

УДК 624.016:624.075.23

Гудзь С.А., к.т.н.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

### **Урахування геометричної нелінійності при розрахунку стиснуто-згинних сталезалізобетонних колон**

**Анотація.** Наведено уточнення на основі теорії другого порядку до методики визначення внутрішніх зусиль у стиснуто-згинних сталезалізобетонних колонах і доповнення до розрахунку їх несучої здатності для перевірки стійкості згідно з українською версією Єврокоду 4. Розроблено алгоритм розрахунку, розглянуто його основні етапи і виділено ті моменти, на які потрібно звертати особливу увагу. Враховано особливості роботи складеної конструкції при дії складного навантаження.

**Ключові слова:** сталезалізобетонні колони, геометрична нелінійність, внутрішні зусилля, несуча здатність, стійкість, складне навантаження.

Гудзь С.А., к.т.н.

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка

### **Учет геометрической нелинейности при расчете сжато-изгибаемых сталежелезобетонных колонн**

**Аннотация.** Приведены уточнения на основе теории второго порядка к методике определения внутренних усилий в сжато-изгибаемых сталежелезобетонных колоннах и дополнения к расчету их несущей способности для проверки устойчивости согласно украинской версии Еврокода 4. Разработан алгоритм расчета, рассмотрены его основные этапы и выделены те моменты, на которые нужно обращать особое внимание. Учтены особенности работы составной конструкции при воздействии сложной нагрузки.

**Ключевые слова:** сталежелезобетонные колонны, геометрическая нелинейность, внутренние усилия, несущая способность, устойчивость, сложная нагрузка.

UDC 624.016:624.075.23

Goods S.A., Ph.D.

Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University

### **Consideration of second order effects by design of composite beams-columns**

**Abstract.** Specification on basis of second order theory to the methodology of determination of internal forces in composite beams-columns and additions to the design of carrying capacity are brought for verification of stability according to the Ukrainian version of Eurocode 4. Calculation algorithm was developed, its main stages are considered and those moments are marked on which you need to pay special attention. Features of compound structure work are take into account when subjected to complex load.

**Keywords:** composite columns, second order effects, internal forces, carrying capacity, stability, complex load.

**Вступ.** Одним із найпоширеніших видів сталезалізобетонних колон є частково або повністю обетоновані сталеві двотаври, які позитивно себе зарекомендували в практиці будівництва завдяки вдалому поєднанню сталі та бетону для отримання сприятливих умов сумісної роботи. Вони можуть бути отримані також у результаті підсилення пошкоджених сталевих стиснутих елементів обетонуванням. Серед сталезалізобетонних колон особливо привабливими виглядають частково обетоновані сталеві двотаври (сталеві двотаври з боковими порожнинами, заповненими бетоном), котрі поряд із такими перевагами, як висока несуча здатність, особливо у випадку застосування зварних сталевих профілів, відсутність робіт із влаштування опалубки та захисту гострих країв, просте рішення для з'єднань і прикладення навантаження, легкий спосіб подальшого підсилення, мають лише один суттєвий недолік – знижений опір дії вогню. Проблемним для всіх конструкцій залишається питання забезпечення сумісної роботи. Необхідно звернути увагу також на описання поведінки комбінованих колон при одночасній дії кількох впливів, що можуть виникати внаслідок відхилень і деформацій конструкції.

**Огляд останніх джерел досліджень і публікацій.** У європейських нормах [1] та вітчизняних нормах [2], що недавно набули чинності й ґрунтуються на європейських, наведено тільки загальні основи розрахунку та проектування сталезалізобетонних конструкцій. Разом з тим у них відсутня повна і вичерпна методика розрахунку стійкості стиснутих елементів, що стримує поширення застосування комбінованих колон у виробництві. Засади розрахунку стійкості сталезалізобетонних і сталобетонних стійок при різних видах навантаження розглянуто в роботах К. Роїка і Г. Вагенкнехта [3], Ю.Г. Аметова, А.М. Бамбури [4], Л.І. Стороженка [5], О.В. Семка [6] та інших науковців [7 – 8].

**Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.** Дійсна робота комбінованих колон при складному опорі викликає зацікавленість у багатьох дослідників, але не може вважатися достатньо дослідженою і потребує подальшого ретельного вивчення.

**Постановка завдання.** У роботі поставлено за мету висвітлити, узагальнити та вдосконалити методика визначення внутрішніх зусиль у стиснуто-згинних сталезалізобетонних колонах, яка відповідає вимогам європейських норм і враховує особливості роботи складеної конструкції при складному навантаженні. Виходячи з вищенаведеного, внесення уточнень до розрахунку сталезалізобетонних колон є актуальним завданням, що мусить бути розв'язане.

**Основний матеріал і результати.** Розглянемо основні етапи розрахунку сталезалізобетонних колон і виділимо ті моменти, на які потрібно звертати особливу увагу. В загальному випадку при спільній дії стиску та двовісного згину перевірка стійкості згідно з рекомендаціями Єврокоду 4 [1] полягає у необхідності задоволення таких умов

$$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{pl,y,N,Rd}} = \frac{M_{y,Ed,max}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}; \quad \frac{M_{z,Ed,max}}{M_{pl,z,N,Rd}} = \frac{M_{z,Ed,max}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}; \quad (1)$$

$$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{pl,y,N,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,N,Rd}} = \frac{M_{y,Ed,max}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0; \quad (2)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,N,Rd}} + \frac{M_{z,Ed,max}}{M_{pl,z,N,Rd}} = \frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed,max}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0, \quad (3)$$

де  $M_{y,Ed,max}$ ,  $M_{z,Ed,max}$  – найбільші розрахункові згинальні моменти відносно відповідних осей за абсолютним значенням з урахуванням впливів другого порядку та неточностей;

$M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$  – розрахункові згинальні моменти відносно відповідних осей за абсолютним значенням з урахуванням впливів другого порядку;

$M_{pl,y,N,Rd}$ ,  $M_{pl,z,N,Rd}$  – пластичні моменти внутрішніх пар у відповідній площині згину з урахуванням поздовжньої сили  $N_{Ed}$ ;

$M_{pl,y,Rd}$ ,  $M_{pl,z,Rd}$  – пластичні моменти внутрішніх пар у відповідній площині згину;

$\mu_{dy}$ ,  $\mu_{dz}$  – коефіцієнти, що враховують вплив поздовжньої сили  $N_{Ed}$  на несучу здатність за згинальним моментом і ґрунтуються на кривій взаємодії внутрішніх зусиль;

$\alpha_{M,y}$ ,  $\alpha_{M,z}$  – коефіцієнти, що мають відношення до згину колони відносно осей у-у та z-z відповідно (для звичайної сталі  $\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = 0,9$ , для високоміцної сталі  $\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = 0,8$ ).

Схарактеризуємо процес визначення внутрішніх зусиль, адже він теж має свої особливості. Неточності (геометричні недосконалості) повинні враховуватися тільки для площини, у котрій передбачається можливість руйнування, адже втрата стійкості одразу в двох площинах неможлива. Тобто в одній перевірці при визначенні внутрішніх зусиль урахується лише одна неточність. Якщо не очевидно, яка з площин є більш критичною, то перевірку необхідно виконувати для обох площин.

Розрахункові пари згинальних моментів з урахуванням впливів другого порядку та неточностей згідно з рекомендаціями Єврокоду 4 [1] можна представити у вигляді формул

$$M_{y,Ed,max} = k_{y(M)} M_{y,Ed,I} + k_{y(N)} N_{Ed} e_{0,y}; \quad M_{z,Ed} = k_{z(M)} M_{z,Ed,I}; \quad (4)$$

$$M_{y,Ed} = k_{y(M)} M_{y,Ed,I}; \quad M_{z,Ed,max} = k_{z(M)} M_{z,Ed,I} + k_{z(N)} N_{Ed} e_{0,z}, \quad (5)$$

де  $k_y$ ,  $k_z$  – збільшувальні коефіцієнти для відповідних осей, котрі враховують ефекти другого порядку для відповідних згинальних моментів

$$(k_y = \frac{\beta_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff,y}}} \geq 1,0, \quad k_z = \frac{\beta_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff,z}}} \geq 1,0, \quad \text{де } \beta_y, \beta_z \text{ – коефіцієнти еквівалентного}$$

моменту за таблицею 6.4 [1], для  $k_{y(N)}$ ,  $k_{z(N)}$ :  $\beta_y = \beta_z = \beta = 1,0$ ;  $N_{cr,eff,y}$ ,  $N_{cr,eff,z}$  – критичні поздовжні сили для відповідних осей та відповідно до згинальної жорсткості при розрахунковій довжині, рівній довжині колони);

$M_{y,Ed,I}$ ,  $M_{z,Ed,I}$  – найбільші розрахункові згинальні моменти першого порядку в межах довжини стійки відносно відповідних осей за абсолютним значенням без урахування неточностей;

$e_{0,y}$ ,  $e_{0,z}$  – початкові еквівалентні недосконалості елементів у напрямках втрати стійкості (максимальні їх значення посередині колони у вигляді частково або повністю обетонованого сталевого двотавра дорівнюють  $e_{0,y} = \frac{L}{200}$ ,  $e_{0,z} = \frac{L}{150}$ , де  $L$  – довжина колони).

У формулах (4) – (5) передбачається, що навантаження прикладається до колони тільки на її кінцях (колонна не піддається проміжним поперечним навантаженням), а результуючі згинальні моменти визначаються в середньому по довжині колони перерізі та є не меншими, ніж найбільший згинальний момент на опорі. Тому цей метод визначення внутрішніх зусиль вважається спрощеним.

Варто зазначити, що реальні найбільші згинальні моменти відносно різних осей часто діятимуть (при виникненні різних опорних моментів) у різних перерізах по довжині колони і не завжди у місці з максимальним значенням недосконалості, тому в точних розрахунках складати значення моментів від поперечного навантаження й від недосконалості потрібно з урахуванням розподілу їх епюр. Найпростіше це зробити за допомогою будь-якої зручної програми для статичного розрахунку стержневих конструкцій, прикладаючи замість початкових недосконалостей еквівалентні рівномірно розподілені навантаження як на рис. 1. Але складність полягає в урахуванні впливів другого порядку та необхідності виконання перевірки стійкості при двовісному згині практично в кожному перерізі по довжині колони.

Розрахункові пари згинальних моментів по довжині стійки за абсолютним значенням з урахуванням впливів другого порядку та неточностей згідно з теоретичним розрахунком внутрішніх зусиль можна представити у вигляді формул

$$M_{y,Ed,max}(\xi) = \left| M_{y,Ed,R} \left( \frac{r_y \sin(\varepsilon_y(1-\xi)) + \sin(\varepsilon_y \xi)}{\sin(\varepsilon_y)} \right) + \bar{M}_{y,Ed,0} \left( \frac{\cos(\varepsilon_y(0,5-\xi))}{\cos(\varepsilon_y/2)} - 1 \right) \right|; \quad (6)$$

$$M_{z,Ed}(\xi) = \left| M_{z,Ed,R} \left( \frac{r_z \sin(\varepsilon_z(1-\xi)) + \sin(\varepsilon_z \xi)}{\sin(\varepsilon_z)} \right) + \frac{q_z L^2}{\varepsilon_z^2} \left( \frac{\cos(\varepsilon_z(0,5-\xi))}{\cos(\varepsilon_z/2)} - 1 \right) \right|; \quad (7)$$

$$M_{y,Ed}(\xi) = \left| M_{y,Ed,R} \left( \frac{r_y \sin(\varepsilon_y(1-\xi)) + \sin(\varepsilon_y \xi)}{\sin(\varepsilon_y)} \right) + \frac{q_y L^2}{\varepsilon_y^2} \left( \frac{\cos(\varepsilon_y(0,5-\xi))}{\cos(\varepsilon_y/2)} - 1 \right) \right|; \quad (8)$$

$$M_{z,Ed,max}(\xi) = \left| M_{z,Ed,R} \left( \frac{r_z \sin(\varepsilon_z(1-\xi)) + \sin(\varepsilon_z \xi)}{\sin(\varepsilon_z)} \right) + \bar{M}_{z,Ed,0} \left( \frac{\cos(\varepsilon_z(0,5-\xi))}{\cos(\varepsilon_z/2)} - 1 \right) \right|, \quad (9)$$

де  $\xi$  – відносна координата перерізу,  $\xi = 1 - \frac{x}{L}$ ;

$M_{y,Ed,R}$ ,  $M_{z,Ed,R}$  – найбільші розрахункові опорні згинальні моменти відносно відповідних осей зі своїм знаком;

$r_y$ ,  $r_z$  – масштабні коефіцієнти, які дорівнюють співвідношенню опорних згинальних моментів відносно відповідних осей ( $-1 \leq r \leq 1$ );

$\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_z$  – коефіцієнти, які визначаються за формулами

$$\varepsilon_y = L \sqrt{\frac{N_{Ed}}{(EI)_{eff,II,y}}}; \quad \varepsilon_z = L \sqrt{\frac{N_{Ed}}{(EI)_{eff,II,z}}};$$

$\bar{M}_{y,Ed,0}$ ,  $\bar{M}_{z,Ed,0}$  – умовні розрахункові згинальні моменти відносно відповідних

осей,  $\bar{M}_{y,Ed,0} = \frac{q_y L^2 + 8N_{Ed} e_{0,y}}{\varepsilon_y^2}$ ;  $\bar{M}_{z,Ed,0} = \frac{q_z L^2 + 8N_{Ed} e_{0,z}}{\varepsilon_z^2}$ ;

$q_y$ ,  $q_z$  – розрахункові рівномірно розподілені навантаження, прикладені у площинах, перпендикулярних до зазначених осей.

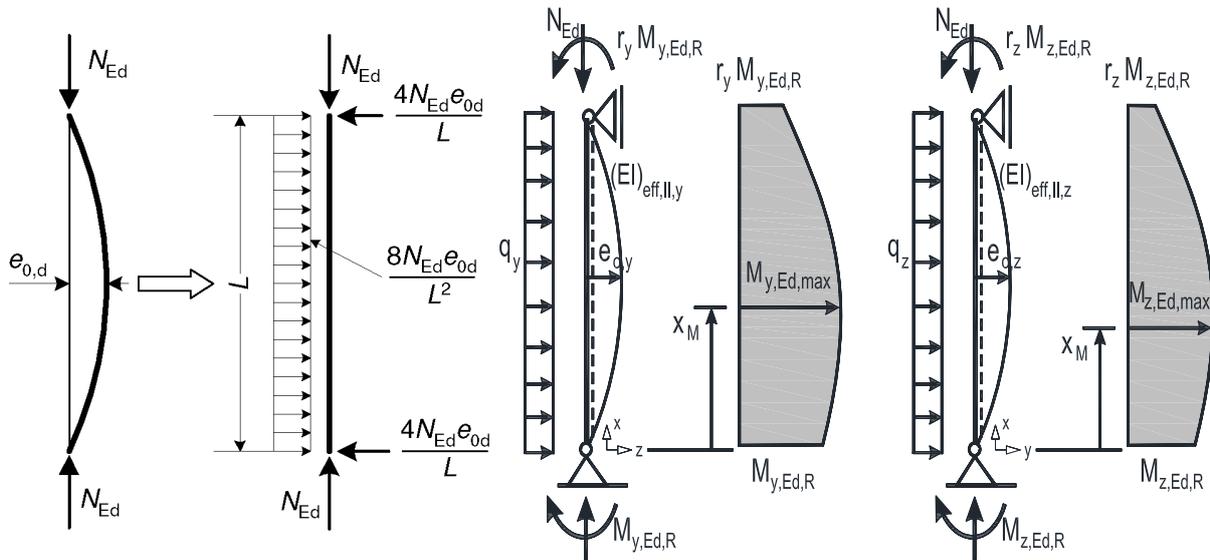
Найбільші розрахункові згинальні моменти по довжині стійки в місці з координатою, яка починається від опорного найбільшого розрахункового згинального моменту,  $\xi_M = 0,5 + \frac{\arctg(c_y)}{\varepsilon_y}$  або  $\xi_M = 0,5 + \frac{\arctg(c_z)}{\varepsilon_z}$  (тут  $c_y$ ,  $c_z$  – коефіцієнти, які

визначаються згідно з рис. 1 за формулами  $c_y = \frac{M_{y,Ed,R}(r_y - 1)}{M_{y,Ed,R}(1 + r_y) + 2\bar{M}_{y,Ed,0}} \frac{1}{\tg(\varepsilon_y/2)}$ ;

$c_z = \frac{M_{z,Ed,R}(r_z - 1)}{M_{z,Ed,R}(1 + r_z) + 2\bar{M}_{z,Ed,0} \operatorname{tg}(\varepsilon_z / 2)}$  з урахуванням впливів другого порядку та неточностей згідно з теоретичним розрахунком внутрішніх зусиль можна отримати, прирівнявши похідну до нуля ( $\frac{dM_{Ed}(\xi)}{d\xi} = 0$ )

$$M_{y,Ed,max} = \left[ 0,5M_{y,Ed,R}(1 + r_y) + \bar{M}_{y,Ed,0} \right] \frac{\sqrt{1 + c_y^2}}{\cos(\varepsilon_y / 2)} - \bar{M}_{y,Ed,0}; \quad (10)$$

$$M_{z,Ed,max} = \left[ 0,5M_{z,Ed,R}(1 + r_z) + \bar{M}_{z,Ed,0} \right] \frac{\sqrt{1 + c_z^2}}{\cos(\varepsilon_z / 2)} - \bar{M}_{z,Ed,0}. \quad (11)$$



**Рисунок 1 – Заміна початкових недосконалостей викривлення еквівалентним горизонтальним рівномірно розподіленим навантаженням; розрахункові схеми колони й епюри згинального моменту в теорії другого порядку**

Впливи другого порядку можна не враховувати, якщо виконується вказана умова, при недотриманні котрої навіть центрально стиснута колона перетворюється на стиснуто-згинну, де розрахунок виконується по чергово для кожної площини на сумісну дію стиску й одновісного згину

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr,eff}}{N_{Ed}} \geq 10, \quad (12)$$

де  $\alpha_{cr}$  – коефіцієнт, за якого розрахункове навантаження повинно зрости до величини, що спричинить пружну втрату стійкості.

Для визначення критичних поздовжніх сил використовується формула Ейлера

$$N_{cr,eff,y} = \frac{\pi^2(EI)_{eff,II,y}}{L_{cr,y}^2}; \quad N_{cr,eff,z} = \frac{\pi^2(EI)_{eff,II,z}}{L_{cr,z}^2}, \quad (13)$$

де  $(EI)_{eff,II,y}$ ,  $(EI)_{eff,II,z}$  – розрахункові значення фактичної згинальної жорсткості;

$L_{cr,y}$ ,  $L_{cr,z}$  – розрахункові довжини колони (тут  $L_{cr,y} = L_{cr,z} = L$ ).

Розрахункові значення фактичної згинальної жорсткості визначають, складаючи жорсткості сталевго двотавра, арматури і бетонної частини:

$$(EI)_{eff,II,y} = K_0(E_a I_{a,y} + E_s I_{s,y} + K_{e,II} E_{cm} I_{c,y}); \quad (14)$$

$$(EI)_{eff,II,z} = K_0(E_a I_{a,z} + E_s I_{s,z} + K_{e,II} E_{cm} I_{c,z}), \quad (15)$$

де  $K_0$ ,  $K_{e,II}$  – калібровочний і поправочний на наявність тріщин коефіцієнти, що приймаються  $K_0 = 0,9$ ,  $K_{e,II} = 0,5$ ;

$E_a$ ,  $E_s$ ,  $E_{cm}$  – розрахункове значення модуля пружності конструкційної сталі, розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі, середнє значення початкового модуля пружності бетону;

$I_{a,y}$ ,  $I_{s,y}$ ,  $I_{c,y}$ ,  $I_{a,z}$ ,  $I_{s,z}$ ,  $I_{c,z}$  – моменти інерції поперечного перерізу сталевго двотавра, стрижневої арматури і бетонної частини колони відносно відповідних осей ( $I_{s,y} \approx \sum A_{s,i} z_s^2$ ,  $I_{s,z} \approx \sum A_{s,i} y_s^2$ , де  $A_{s,i}$  – площа поперечного перерізу арматурного стержня;  $z_s$ ,  $y_s$  – відстані від центра поперечного перерізу арматурного стержня до осі у-у та z-z відповідно;  $I_{c,y} = \frac{b_c h_c^3}{12} - I_{a,y} - I_{s,y}$ ,  $I_{c,z} = \frac{h_c b_c^3}{12} - I_{a,z} - I_{s,z}$ , де  $b_c$ ,  $h_c$  – ширина і висота перерізу колони).

Початковий модуль пружності бетону  $E_{cm}$  необхідно знижувати до величини  $E_{c,eff}$  для врахування коефіцієнта повзучості згідно з виразом

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \varphi_t}, \quad (16)$$

де  $N_{G,Ed}$  – постійно діюча частина поздовжньої сили;

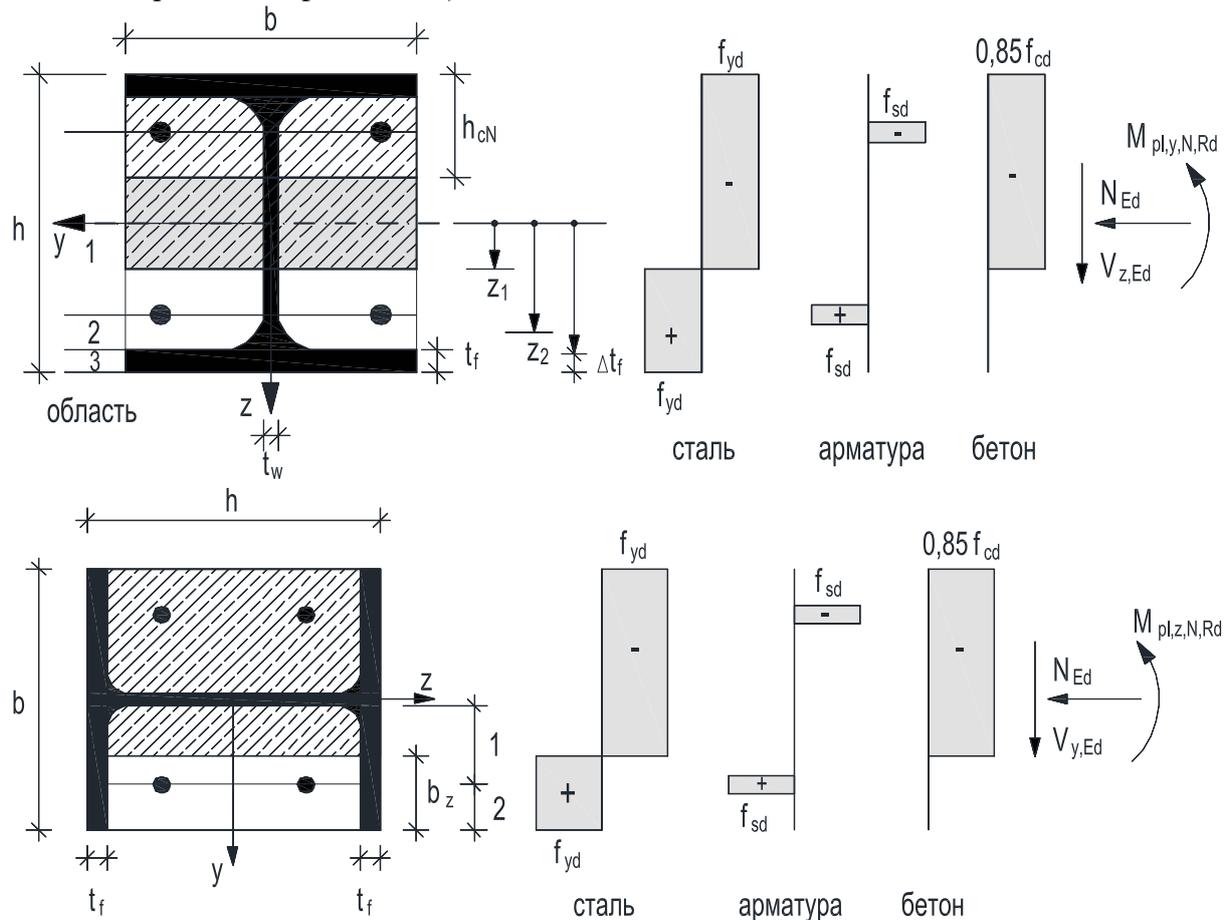
$\varphi_t$  – коефіцієнт повзучості ( $t$ ,  $t_0$ ) згідно з Єврокодом 2 (додаток В.1) [9] залежно від віку бетону в момент часу  $t$ , що розглядається, та віку  $t_0$  на момент прикладання навантаження (при визначенні номінального розміру елемента в міліметрах ( $h_0$ ) периметр елемента, що контактує з атмосферою ( $u$ ), для колони у вигляді частково обетонованого сталевго двотавра (з порожнинами, заповненими бетоном) становитиме наближено  $2h+0,5b$ , де  $h$  і  $b$  – висота та ширина перерізу сталевго двотавра).

Розрахунки сталезалізобетонних перерізів із трьох матеріалів потенційно більш складні, ніж розрахунки залізобетонних, тому в Єврокодї 4 були зроблені спрощення деяких положень Єврокоду 2. Опір перерізу сталезалізобетонної колони знаходять, використовуючи прямокутні епюри напружень. Для простоти їх продовжують до нейтральної осі. Це спрощення є неконсервативним порівняно до кривих залежності деформації від напруження в бетоні. Для компенсації цього положення пластичний момент опору для перерізу колони знижений за допомогою коефіцієнта  $\alpha_M$ , який залежить від класу конструкційної сталі. Цей коефіцієнт дає поправку на зростання напруження стиску в перерізі у випадку текучості сталі, що несприятливо діє на бетон, коли границя текучості сталі зростає.

Несуча здатність сталезалізобетонної колони за згинальним моментом з урахуванням поздовжньої сили  $N_{Ed}$  ( $M_{pl,N,Rd} = \mu_d M_{pl,Rd}$ ) описується кривою взаємодії між цими зусиллями. У роботі [3] наведено дві методики визначення зміненої несучої здатності. Перша точна методика придатна для колони у вигляді частково обетонованого сталевго двотавра і полягає у безпосередньому визначенні пластичних моментів з урахуванням поздовжньої сили залежно від положення пластичної нейтральної осі. Друга спрощена методика підходить для колон у вигляді частково та повністю обетонованих сталевих двотаврів і передбачає визначення коефіцієнтів, що

враховують вплив поздовжньої сили, для пластичних моментів із наближеної кривої взаємодії.

Положення пластичної нейтральної осі слідує з умови, що різниця стискувальних сил  $N_c$  і розтягувальних сил  $N_t$ , які отримані з епюр напружень, дорівнюють заданій поздовжній силі  $N_{Ed}$  ( $N_c - N_t = N_{Ed}$ ). Щоб визначити це положення, вводиться координата, для котрої в перерізі сталезалізобетонної колони у вигляді частково обетонованого сталевго двотавра з чотиристержевою симетричною арматурою при спільній дії стиску і згину відносно осі  $y-y$  розрізняють 3 області (див. рис. 2), а при спільній дії стиску і згину відносно осі  $z-z$  – 2 області (див. рис. 2, проходження нейтральної осі через стінку сталевго двотавра отримується при відносно малій поздовжній силі, що призводить до низького коефіцієнта використання, тому є малоймовірним і неефективним).



**Рисунок 2 – Поперечні перерізи колони й епюри нормальних напружень граничної рівноваги при спільній дії стиску і згину відносно осі  $y-y$  (вгорі); відносно осі  $z-z$  (внизу) (пластична нейтральна вісь розташована в області 1)**

При спільній дії стиску і згину відносно осі  $y-y$  у випадку проходження пластичної нейтральної осі через область 1 (див. рис. 2) координата  $z_1$  визначатиметься за формулою

$$z_1 = \frac{N_{Ed} - 0,5N_{c,Rd}}{(b - t_w)0,85f_{cd} + 2t_w f_{yd}}, \quad (17)$$

де  $N_{c,Rd}$  – розрахункове значення несучої здатності бетонного перерізу за поздовжньою силою;  $N_{c,Rd} = (hb - A_a - A_s)0,85f_{cd}$ ;

$t_w$  – товщина стінки сталевго двотавра.

Розрахункове значення несучої здатності сталезалізобетонної колони за згинальним моментом у пластичній стадії відносно осі у-у із урахуванням поздовжньої сили  $N_{Ed}$  обчислюють, складаючи значення несучої здатності сталевго двотавра, бетонної частини й арматури за умови, що симетричні епюри напружень у середній частині перерізу висотою  $2z_1$  не створюють вкладу у несучу здатність

$$M_{pl,y,N,Rd} = W_{pl,aN} f_{yd} + W_{pl,sN} f_{sd} + W_{pl,cN} 0,85 f_{cd}, \quad (18)$$

де  $W_{pl,aN}$ ,  $W_{pl,sN}$ ,  $W_{pl,cN}$  – пластичні моменти опору поперечних перерізів сталевго двотавра, арматури та бетонної частини з урахуванням поздовжньої сили ( $W_{pl,aN} = 2(S_y - 0,5t_w z_1^2)$ ), де  $S_y$  – статичний момент поперечного перерізу сталевго двотавра відносно осі у-у;  $W_{pl,sN} = A_s z_s$ ;  $W_{pl,cN} = bh_{cN} \left( \frac{h}{2} - \frac{h_{cN}}{2} \right) - \left( S_y - \frac{t_w z_1^2}{2} \right) - \frac{A_s z_s}{2}$ , де  $h_{cN} = \frac{h}{2} - z_1$ .

У випадку проходження пластичної нейтральної осі через область 2 (див. рис. 2) координата  $z_2$  визначатиметься за формулою

$$z_2 = \frac{N_{Ed} - 0,5(N_{c,Rd} + N_{s,Rd})}{(b - t_w)0,85 f_{cd} + 2t_w f_{yd}}, \quad (19)$$

де  $N_{s,Rd}$  – розрахункове значення несучої здатності арматури за поздовжньою силою;  $N_{s,Rd} = A_s f_{sd}$ .

Формули для визначення пластичних моментів опору зміняться ( $W_{pl,aN} = 2 \left( S_y - \frac{t_w z_2^2}{2} \right)$ ;  $W_{pl,sN} = 0 \text{ см}^3$ ;  $W_{pl,cN} = bh_{cN} \left( \frac{h}{2} - \frac{h_{cN}}{2} \right) - S_y + \frac{t_w z_2^2}{2}$ ;  $h_{cN} = \frac{h}{2} - z_2$ ).

У випадку проходження пластичної нейтральної осі через область 3 (див. рис. 2) товщина  $\Delta t_f$  визначатиметься за формулою

$$\Delta t_f = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed}}{2b f_{yd}}, \quad (20)$$

де  $N_{pl,Rd}$  – розрахункове значення несучої здатності колони за поздовжньою силою у пластичній стадії; яке обчислюють, складаючи значення несучої здатності сталевго двотавра, бетонної частини й арматури ( $N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c 0,85 f_{cd} + A_s f_{sd}$ , де  $A_a$ ,  $A_c$ ,  $A_s$  – площі поперечних перерізів сталевго двотавра, бетонної частини (окремо) й арматури;  $f_{yd}$ ,  $f_{cd}$ ,  $f_{sd}$  – розрахункові опори конструкційної сталі (на границі текучості), бетону (на стиск), арматурної сталі (на границі текучості)).

Формули для визначення пластичних моментів опору зміняться ( $W_{pl,aN} = \Delta t_f b (h - \Delta t_f)$ ;  $W_{pl,sN} = 0 \text{ см}^3$ ;  $W_{pl,cN} = 0 \text{ см}^3$ ).

**При спільній дії стиску і згину відносно осі z-z** у випадку проходження пластичної нейтральної осі через область 1 (див. рис. 2) ширина  $b_z$  визначатиметься за формулою

$$b_z = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed} - N_{s,Rd} + 0,5 A_s 0,85 f_{cd}}{4t_f f_{yd} + (h - 2t_f)0,85 f_{cd}}, \quad (21)$$

де  $t_f$  – товщина полочки сталевго двотавра.

Розрахункове значення несучої здатності сталезалізобетонної колони за згинальним моментом у пластичній стадії відносно осі z-z із урахуванням поздовжньої сили  $N_{Ed}$  обчислюють за аналогічною формулою

$$M_{pl,z,N,Rd} = W_{pl,aN} f_{yd} + W_{pl,sN} f_{sd} + W_{pl,cN} 0,85 f_{cd}, \quad (22)$$

де  $W_{pl,aN}$ ,  $W_{pl,sN}$ ,  $W_{pl,cN}$  – пластичні моменти опору поперечних перерізів сталевих двотавра, арматури та бетонної частини з урахуванням поздовжньої сили ( $W_{pl,aN} = 2b_z t_f (b - b_z)$ ;  $W_{pl,sN} = A_s y_s$ ;  $W_{pl,cN} = b_z h \left( \frac{b}{2} - \frac{b_z}{2} \right) - b_z t_f (b - b_z) - \frac{A_s y_s}{2}$ ).

У випадку проходження пластичної нейтральної осі через область 2 (див. рис. 2) ширина  $b_z$  визначатиметься за формулою

$$b_z = \frac{N_{pl,Rd} - N_{Ed}}{4t_f f_{yd} + (h - 2t_f) 0,85 f_{cd}}. \quad (23)$$

Формули для визначення пластичних моментів опору зміняться ( $W_{pl,aN} = 2b_z t_f (b - b_z)$ ;  $W_{pl,sN} = 0 \text{ см}^3$ ;  $W_{pl,cN} = b_z h \left( \frac{b}{2} - \frac{b_z}{2} \right) - b_z t_f (b - b_z)$ ).

Уточнення до нормативної методики визначення внутрішніх зусиль у стиснуто-згинних сталезалізобетонних колонах згідно з теоретичним розрахунком були перевірені на тестовому прикладі, взятому з [3], із паралельним розрахунком конструкції за допомогою спеціальної безкоштовної програми розрахунку сталевих і сталезалізобетонних колон при згині й осьовому стиску в холодних і пожежних умовах згідно з Єврокодом 4 А3С version 2.64 компанії ArcelorMittal і СТІСМ (вона може бути вільно завантажена із сайту: <http://sections.arcelormittal.com>). Порівняння результатів визначення згинальних моментів за точною методикою показало, що розбіжність перебуває в межах 1%. Однак при нормативному спрощеному розрахунку виявилось, що розробники програми неправильно трактують положення Єврокоду 4 за умови дії опорного згинального моменту. Хибність полягає в тому, що береться один загальний коефіцієнт, котрий враховує ефекти другого порядку, а не два – окремо для опорного моменту та для моменту від неточності, до того ж моменти беруться поточні, а не найбільші. Це призводить до заниження розрахункового моменту більш ніж на 30%. Думка про те, що таке тлумачення помилкове, знаходить підтвердження в посібнику [10]. Не зважаючи на це, точна методика дозволяє знизити розрахунковий згинальний момент майже на 18% порівняно з нормативною методикою. Всупереч зручності, простоті, поширеності та доступності програми, до її недоліків також слід віднести той факт, що при відсутності навантаження в певній площині вона не визначає внутрішні зусилля, але ж вони будуть діяти внаслідок наявності неточності, тому в такому випадку треба навмисно задавати мінімальне навантаження. Окрім цього, при взаємодії згинальних моментів неточності враховуються одразу в двох площинах, а не в площині, у котрій передбачається можливість руйнування, що призводить до зростання коефіцієнта використання більш ніж на 30%.

Розрахунок несучої здатності колони за наведеною вище методикою, як і в комп'ютерній програмі А3С, полягає у безпосередньому визначенні пластичних моментів з урахуванням поздовжньої сили залежно від положення пластичної нейтральної осі, а не у визначенні коефіцієнтів, що враховують вплив поздовжньої сили, для пластичних моментів із наближеної кривої взаємодії, що дало змогу в нашому випадку знизити коефіцієнт використання на 25%. Також вдалося знайти погрішність у методиці [3] при спільній дії стиску і згину відносно осі z-z, де вся бетонна частина

перерізу була прийнята стиснутою через невдале виключення з роботи розтягнутого бетону, що призвело до завищення несучої здатності майже на 12%.

**Висновки.** Розроблена на основі теорії другого порядку методика розрахунку сталезалізобетонних колон дає можливість ефективно використати і поєднати властивості сталі та бетону в одній конструкції внаслідок урахування особливостей роботи при складному навантаженні.

### *Література*

1. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT). Видання офіційне. – Чинний з 01.07.2013. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 159 с.
2. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення / Видання офіційне. – Чинні з 01.09.2011. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 55 с.
3. Minnert, Jens; Wagenknecht, Gerd. *Verbundbau-Praxis: Berechnung und Konstruktion Nach neuer Verbundbaunorm DIN 18800-Teil 5 in Verbindung mit DIN 1045-1; Brandschutzbemessung nach DIN V ENV 1994-1-2 Bauwerk-Basis-Bibliothek.* Beuth Verlag, 2008. – 338 s.
4. Аметов Ю.Г. Розрахунок позацентрово стиснутих сталезалізобетонних конструкцій за деформаційним методом / Ю.Г. Аметов, А.М. Бамбура // Будівельні конструкції. – 2013. – Вип. 78(1). – С. 150 – 157.
5. Стороженко Л.І. Інженерні методи розрахунку стиснутих елементів зі сталевих складених двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном / Л.І. Стороженко, О.В. Нижник // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – Вип. 62, Том 1. – К.: НДІБК, 2005. – С. 318 – 322.
6. Семко О.В. До розрахунку позацентрово стиснутих сталобетонних елементів зі швелерів / О.В. Семко, А.В. Гасенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГтаП, 2007. – Вип. 15. – С. 232 – 237.
7. Джура В.М. Розрахунок несучої здатності стиснутих сталезалізобетонних стійок з урахуванням деформування елемента / В.М. Джура // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Вип. 12. – Рівне: НУВГП, 2005. – С. 144 – 149.
8. Трусов Г.М. Стійкість сталобетонних стійок при несиметричному навантаженні / Г.М. Трусов, І.В. Атаманенко // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського, 2010. – Вип. 5. – С. 230 – 236.
9. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). Видання офіційне. – Чинний з 01.07.2013. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 312 с.
10. Джонсон Р.П. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций. EN1994-1-1 / Р.П. Джонсон // пер. с англ. 2-е изд. – М.: МГСУ, 2013. – 414 с.