

# ЗАСТОСУВАННЯ ТЕОРІЇ СКЛАДЕНИХ СТРИЖНІВ ДО РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

## APPLYING OF THE COMPOSITE BARS THEORY TO THE COMPOSITE BEAMS DESIGN

*Д.т.н., професор Яременко О.Ф., магістрант Вільданова Н.Р.  
(Одеська державна академія будівництва та архітектури, Україна)*

Об'єктом досліджень є напружено-деформований стан прогонової будови сталезалізобетонної мостової конструкції.

**Актуальність роботи.** Аналіз літератури [1, 5÷8, 10] показав, що на сьогодні ще не розроблена єдина й чітка методика розрахунку вказаних конструкцій на міцність з урахуванням жорсткості в'язей зсуву. У даній роботі наведений теоретичний розрахунок НДС сталезалізобетонної прогонової конструкції з урахуванням жорсткості в'язів зсуву, які істотно впливають на працездатність конструкції. Сьогодні застосування змішаних сталезалізобетонних систем [5, 8, 10] дозволяє найповніше використовувати властивості сталі та бетону, зменшувати витрати будівельних матеріалів, підвищувати ефективність конструкцій. Але напружено-деформований стан та працездатність таких конструкцій є мало дослідженими. У даній статті наведені результати чисельного дослідження напружено-деформованого стану конструкції балки за методикою розрахунку складених стрижнів О.Р.Ржаніцина. Наведені результати варіантів розрахунку з урахуванням довготривалих процесів (повзучості бетону), з урахуванням жорсткості в'язів зсуву та монолітним з'єднанням між поверхнями сталі та залізобетону.

**Мета роботи** полягає у визначенні напружено-деформованого стану сталезалізобетонної балки мостової конструкції з урахуванням в'язів зсуву.

**Елементи наукової новизни** виконаних досліджень містяться у визначенні жорсткості в'язів зсуву та врахуванні повзучості бетону при дослідженні напружено-деформованого стану сталезалізобетонної балки.

Для того, щоб отримати повноцінну картину зміни зусиль і напружень сталезалізобетонної балки, ми розбили її за довжиною на 10 перерізів (рис.1).

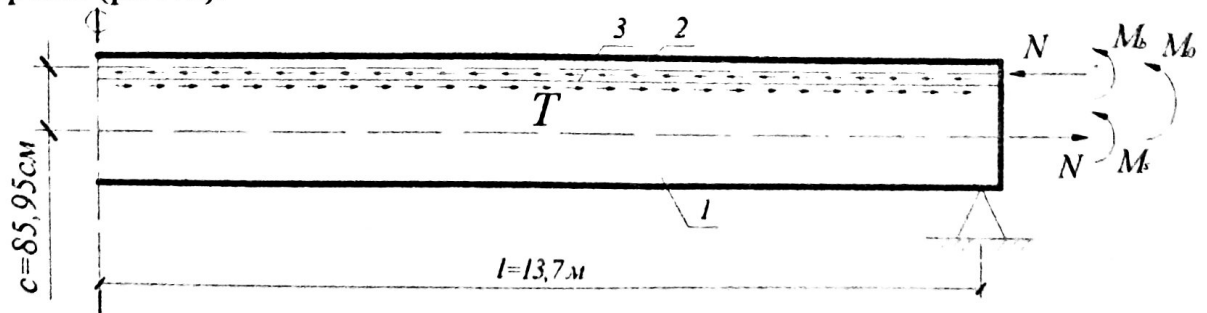


Рисунок 1. Фасад сталезалізобетонної балки на двох опорах

Розглядається згинана сталезалізобетонна балка, яка складена зі сталеві балки двутаврового перерізу 1 та бетонної плити прямокутного перерізу 2. Двутавр та плита об'єднані в'язями зсуву 3 (див. рис.2). У випадку, коли в'язі по контакту сталі та бетону відсутні, кожна складова працює окремо і зовнішній момент  $M_0 = M_b + M_s$ . Якщо балка монолітна, то зсуваючі зусилля  $T$  по контакту бетону та сталі максимальні  $T_M$ . В дійсності бетон та сталь об'єднані в'язями зсуву. У цьому випадку

$$\begin{aligned} M_b &= \frac{E_b I_b}{\sum EI} (M_0 - Nc) \\ M_s &= \frac{E_s I_s}{\sum EI} (M_0 - Nc), \end{aligned} \quad (1)$$

де  $\sum EI = E_b I_b + E_s I_s$ ,  $N = T$ ,  $c$  – відстань між центрами ваги сталі та бетону,  $EI$  – жорсткість складових перерізу при згині. Зусилля зсуву  $T$  можна визначити з наступного диференційного рівняння [2;9]:

$$T'' - \lambda T = -\lambda_0 M_0; \quad (2)$$

$$\lambda = \sqrt{\xi \gamma}; \quad (3)$$

$$\gamma = \frac{c^2}{\sum EI} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{1}{E_s A_s}; \quad (4)$$

$$\xi = \frac{12 E_c I_c n}{h l_c^3}, \quad (5)$$

де  $EA$  – осьова жорсткість складових перерізу,  $\xi$  – погонна жорсткість в'язів зсуву ( $E_c I_c$  – згинальна жорсткість,  $h$  – відстань між в'язями,  $l_c$  – висота в'язів,  $n$  – кількість рядів в'язів).

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\sum EI}; \quad (6)$$

У випадку опертості на кінцях балки та дії рівномірно розподіленого навантаження інтенсивності  $q$  [9]:

$$T = T_M \left[ 1 - \frac{2(\operatorname{ch}(\lambda l) - \operatorname{ch}(\lambda x))}{\lambda^2 (l^2 - x^2) \operatorname{ch}(\lambda l)} \right]; \quad T_M = \frac{qc}{2\gamma \sum EI} (l^2 - x^2), \quad (7)$$

де  $l$  – половина прогону балки; початок координат – від осі симетрії балки (рис.1). Зауважимо, що цей розв'язок справедливий, якщо  $\lambda l \leq 10$ . Нормальні напруження визначаються за формулами опору матеріалів:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{A_i} \pm \frac{M_i z_i}{I_i}. \quad (8)$$

У випадку дії двох однакових зосереджених сил  $P$ , розташованих на відстані  $a$  від опор балки для середини зони чистого згину [9]:

$$T = T_{\mu} \left[ 1 - \frac{\text{sh}(\lambda a)}{\lambda \text{ach}(\lambda l)} \right]; T_{\mu} = \frac{PZ_c}{\gamma \sum EI} a. \quad (9)$$

### Приклади розрахунку.

1. Граничне розрахункове значення інтенсивності постійного навантаження на прогону будову розраховано за нормами [1]:  $q=18,717\text{кН/м}=0,1872\text{кН/см}$ . Відстань між центрами ваги (рис.2) приведенного перерізу залізобетонної плити і складеної металевої балки дорівнює  $c = 102,27\text{см}$ . Латинською буквою  $l$  у даному розрахунку позначено половину розрахункової довжини балки  $l_0$ :  $l = l_0/2 = 27,4/2 = 13,7\text{м}$ .

Фізико-механічні характеристики матеріалів:  $E_b=3520\text{кН/см}^2$ ;  $I_b=167637\text{см}^4$ ;  $A_b=5390\text{см}^2$ ;  $E_s=20600\text{кН/см}^2$ ;  $I_s=1178077\text{см}^4$ ;  $A_s=402\text{см}^2$ . При урахуванні повзучості тривалий модуль деформації бетону дорівнює:

$$E_{b,l} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{kr,d}} = 1100 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \quad (10)$$

де  $\varphi_{kr,d}=2,2$  – узагальнена характеристика тривалої повзучості бетону та стиснення поперечних швів, визначена за нормами [1];  $\xi=3,29\text{кН/см}^2$ ;  $\lambda=0,00124\text{см}^{-1}$ .

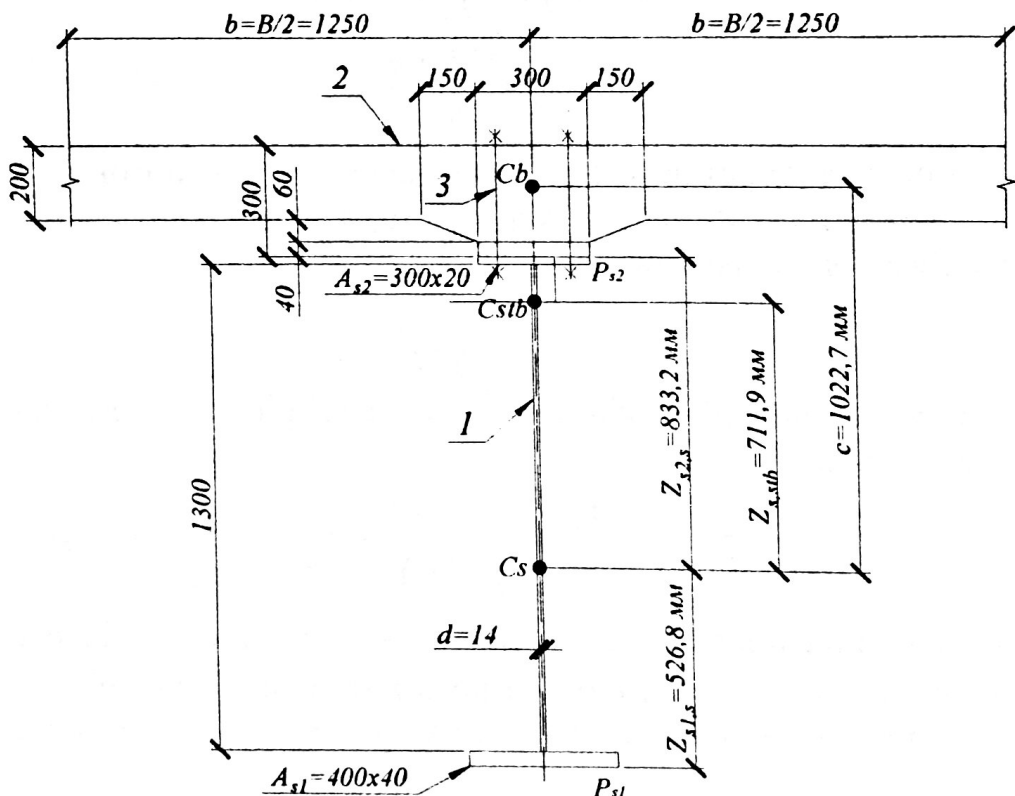


Рисунок 2. Центральний переріз сталезалізобетонної балки:

1)металева балка; 2)залізобетонна плита; 3)болт.

Епюри нормальних напружень, визначених за формулами (8), наведені на рис. 3.

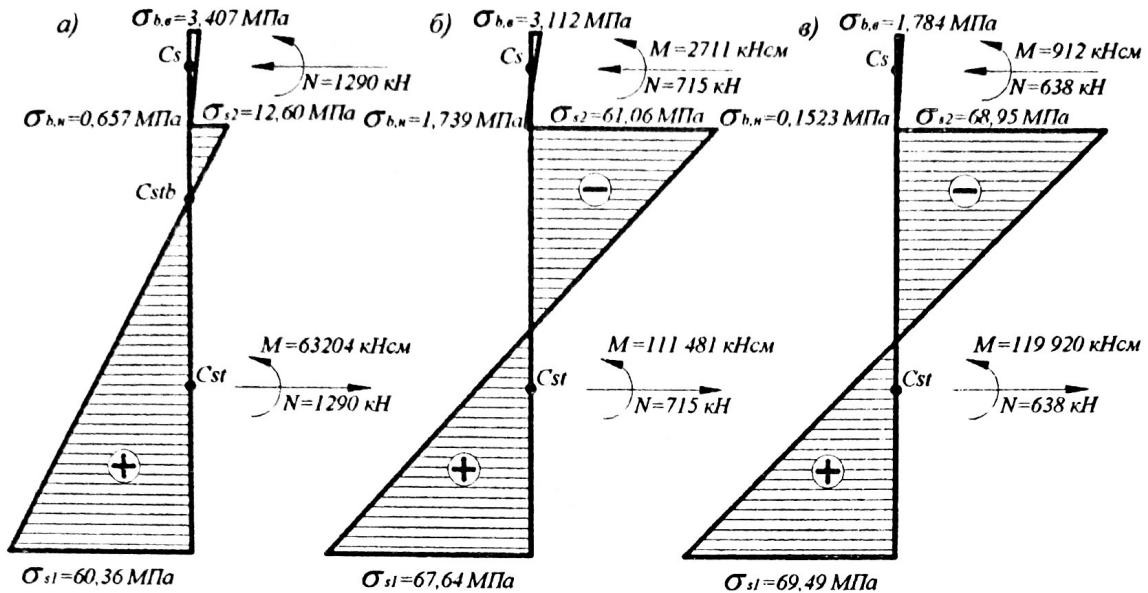


Рисунок 3. Епюри нормальних напружень:

а) монолітне з'єднання; б) з урахуванням в'язів зсуву;

в) з урахуванням жорсткості в'язів зсуву і повзучості бетону.

На рис.4 показана зміна нормальних напружень за довжиною балки при урахуванні повзучості бетону і в'язів зсуву.

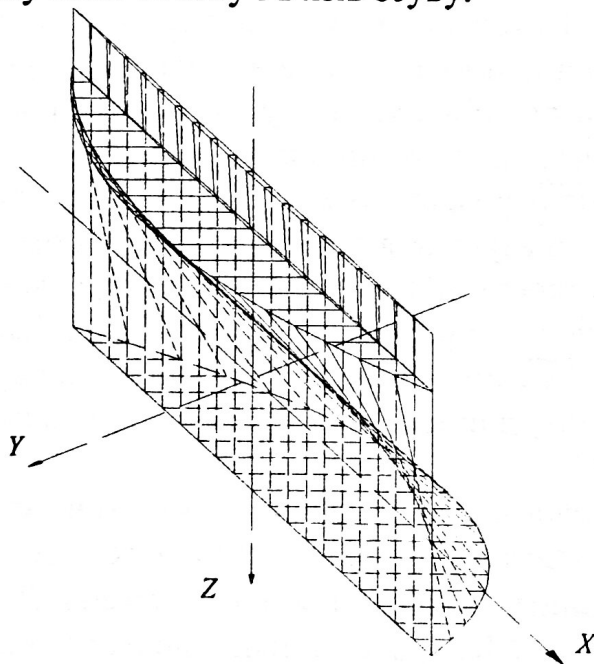


Рисунок 4. Епюра нормальних напружень за довжиною балки

2.Визначений напружено-деформований стан сталезалізобетонної балки, складеної з металевго двотавру №16 і залізобетону перерізом 4x20см, результати порівняні з експериментальними даними [6]. Розрахунковий проліт складає 2 м. Розрахунковий проліт зрізу дорівнює  $a = 0,66$ м. Фізико-механічні характеристики матеріалів:  $E_b = 35200 \text{кН/см}^2$ ;  $E_{b,l} = 1844 \text{кН/см}^2$  при  $\varphi = 0,8$ ;  $I_b = 107 \text{см}^4$ ;  $A_b = 80 \text{см}^2$ ;  $E_{st} = 20600 \text{кН/см}^2$ ;  $I_{st} = 873 \text{см}^4$ ;  $A_{st} = 20,2 \text{см}^2$ ;  $\xi = 46,89 \text{кН/см}^2$ ;  $\lambda = 0,0262 \text{см}^{-1}$ . Напруження розраховані за формулами опору матеріалів (8). Деформації – за допомогою закону Гука. Порівняння епюр деформацій наведено на рис. 5.

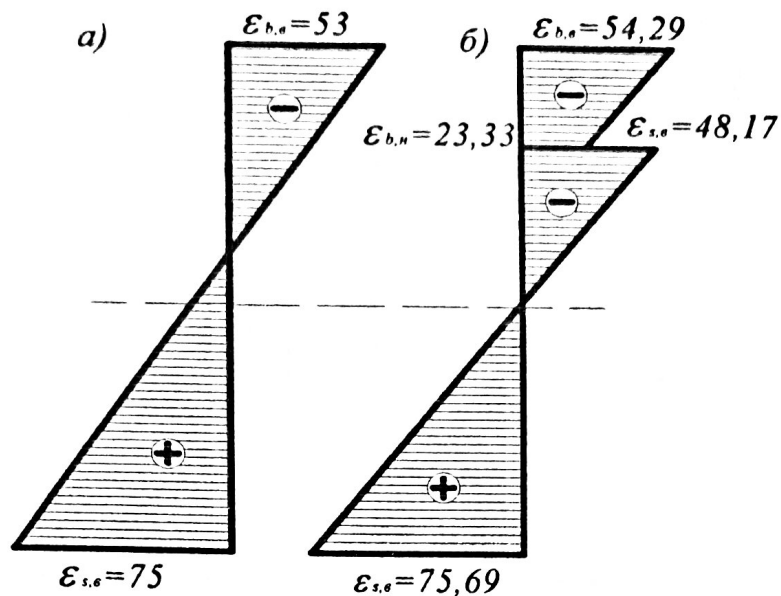


Рисунок 5. Епюри деформацій у центрі прольоту балки при навантаженні двома силами  $P=30\text{кН}$ ,  $\varepsilon \times 10^{-5}$ :

а) експериментальні дані; б) розрахункові дані.

По контуру сталі та бетону виникає зсув, тому деформації у перерізах неоднакові.

**Висновки.** 1.Методика складених стрижнів О.Р.Ржаніцина є простою і точною, про що свідчать наведені результати розрахунків сталезалізобетонних балок. Тому ця методика рекомендується для розрахунку сталезалізобетонних конструкцій.

2.Різні варіанти розрахунку складеної сталезалізобетонної мостової балки наочно показують вплив довготривалих процесів (повзучості бетону) і жорсткості в'язів зсуву на напружений стан конструкції. Різниця напружень при розрахунках монолітного з'єднання та з урахуванням довготривалих процесів і в'язей зсуву складає для верхньої фібри бетону 91%, для нижньої – 33%; для верхньої грані сталі – 82%, для нижньої – 13%.

3.Епюри деформацій фібрових волокон стиснутого бетону та нижньої розтягнутої полки сталюго двутавру відповідають експериментальним даним. Для навантажень  $P = 5 \div 30\text{кН}$  найбільша похибка складає 5%. Для більш високих навантажень діапазону  $40 \div 60\text{кН}$  нижня полка двутавру працює в пластичній стадії.

#### Список використаних джерел

1.ДБН В.1.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування. – К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. – 359с.

2.Енделе М., Шейнога И. Высотные здания с диафрагмами и стволы жёсткости: Пер. с чеш. Е.Б. Долгова, под ред. Г.А. Казиной. – М.: Стройиздат, 1980. - 336с.

3.Кваша В.Г. Розрахунок головної балки розрізної сталезалізобетонної прольотної будови автодорожнього моста:

Методичний посібник. – Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2003. – 33с.

4.Кваша В.Г. Обстеження і випробування автодорожніх мостів: Монографія. –Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2002. – 104с.

5.Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції / За ред. Ф.Є.Клименка: Підручник. – 2-ге вид., випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312с.

6.Клименко Ф.Є., Фабрика Ю.М., Шмиг Р.А., Львівський державний університет. Характер розвитку деформацій в сталезалізобетонних балках, що працюють на згин.// Дороги і мости: Збірник наукових праць. В 2-х томах: Т.1. – К.: ДерждорНДІ, 2007. – Випуск 7. С.230.

7.Крильцов Є.І. Сучасні залізобетонні мости. – М. Транспорт 1970р.

8.Примеры расчёта железобетонных мостов / Я.Д.Лившиц, М.М.Онищенко, А.А.Шкуратовский. – К.: Вища шк. Головное изд-во, 1986. – 263с.

9.Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки. – М.: Стройиздат, 1986. – 316с.

10.Розрахунок і проектування мостів. В 2-х т. Навчальний посібник/ За ред. А.Лантуха-Лященка. – К.: НТУ, 2007.-Т.1. – 337с.