B_f \times T_f$ – площа перерізу верхньої полиці СБДБ.

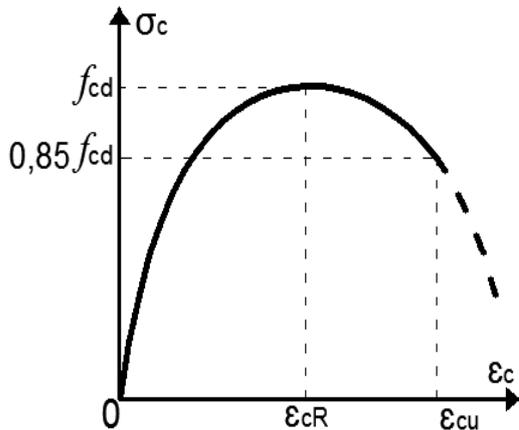


Рисунок 1 - Діаграма стиснення бетону $\sigma_c - \epsilon_c$

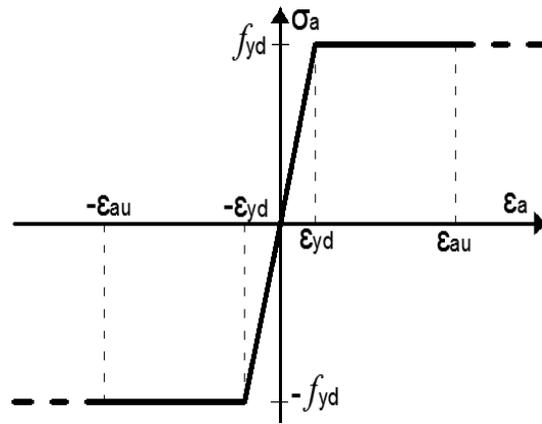


Рисунок 2 - Діаграма стиснення-розтяг для конструкційної сталі $\sigma_a - \epsilon_a$

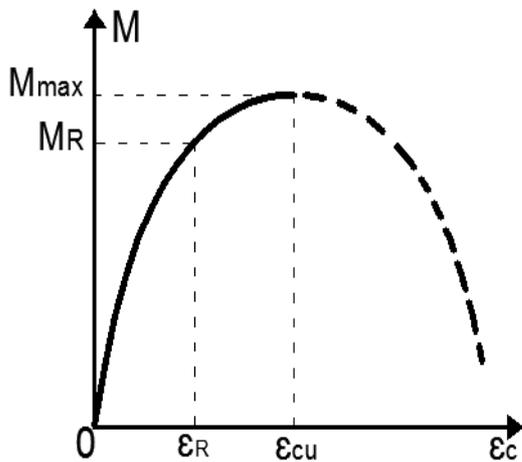


Рисунок 3 - Діаграма стану СБДБ трансформована з діаграми $\sigma_c - \epsilon_c$ за [11, рис.2.4]

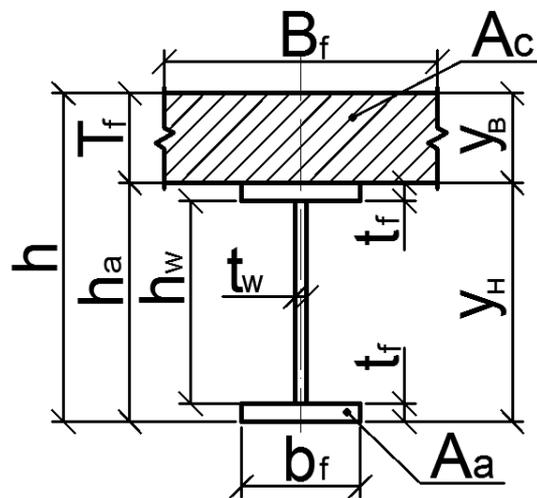


Рисунок 4 - Загальний приведений переріз СБДБ (нейтральна вісь проходить по нижній грані бетонного поясу)

В результаті перетворень із залежності (10) можемо отримати залежності відносно величин Δ_ϵ і Δ_h :

$$\Delta_\epsilon = [1 + \alpha_a \mu \times (2 + \Delta_h)] / [1 + \Delta_h \times (\alpha_a \mu + 2)]; \quad (11)$$

$$\Delta_h = (1 + 2\alpha_a \mu - \Delta_\epsilon) / [\alpha_a \mu \times (1 - \Delta_\epsilon) + 2\Delta_\epsilon]; \quad (12)$$

Координати нейтральної лінії по висоті перерізу (h) СБДБ маємо можливість визначити за залежностями при $h = Y_B + Y_H = T_f + h_a$:

$$Y_B = \{T_f \times (1 + \alpha_a \mu) + h_a \times \alpha_a \mu\} / [2 \times (1 + \alpha_a \mu)] = \{T_f \times \alpha_a \mu \times (1 + \Delta_h)\} / [2 \times (1 + \alpha_a \mu)]; \quad (13)$$

$$Y_H = \{h_a \times (2 + \alpha_a \mu) + T_f\} / [2 \times (1 + \alpha_a \mu)] = \{T_f \times [\Delta_h \times (2 + \alpha_a \mu) + 1]\} / [2 \times (1 + \alpha_a \mu)]. \quad (14)$$

В результаті розрахунків були отримані числові залежності між безрозмірними коефіцієнтами співвідношень Δ_ϵ , Δ_h , і добутком $\alpha_a \mu_{\text{опт}}$. Так значення добутку $\alpha_a \mu_{\text{опт}}$ залежно від величин коефіцієнтів співвідношень Δ_h та Δ_ϵ для нормального перерізу СБДБ, приведені в табл.3.

Оптимальну площу перерізу КСДП (A_a) СБДБ визначаємо за залежністю (10), задавшись вихідними величинами: розмірами перерізу бетонного верхнього поясу балки B_f і T_f ; міцнісними характеристиками бетону і сталі: E_c , E_a , ϵ_{cu} і ϵ_{au} ; співвідношенням висот перерізів КСДП і балки: $\Delta_h = h_a / T_f$.

4. Рішення задачі: перевірка міцності нормального перерізу СБДБ. Метою задачі є визначення граничного значення параметру згинального моменту (M_u) заданого нормального перерізу СБДБ і порівняння його з діючим у ньому моментом (M) від зовнішніх навантажень:

$$M_u \geq M \quad (15)$$

Таблиця 3

Значення добутку $\alpha_d \mu_{opt}$ залежно від величин коефіцієнтів співвідношень Δ_h та Δ_ε

$\Delta_h \backslash \Delta_\varepsilon$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,05	-	-	-	-	-	-	-	0,00	0,00	0,0043
0,06	-	-	-	-	-	-	0,00	0,0021	0,0134	0,0228
0,07	-	-	-	-	-	0,00	0,0059	0,0201	0,0318	0,0416
0,08	-	-	-	-	-	0,0053	0,0237	0,0385	0,0506	0,0607
0,09	-	-	-	-	0,00	0,0228	0,0418	0,0571	0,0697	0,0802
0,10	-	-	-	-	0,0154	0,0405	0,0602	0,0761	0,0891	0,1000

Продовження табл.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0,11	-	-	-	0,00	0,0326	0,0586	0,0790	0,0954	0,1089	0,1202
0,12	-	-	-	0,0145	0,0500	0,0769	0,0980	0,1150	0,1290	0,1407
0,13	-	-	-	0,0310	0,0677	0,0956	0,1174	0,1350	0,1495	0,1617
0,14	-	-	0,00	0,0478	0,0857	0,1145	0,1372	0,1554	0,1704	0,1830
0,15	-	-	0,0110	0,0648	0,1040	0,1338	0,1572	0,1761	0,1917	0,2048
0,16	-	-	0,0265	0,0821	0,1226	0,1534	0,1777	0,1972	0,2134	0,2269
0,17	-	-	0,0423	0,0996	0,1415	0,1734	0,1985	0,2188	0,2355	0,2495
0,18	-	-	0,0583	0,1174	0,1607	0,1936	0,2196	0,2407	0,2580	0,2725
0,19	-	-	0,0745	0,1355	0,1802	0,2143	0,2412	0,2630	0,2809	0,2960
0,20	-	0,0000	0,0909	0,1538	0,2000	0,2353	0,2632	0,2857	0,3043	0,3200
0,21	-	0,0140	0,1076	0,1725	0,2202	0,2567	0,2855	0,3089	0,3282	0,3444
0,22	-	0,0281	0,1244	0,1914	0,2407	0,2784	0,3083	0,3325	0,3525	0,3694
0,23	-	0,0424	0,1415	0,2106	0,2615	0,3006	0,3315	0,3566	0,3774	0,3948
0,24	-	0,0568	0,1589	0,2302	0,2828	0,3232	0,3552	0,3812	0,4027	0,4208
0,25	-	0,0714	0,1765	0,2500	0,3043	0,3462	0,3793	0,4063	0,4286	0,4474
0,26	-	0,0862	0,1943	0,2702	0,3263	0,3696	0,4039	0,4318	0,4550	0,4745
0,27	-	0,1012	0,2124	0,2907	0,3487	0,3934	0,4290	0,4579	0,4819	0,5022
0,28	-	0,1163	0,2308	0,3115	0,3714	0,4177	0,4545	0,4845	0,5094	0,5304
0,29	-	0,1316	0,2494	0,3326	0,3946	0,4425	0,4806	0,5117	0,5375	0,5593
0,30	-	0,1471	0,2683	0,3542	0,4182	0,4677	0,5072	0,5395	0,5663	0,5889
0,31	-	0,1627	0,2874	0,3760	0,4422	0,4934	0,5344	0,5678	0,5956	0,6191
0,32	-	0,1785	0,3069	0,3983	0,4667	0,5197	0,5621	0,5967	0,6256	0,6500
0,33	0,00	0,1946	0,3266	0,4209	0,4915	0,5465	0,5904	0,6263	0,6562	0,6816
0,34	0,0075	0,2108	0,3467	0,4439	0,5169	0,5738	0,6193	0,6565	0,6876	0,7139
0,35	0,0188	0,2272	0,3670	0,4674	0,5428	0,6017	0,6448	0,6875	0,7197	0,7470

В результаті узагальнення було виділено три окремі випадки напружено-деформованого стану (НДС) перерізу СБДБ на стадії її руйнування чи при граничному

стані залежно від положення нейтральної вісі по відношенню до сталюого профілю і верхньої полиці перерізу (див. рис. 5):

– випадок “а”: коли в крайньому верхньому волокні стиснутої бетонної ділянки перерізу відносні деформації бетону досягають величини граничних деформацій стиску $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$, а в крайньому нижньому волокні, що розтягується, відносні деформації КСДП змінюються у межах $\varepsilon_a > \varepsilon_{au}$, тобто існує зона пластичних деформацій;

– випадок “б”: коли відносні деформації бетону досягають величини $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$, а відносні деформації КСДП - величини $\varepsilon_a = \varepsilon_{au}$;

– випадок “в”: коли відносні деформації бетону досягають величини $\varepsilon_b = \varepsilon_{cu}$, а відносні деформації КСДП змінюються у межах $\varepsilon_a < \varepsilon_{au}$.

Загальні рівняння рівноваги для кожного із випадків НДС нормального перерізу СБДБ становлять:

– у випадках 1а, 2а:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2 + F_a^{pl} \times z_3; \quad (16)$$

– у випадках 1б, 1в, 2б, 2в:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2; \quad (17)$$

– у випадку 3а:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2 + F_a^{pl} \times z_3 + F_a' \times z_4; \quad (18)$$

– у випадках 3б, 3в:

$$M_u = F_c \times z_1 + F_a \times z_2 + F_a' \times z_4; \quad (19)$$

де F_c ; F_a' ; F_a ; F_a^{pl} – сумарні нормальні зусилля в перерізі балок відповідно стиснутої його ділянки бетону чи конструкційного сталюого профілю та розтягнутої його ділянки конструкційного сталюого профілю, яка працює у пружній і пластичній стадіях; z_1 ; z_2 ; z_3 ; z_4 – відстані по вертикалі від зусиль до нейтральної лінії перерізу (див. рис. 5).

На першому етапі розрахунку несучої здатності нормального перерізу СБДБ при заданих параметрах (ε_{cu} ; ε_{au} ; E_c ; E_a ; f_{cd} ; f_y ; $A_c = B_f \times T_f$; $A_a = 2 \times h_f \times b_f + h_w \times t_w$) перевіряємо умову:

$$\alpha_a \mu \geq \alpha_a \mu_{opt}; \quad (20)$$

Якщо умова задовольняється, то тоді НДС нормального перерізу СБДБ відповідає НДС за випадком “в”, а якщо ні – то НДС за випадком “а”.

При умові $\alpha_a \mu = \alpha_a \mu_{opt}$ – НДС перерізу СБДБ відповідає безпосередньо НДС за випадком “б”.

На другому етапі розрахунку визначаємо положення нейтральної вісі по відношенню до нормального перерізу КСДП за умовою:

$$h - Y_B \leq h_a; \quad (21)$$

де величину Y_B знаходимо за залежністю (13), а величина $h_a = 2 \times h_f + h_w$.

Якщо умова (20) задовольняється, то нейтральна вісь проходить через переріз КСДП (випадок 3), якщо ні – то нейтральна вісь проходить вище перерізу КСДП і знаходиться на рівні перерізу верхньої бетонної полиці (випадок 1).

При умові $h - Y_B = h_a$ нейтральна вісь в нормальному перерізі СБДБ проходить по верхній грані перерізу КСДП, тобто має місце випадок 2.

На третьому етапі розрахунку складаємо рівняння рівноваги згинальних моментів відносно нейтральної лінії нормального перерізу СБДБ відповідно визначеного випадку НДС та перевіряємо за залежністю (15) дотримання умови його міцності.

Висновок та перспективи подальших розробок. Викладені основні положення методики розрахунку несучої здатності нормального перерізу СБДБ залежно від НДС бетону і КСДП. Запропоновані залежності дозволять розмежувати випадки розрахунку несучої здатності СБДБ, що, в свою чергу, дасть можливість спростити і сам процес розрахунку за деформаційною моделлю.

Метою подальших досліджень є розробка аналітичних залежностей (рівнянь рівноваги згинальних моментів) розрахунку несучої здатності нормальних перерізів СБДБ, що згинаються, залежно від варіантів його НДС.

Література

1. ДБН В.2.6-160:2010 Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення: Затв. Мінрегіонбудом України від 15.11.2010 р №447 та від 30.12.2010 р. №571, чинні з 01.09.2011 р.- К.: ДП "Укрархбудінформ", 2010.- 81 с.
2. Проблеми розробки національного нормативного документа «Сталезалізобетонні конструкції» / Ю.Г. Аметов, А.Н Бамбура, О.В. Семко, Ю.С. Слюсаренко, Л.І. Стороженко, В.Г. Тарасюк // Будівельні конструкції: Зб. наук. праць.– Київ, 2008. - Вип.70. – С.10-14.
3. Стороженко Л.І. Задачі подальшої роботи над нормативним документом “Сталезалізобетонні конструкції” / Л.І. Стороженко, О.В. Семко // Будівельні конструкції: міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) ДНДІБК Мінбуду України. – К.: НДІБК, 2006.- Вип. 65.- С.7-10.
4. Єврокод 4: Проектування комбінованих сталезалізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні норми і правила для будівель / Український переклад англомовної версії: НДІБК – Київ, 2007.– 118 с.
5. Балувєв В.Ю. Автоматизированное оптимальное проектирование сталежелезо-бетонных перекрытий: автореф. дисс. на соиск. науч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Строительные конструкции, здания и сооружения”/ В.Ю. Балувєв. - Екатеринбург, 2004.- 20 с.

6. Васильев А.П. Конструкция и расчёт монолитный перекрытий, возводимых по стальному профилированому настилу / А.П. Васильев, В.М. Горшкова // Перекрытия по стальному профилю настилу. - М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1983.- С.3-11.
7. Васильев А.П. Состояние и перспективы развития конструкций с внешним армированием // А.П. Васильев, В.Н. Голосов // Бетон и железобетон.- 1981.- №3.- С.23-24.
8. Досвід будівництва будівель та споруд зі сталезалізобетонними конструкціями / Стороженко Л.І., Семко О.В., Слюсаренко Ю.С., Аметов Ю.Г., Бамбура А.М. // Будівельні конструкції: міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) ДНДІБК Мінбуду України. – К.: НДІБК, 2006.- Вип. 65.- С.3-6.
9. Монолитные перекрытия зданий и сооружений / И.В. Санников, В.А. Величко, С.В. Сломонов, Г.Е. Бимбад, М.Г. Томильцев.- К.: Будівельник, 1991.- 152 с.
10. Эффективность применения сталежелезобетонных балок в перекрытиях производственных зданий / Хаятин И.Л., Мартынов Ю.С., Орлович Р.Б. и др.// Промышленное строительство. - 1979. – №6.- С.7-9.
11. Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: Монографія / А.М. Павліков. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2007.- 259 с.

Н.А. Овсий
 ЧП “Стройэкспертиза”, г. Полтава
 В.Ф. Пенц, к.т.н., доц., Т.А. Галинская, к.т.н., доц.
 Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

МЕТОДИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ РАСЧЁТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК С БЕТОННЫМ ВЕРХНИМ ПОЯСОМ НА ОСНОВЕ РАСЧЁТНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

Предложенная методика позволяет проводить расчёт несущей способности нормального сечения сталебетонных двутавровых балок с бетонным верхним поясом в зависимости от напряжённо-деформированного состояния в момент разрушения их композитных материалов (бетона и стального двутаврового профиля).

Ключевые слова: сталь, бетон, балка, нормальное, сечение, напряжения, деформации, прочность.

N.A. Ovsiy
 PE “Building expertise”, Poltava
 V.F. Penz, Ph.D., Docent., T.A. Galinska, Ph.D., Docent
 Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk

BASES METHODOLOGY OF CALCULATION OF BEARING CAPACITY NORMAL SECTION OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE I-BEAMS WITH A CONCRETE UPPER BALL BASED ON THE ESTIMATED DEFORMATION MODEL

The proposed method allows the calculation of the load bearing capacity of normal section of steel-concrete I-beams with the upper concrete belt depending on the stress-strain state at the time of the destruction of their composite materials (concrete and steel I-section).

Key words: steel, concrete, beam, normal, cross-section, stress, strain, strength.

Надійшла до редакції 4.09. 2012
 © М.О. Овсій, В.Ф. Пенц, Т.А. Галінська