

**В.М. Бабаєв, А.М Бамбура, О.М. Пустовойтова,  
П.А. Резнік, Є.Г. Стоянов, В.С. Шмуклер**

---

**Практичний розрахунок міцності  
елементів залізобетонних конструкцій  
за ДБН В.2.6-98:2009  
у порівнянні з розрахунками  
за СНиП 2.03.01-84\*  
і EN 1992-1-1 (Eurocode 2)**



УДК [624:539](035)  
ББК 38.5я2+22.251я2  
П 68

**Автори:** В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова, П.А. Резнік,  
Є.Г. Стоянов, В.С. Шмуклер

**Рецензенти:** А.Я. Барашиков, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри залізобетонних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури, дійсний член Академії будівництва України, лауреат Державної премії України у галузі науки і техніки;  
Ю.І. Немчинов, доктор технічних наук, професор, заступник директора Державного науково-дослідного інституту будівельних конструкцій, президент асоціації Українського сейсмостійкого будівництва, лауреат Державної премії України в галузі науки і техніки.

*Рекомендовано до друку Вченою радою Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова (протокол № 4 від 28.11.2014 р.)*

П 68 **Практичний** розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. — Харків : Золоті сторінки, 2015. — 208 с.

ISBN 978-966-400-327-5

У посібнику розглянуто питання практичного застосування при проектуванні залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009. Дано порівняння результатів розрахунку з результатами, отриманими за СНиП 2.03.01-84\* та Eurocode 2. Наведено форми вхідних і вихідних документів, а також інструкції для користувача спеціально складених програмних модулів, що реалізують розрахунок залізобетонних конструкцій на персональному комп'ютері. Дано деякі рекомендації з розрахунку і проектування висотних будівель з монолітного залізобетону.

Посібник призначено для наукових та інженерно-технічних працівників, а також для студентів і аспірантів будівельних спеціальностей.

УДК [624:539](035)  
ББК 38.5я2+22.251я2

ISBN 978-966-400-327-5

© В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова,  
П.А. Резнік, Є.Г. Стоянов, В.С. Шмуклер, 2015

## ЗМІСТ

Умовні позначення .....	6
Передмова .....	9
<b>Розділ 1.</b>	
<b>ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ І ПРИПУЩЕННЯ</b>	
1.1. Фізико-механічні характеристики бетону і арматури .....	19
1.2. Згинальні елементи .....	25
1.2.1. Загальний випадок визначення напружено-деформованого стану перерізу .....	25
1.2.2. Несуча здатність нормальних прямокутних перерізів з одиночним армуванням. Визначення необхідної площі арматури та несучої здатності .....	27
1.2.3. Несуча здатність нормальних прямокутних перерізів з подвійним армуванням. Визначення армування та несучої здатності .....	31
1.2.4. Несуча здатність нормальних перерізів таврового профілю з полицею у стиснутій зоні. Визначення положення нейтральної осі. Визначення необхідного армування та несучої здатності.....	34
1.2.5. Несуча здатність похилих перерізів за поперечною силою. Конструктивні вимоги .....	40
1.2.6. Несуча здатність елементів при двовісному згині .....	45
1.3. Стиснуті елементи .....	48
1.3.1. Основні поняття. Урахування геометричних недосконалостей і впливу другого порядку.....	48
1.3.2. Розрахунок стиснутих елементів за першою формою рівноваги .....	50
1.3.3. Розрахунок стиснутих елементів за другою формою рівноваги.....	54
1.3.4. Конструктивні вимоги з проектування стиснутих елементів.....	64
1.4. Крутіння. Розрахунок елементів на крутіння.....	64
1.5. Продавлювання. Розрахунок безбалкових перекриттів і фундаментів під колони .....	69
1.5.1. Розрахунок плит без поперечної арматури .....	69
1.5.2. Розрахунок фундаментів під колони на продавлювання .....	71
1.5.3. Розрахунок плити безбалкового перекриття з поперечною арматурою....	72
1.6. Попередньо напружені елементи.....	76
1.6.1. Арматура для попередньо напружених елементів.....	76

1.6.2. Зусилля попереднього напруження. Обмеження напружень у бетоні. Втрати попереднього напруження .....	77
1.6.3. Особливості розрахунку попередньо напружених елементів .....	80
1.7. Розрахунок залізобетонних елементів за другою групою граничних станів.....	85
1.7.1. Розрахунок елементів на тріщиноутворення .....	85
1.7.2. Розрахунок елементів за деформаціями .....	90
1.8. Конструювання залізобетонних елементів і конструкцій.....	97
1.8.1. Розміщення арматури у перерізах.....	97
1.8.2. Анкерування і з'єднання поздовжньої арматури.....	98
1.8.3. Особливості конструювання попередньо напружених елементів.....	100
Список джерел до розділу 1 .....	102

## Розділ 2.

### **ЧИСЕЛЬНА ІМПЛЕМЕНТАЦІЯ ДЕФОРМАЦІЙНОГО МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ, ЗАПРОПОНОВАНОГО у ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ З ВАЖКОГО БЕТОНУ. ПРАВИЛА ПРОЕКТУВАННЯ»**

2.1. Алгоритмізація поставленої задачі .....	103
2.1.1. Алг.-1 — алгоритм розв'язання системи нелінійних рівнянь рівноваги залізобетонного розрахункового прямокутного позацентричного стиснутого перерізу .....	104
2.1.2. Алг.-2 — алгоритм розрахунку випадкового ексцентриситету прямокутного перерізу .....	108
2.1.3. Алг.-3 — алгоритм розв'язання системи нелінійних рівнянь рівноваги залізобетонного розрахункового прямокутного перерізу, що зазнає згину .....	110
2.1.4. Алг.-4 — алгоритм розв'язання системи нелінійних рівнянь рівноваги залізобетонного розрахункового двотаврового перерізу, що зазнає згину .....	112
2.1.5. Алг.-5 — загальний алгоритм для отримання масиву результатів при розрахунку за нелінійною деформаційною методикою.....	116
2.1.6. Алг.-6 — загальний алгоритм для отримання площі армування при розрахунку за нелінійною деформаційною методикою.....	116
2.2. Програмне забезпечення розроблених алгоритмів .....	117
2.3. Інструкції для користувача при роботі з розробленими програмами .....	120
2.4. Аналіз отриманих результатів із програм, розроблених згідно з ДСТУ Б В.2.6-156:2010 .....	128
2.5. Приклад розрахунку .....	129
2.6. Загальні вказівки .....	134

### Розділ 3.

## ДЕЯКІ РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ІЗ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ

3.1. Загальна частина.....	135
3.2. Основні поняття і конструктивні особливості.....	142
3.3. До визначення жорсткостей при врахуванні поєднання навантажень.....	158
3.4. Компонівка будівлі.....	159
3.5. Розрахунок стійкості будівлі.....	167
3.5.1. Статична стійкість.....	167
Приклад оцінки статичної стійкості будівлі.....	170
3.5.2. Динамічна стійкість.....	180
Приклад оцінки динамічної стійкості будівлі.....	186
3.6. Особливі випадки.....	193
3.7. Прогресуюче обвалення.....	196
Список джерел до розділу 3.....	200
ДОДАТОК 1	
Значення коефіцієнтів $\alpha_m$ , $\xi$ та $\zeta$ .....	203
ДОДАТОК 2	
Сортамент арматурної сталі.....	204
Сортамент арматурних коефіцієнтів.....	205
ДОДАТОК 3	
Коефіцієнти надійності для матеріалів.....	206

При вивченні наук приклади  
корисніші за правила.

*Ісаак Ньютон*

## ПЕРЕДМОВА

Цей посібник є допоміжним інструментарієм при експлуатації нормативних положень, що викликають певні складнощі при переході від традиційного підходу, що базується на теорії граничної рівноваги, до прямого деформаційного розрахунку. Одночасно, і це є одним з основних питань, що виникають при робочому проектуванні, тут дається оцінка якісних і кількісних розбіжностей між результатами, отриманими за СНиП, ДБН, Eurocode 2.

Слід зазначити, що деформаційний метод розрахунку, який базується на використанні реальних діаграм деформування бетону і арматури, передбачає різноманітність формування алгоритмів безпосередньої його реалізації. Тим не менше, слід підкреслити, що використання моделей підвищеної коректності для опису поведінки матеріалів і конструкцій під навантаженням відкриває широкі можливості для аналізу особливостей деформування і вибору раціональних параметрів розглянутих елементів і їх систем.

Логічну послідовність операцій, що відображають процедуру нелінійного розрахунку, можна визначити шляхом розгляду алгоритму, наведеного в [1.12].

**Загальна частина.** Пропонований алгоритм нелінійного розрахунку залізобетонних елементів базується на побудові «діаграми стану», що виражає зв'язок між згинальним моментом і кривизною ( $M - \kappa$ ) або нормальною силою і фібровою деформацією бетону ( $N - \varepsilon_{c(1)}$ ). При цьому діаграма стану дозволяє оцінити напружено-деформований стан (НДС) перерізу на всьому діапазоні навантаження і виділити його особливості. Дані особливості відображаються характерними точками на «діаграмі стану». До характерних точок відносяться екстремальні точки, точки згину, точки біфуркації рівноважних станів та ін. Іншими словами, за відомими фібровими деформаціями в бетоні усередненого перерізу можна визначити всі необхідні атрибути, що описують НДС перерізу, а також установити факти наявності тріщин, текучості арматури, досягнення деформаціями і напруженнями своїх граничних значень та ін. Окрім того, використовуючи критерії вичерпання несучої здатності, можна визначити несучу здатність перерізу без залучення яких-небудь апіорних постулатів, прийнятих,

наприклад, у теорії граничної рівноваги [1.4]. З метою спрощення викладу процедури використання деформаційного методу розглянемо її на прикладі балки, що має постійний прямокутний поперечний переріз. Армування балки — одиначне (рис. 1).

**Вхідні дані.** Відомими характеристиками задачі, що розглядається, є:  $b, h$  — розміри поперечного перерізу балки;  $\sigma_s = \sigma_s(\epsilon_s)$  — залежність між напруженнями і деформаціями для арматурної сталі;  $\sigma_c = \sigma_c(\epsilon_c)$  — залежність між напруженнями і деформаціями для стиснутого бетону;  $\sigma_{ct} = \sigma_{ct}(\epsilon_{ct})$  — залежність між напруженнями і деформаціями для розтягнутого бетону; площа перерізу розтягнутої арматури  $A_s$  і згинальний момент  $M$ .

Залежності  $\sigma_s = \sigma_s(\epsilon_s)$ ;  $\sigma_c = \sigma_c(\epsilon_c)$  і  $\sigma_{ct} = \sigma_{ct}(\epsilon_{ct})$  можуть бути довільними і представлені як у чисельному, так і в аналітичному вигляді.

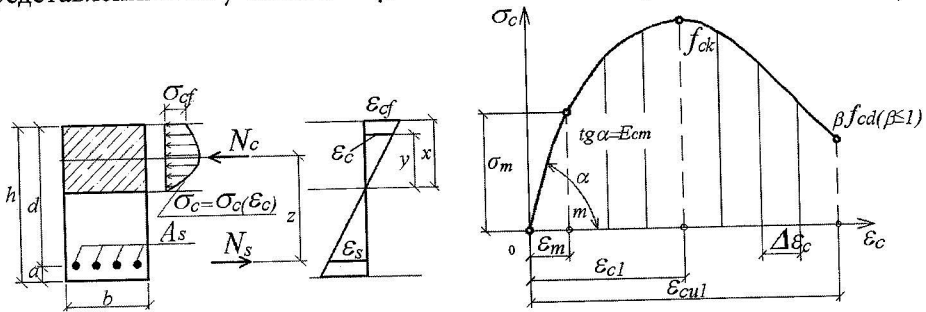


Рисунок 1. Розрахунковий переріз балки і діаграма « $\sigma_c - \epsilon_c$ » бетону при стиску:

$N_c, N_s$  — рівнодійні нормального напруження і деформації в бетоні й арматурі відповідно;  $\sigma_m, \epsilon_m$  — поточні значення фібрового напруження і деформації;  $\sigma_{cf}$  — напруження у крайньому стиснутому волокні бетону;  $f_{ck}$  — призмova міцність;  $E_{cm}$  — початковий модуль деформації 1-го роду бетону;  $\epsilon_{cul}$  — гранична деформація стиску бетону;

$\Delta\epsilon_c$  — приріст деформації;  $\epsilon_{cf}$  — деформація крайнього волокна бетону;  $\epsilon_c$  — деформація в довільній точці бетонного перерізу;  $\epsilon_{c1}$  — деформація, при якій  $\sigma_m = f_{ck}$ ;  $x$  — висота стиснутої зони перерізу;  $y$  — текуча ордината;  $z$  — плече внутрішньої пари сил

**Гіпотези і допущення.** Як спрощення приймаємо:

- 1) гіпотезу плоских перерізів;
- 2) допущення про ігнорування роботи розтягнутого бетону після утворення тріщин;
- 3) допущення про подібність деформування одновісно стиснутої бетонної призми і бетонних «волокон» при згині, що стискаються при згині.

Безрозмірні функції. Введемо по аналогії з [1.4] наступні безрозмірні функції:

В аналітичному вигляді 
$$\pi_n = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cf}} \varepsilon^n \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{\sigma_{cf} \cdot \varepsilon_{cf}^{n+1}}, \quad n = 0, 1, 2, \dots; \quad (1)$$

У дискретному вигляді 
$$\pi_n = \frac{\sum_k^m \varepsilon_k^n \sigma_k(\varepsilon_k) \Delta \varepsilon_k}{\sigma_{cf} \cdot \varepsilon_{cf}^{n+1}}. \quad (2)$$

При цьому  $\sigma_{cf} = \sigma_m$ ;  $\varepsilon_{cf} = \varepsilon_m$

при  $\varepsilon_m < \varepsilon_{c1}$ ;  $\sigma_{cf} = f_{ck, prism}$ ;  $\varepsilon_{cf} = \varepsilon_m$

при  $\varepsilon_m \geq \varepsilon_{c1}$ ,  $\varepsilon_m \leq \varepsilon_{cu1}$ .

При  $\sigma_{cf} = f_{ck, prism}$ ;  $\varepsilon_{cf} = \varepsilon_{cu1}$  вирази (1) ÷ (2) збігаються з  $\pi_n$  — параметрами, вперше введеними в [1.11] і такими, що задають несучу здатність елемента. Тим не менше, перехід від  $\pi_n$ -параметрів до  $\pi_n$ -функцій істотно розширює межі розглядання проблеми, включаючи до них не тільки граничні стани конструкції, а й весь процес навантаження (повний нелінійний розрахунок). Окрім того, напружений стан, розглянутий в [1.11], у загальному випадку не є граничним. З використанням результатів [1.1] з'являється можливість побудови  $\pi_n$ -функцій для різних класів бетону (рис. 2).

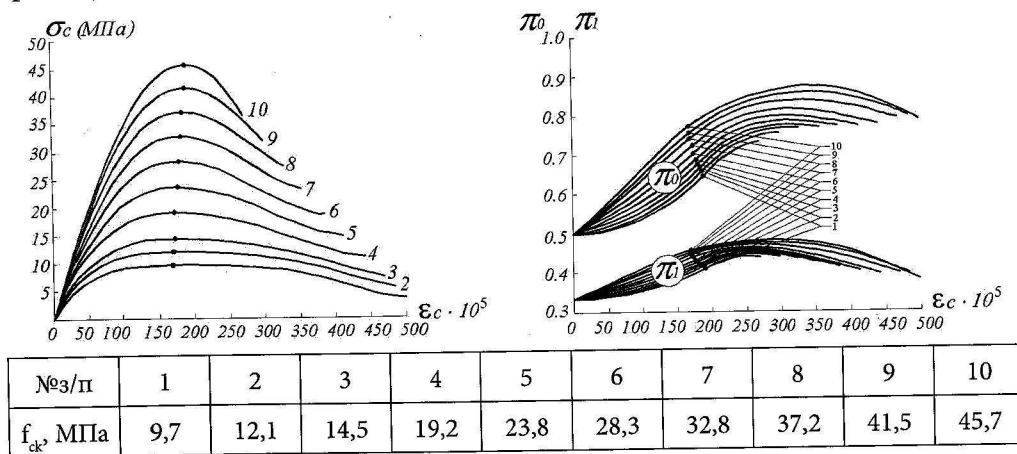


Рисунок 2. Індикаторні діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » для різних класів бетону і безрозмірні функції  $\pi_0(\varepsilon_c)$  і  $\pi_1(\varepsilon_c)$ .

**Вирішуючі рівняння.** Наведені вище гіпотези і допущення породжують такі залежності:

$\varepsilon_c = \frac{y}{r}$  ( $r$  — радіус кривизни балки в розглянутому перерізі);

$$\varepsilon_{cf} = \frac{x}{r}; \quad \varepsilon_s = \frac{h_d}{r} - \varepsilon_{cf}. \quad (3)$$

Запишемо далі рівняння рівноваги:

$$N_c = N_s; \quad (4)$$

$$M = N_s \cdot z. \quad (5)$$

Величини, що входять до рівнянь (4) і (5), визначені в [1.11, 1.4] і дорівнюють:

$$z = d - x + y_0; \quad y_0 = \frac{M_0}{N_c} = \frac{\pi_1(\varepsilon_{cf})}{\pi_0(\varepsilon_{cf})} x; \quad M_0 = \frac{bx^2}{\varepsilon_m^2} \int_0^{\varepsilon_m} \varepsilon_{cf} \sigma_c(\varepsilon_c) d\varepsilon_c;$$

$$N_c = \frac{bx}{\varepsilon_m} \int_0^{\varepsilon_m} \sigma_c(\varepsilon_c) d\varepsilon_c;$$

$$\text{або } M_0 = \pi_1(\varepsilon_{cf}) bx^2 \sigma_c(\varepsilon_{cf}); \quad N_c = \pi_0(\varepsilon_{cf}) bx \sigma_c(\varepsilon_{cf}); \quad N_s = A_s \sigma_s(\varepsilon_s).$$

З урахуванням залежності (3) отримаємо:

$$\pi_0(\varepsilon_{cf}) br \varepsilon_{cf} \sigma_c(\varepsilon_{cf}) = A_s \sigma_s(\varepsilon_s); \quad (6)$$

$$M = A_s \sigma_s(\varepsilon_s) \left[ d - \left( 1 - \frac{\pi_1(\varepsilon_{cf})}{\pi_0(\varepsilon_{cf})} \right) r \varepsilon_{cf} \right]. \quad (7)$$

Рівняння (6) і (7) у сукупності із залежностями (1) ÷ (3) описують нелінійну задачу щодо визначення компонентів НДС залізобетонного прямокутного перерізу з одиночною арматурою.

З уведенням позначень:

$$\alpha_s = A_s R_s [bdf_{ck}]^{-1};$$

$$\alpha_m = M [bd^2 f_{ck}]^{-1};$$

$$p(\varepsilon_{cf}) = \sigma_c(\varepsilon_{cf}) f_{ck}^{-1};$$

$$q(\varepsilon_s) = \sigma_s(\varepsilon_s) R_s^{-1} \quad (R_s \text{ — межа текучості арматури}),$$

отримаємо остаточно:

$$r = d \alpha_s q(\varepsilon_s) [\varepsilon_{cf} \pi_0(\varepsilon_{cf}) p(\varepsilon_{cf})]^{-1}; \quad (8)$$

$$\alpha_m = \alpha_s q(\varepsilon_s) \left\{ 1 - \left[ 1 - \pi_1(\varepsilon_{cf}) \pi_0^{-1}(\varepsilon_{cf}) \right] \alpha_s q(\varepsilon_s) [\pi_0(\varepsilon_{cf}) p(\varepsilon_{cf})]^{-1} \right\}. \quad (9)$$

Залежність (9) описує «діаграму стану». Далі, використовуючи класичні правила аналізу функції, визначають усі її характерні точки. Узагальнений максимум приймають за несучу здатність. При цьому даний напружений стан не обов'язково характеризується одночасним досягненням деформаціями і напруженнями своїх граничних характеристик.

Отримана інформація дає можливість записати три корисних вирази:

$$\alpha_s = \max\{\alpha_{s1}; \alpha_{s2}\}; \quad (10)$$

$$B(\epsilon_{cf}) = I_0 \gamma_m; \quad (11)$$

$$M_{crc} = M_{pL} F_{pL}; \quad (12)$$

$$\alpha_{s1,2} = \frac{Q}{2} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \frac{4\alpha_m}{q(\epsilon_s)Q}} \right];$$

$$I_0 = \frac{f_{ck} b d^3}{12};$$

$$Q = \pi_0(\epsilon_{cf}) p(\epsilon_{cf}) \left\{ q(\epsilon_s) \left[ 1 - \pi_1(\epsilon_{cf}) \pi_0^{-1}(\epsilon_{cf}) \right] \right\}^{-1};$$

$$\gamma_m = 12 \alpha_m \alpha_s q(\epsilon_s) \left[ \epsilon_{cf} \pi_0(\epsilon_{cf}) p(\epsilon_{cf}) \right]^{-1};$$

$$M_{pL} = \frac{b d^2}{4} \sigma_c(\bar{\epsilon}_c); \quad \bar{\epsilon}_c = \epsilon_{ctu} (1 + 2\rho n); \quad \bar{\epsilon}_c \leq \epsilon_{cu};$$

$$F_{pL} = (1 + 2\rho n) \pi_0^c(\bar{\epsilon}_c) (1 + \rho n)^{-2} \left[ \pi_1^c(\bar{\epsilon}_c) (1 + 2\rho n) \pi_0^{c-1}(\bar{\epsilon}_c) + \pi_1^t(\epsilon_{ctu}) \pi_0^{t-1}(\epsilon_{ctu}) \right],$$

де  $\pi_0^c(\bar{\epsilon}_c)$ ;  $\pi_1^c(\bar{\epsilon}_c)$  — безрозмірні функції, побудовані за діаграмою стиску бетону;  $\pi_0^t(\epsilon_{ctu})$ ;  $\pi_1^t(\epsilon_{ctu})$  — безрозмірні функції, побудовані за діаграмою розтягу бетону;  $\rho = A_s (bd)^{-1}$  — коефіцієнт армування;  $n = E_{s0} \cdot E_{c0}^{-1}$ ;  $E_{s0}$  — початковий модуль деформації 1-го роду сталі;  $M_{crc}$  — момент тріщиноутворення;  $B(\epsilon_{cf})$  — згинальна жорсткість.

Наведене зумовлює складання двох можливих алгоритмів. Перший, зворотний, — розрахунок параметрів діаграми стану при заданому армуванні  $A_s$ . Обчислювальна процедура в цьому випадку передбачає побудову зовнішнього ітераційного процесу, що використовують на кожному своєму кроці, наприклад, метод кінцевих елементів для вирішення відповідної лінійної задачі. У результаті її вирішення визначають фіброву деформацію  $\epsilon_{cf}$ . Знаючи  $\epsilon_{cf}$  з'являється можливість за (8) визначити радіус кривизни, а за (9) — безрозмірний момент.

Здійснюючи перебір фібрових деформацій з діапазону  $0 < \varepsilon_{cf} \leq \varepsilon_{cu1}$  (внутрішні ітерації), розраховують всі ординати «діаграми стану», на яку наносять і знайдену точку. Побудована діаграма дозволяє судити про ефективність конструкції, оцінити її ресурс, запас несучої здатності, а також характер руйнування. Визначаючи далі за формулою (11) «нову» згинальну жорсткість і повторюючи дії, передбачені в зовнішньому ітераційному процесі, здійснюють уточнення фібрової деформації. Критерієм закінчення розрахунку є виконання умови  $|\alpha_{mu}^{L-1}| - |\alpha_{mu}^L| \leq \delta$ , де  $\alpha_{mu}$  — безрозмірний граничний згинальний момент;  $L$  — номер зовнішньої ітерації;  $\delta$  — задана точність.

Другий алгоритм, прямий, стосується визначення площі арматури. Послідовність дій тут наступна. Із зовнішнього циклу, що забезпечує рішення розглянутої лінійної задачі, визначають згинальний момент  $M$  і відповідну йому фіброву деформацію  $\varepsilon_{cf}$ . Далі за (10) визначають узагальнений коефіцієнт армування  $\alpha_s$ . За ним будують «діаграми стану» для заданих класів бетону. Із цих діаграм вибирають ту, що зумовлює виконання умови:  $M - M_u \rightarrow \inf$ ,  $M_u$  — екстремальне значення  $M$ .

Потім за оператором  $\alpha_{si} = \alpha_{si} + \Delta\alpha_{si}$  ( $\Delta\alpha_{si}$  — приріст узагальненого коефіцієнта армування, що задається;  $i$  — номер внутрішньої ітерації) визначають  $\alpha_s$ , що відповідає виконанню рівняння  $M - M_u = 0$ . Інакше кажучи, визначають узагальнений коефіцієнт армування, що задає максимальну несучу здатність перерізу. За діаграмою стану тепер для екстремального  $M = M_u$  визначають фіброву деформацію. Використовуючи формулу (11), визначають «нове» значення згинальної жорсткості, що транспортується в зовнішній цикл. Знов слідує рішення лінійної задачі, але з іншою жорсткістю перерізу. Процедуру повторюють до виконання умови:  $|\alpha_s^{L-1}| - |\alpha_s^L| \leq \varepsilon$ , де  $\varepsilon$  — задана точність.

Розглянемо в якості прикладу послідовність зворотного нелінійного розрахунку залізобетонної балки, виконаної із бетону класу С16/20. Діаграму деформування арматури апроксимуємо діаграмою Прандтля. Прийmemo також припущення, що початок текучості арматури співпадає з досягненням у стиснутій зоні бетону деформації  $\varepsilon_{cu1}$ , тобто  $\varepsilon_{su} = \varepsilon_{cu1}$ . Без зниження спільності міркувань, але з метою спрощень представимо залежність між напруженнями і деформаціями у стиснутому бетоні у вигляді:  $\sigma_c = f_{ck} \sum_{k=1}^5 \beta_k \tilde{\varepsilon}_c^k$ ;  $\tilde{\varepsilon}_c = \varepsilon_c \cdot \varepsilon_{cu1}^{-1}$ , а  $\beta_k$  — відомі коефіцієнти для бетону класу С16/20, що дорівнюють:  $\beta_1 = 3,000$ ;  $\beta_2 = -3,704$ ;  $\beta_3 = 2,600$ ;  $\beta_4 = -1,080$ ;  $\beta_5 = 0,188$  [1.1].

Підставляючи  $\sigma_c = \sigma_c(\varepsilon_c)$  у формулу (1) і виконуючи дії відповідно до першого алгоритму, визначаємо ординати «діаграми стану» (рис. 3). Використовуючи далі критерій  $\frac{d\alpha_m}{d\tilde{\varepsilon}_c} = 0$ , визначаємо  $\tilde{\varepsilon}_{c,extr} = 1,29$ ;  $\xi_{c,extr} = 1,267\alpha_s$ ;  $\alpha_{mu} = \alpha_s(1 - 0,5243\alpha_s)$ .

Із графіка на рис. 3 видно, що граничний момент має місце при деформації, яка перевищує деформацію, відповідну граничному напруженню стиску  $\sigma_c = f_{ck}$ . Окрім побудови «діаграми стану», певний інтерес, на наш погляд, становить вивчення характеру змін безрозмірного моменту і фібрових деформацій стиску бетону в залежності від відносної висоти стиснутої зони (рис. 4). Аналіз цих графіків дозволяє помігати наступне:

- до утворення тріщин зростають фіброві деформації і знижується висота стиснутої зони бетону;
- після утворення тріщин до настання текучості арматури зі зростанням навантаження зростає фіброва деформація і висота стиснутої зони бетону;
- після початку текучості арматури продовжується зростання фібрових деформацій стиску бетону, при цьому висота стиснутої зони зменшується;
- у перерізах зі значним насиченням арматурою (переармовані елементи) спостерігається виключно зростання фібрових деформацій і висоти стиснутої зони бетону.

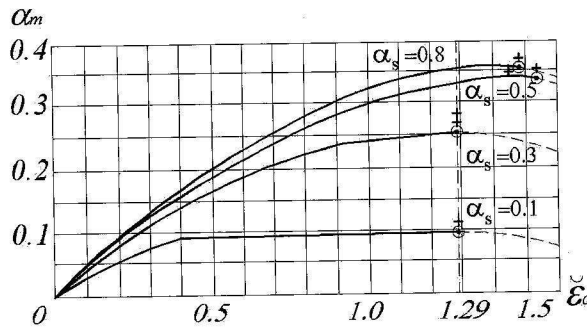


Рисунок 3. До прикладу розрахунку. Залежності «безрозмірний момент  $\alpha_m$  – фіброва деформація бетону  $\epsilon_c$ » («діаграми стану»):

- $Z$  — несуча здатність зразка, підрахована за експериментальними даними [1.3];  
 ○ — теоретичне значення несучої здатності (граничний стан), визначене за запропонованим методом

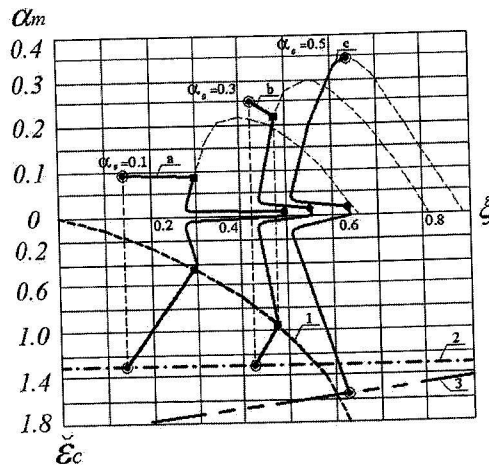


Рисунок 4. До прикладу розрахунку. Залежність безрозмірного моменту  $\alpha_m$  і фібрової деформації стиску бетону  $\tilde{\epsilon}_c$  від відносної висоти стиснутої зони  $\xi$ :

1 — межа, що визначає початок текучості арматури; 2 — межа, що визначає руйнування нормально армованих елементів; 3 — межа, що визначає руйнування переармованих елементів; *a* — для слабоармованих елементів; *b* — для нормально армованих елементів; *c* — для переармованих елементів; ○ — параметри, що відповідають граничному стану елементів; ■ — початок тріщиноутворення; ● — початок текучості арматури

Під нормально армованими елементами розуміють елементи, у яких руйнування починається з текучості арматури і супроводжується в подальшому обваленням стиснутого бетону. Слабоармовані елементи — ті, у яких руйнування настає тільки внаслідок текучості арматури, а руйнування переармованих елементів характеризується виключно руйнуванням стиснутого бетону.

Порівняння отриманих теоретичних результатів з результатами експериментів, проведених іншими авторами, доводить дієвість запропонованого методу (рис. 3).

**Висновок.** Побудований метод нелінійного розрахунку залізобетонних перерізів показує принципові відмінності подібного підходу від розрахунку за допустимими напруженнями і за граничними станами. Його використання дозволяє оцінити НДС стрижня на всьому діапазоні навантаження, включаючи стадію руйнування. Основним утрудненням при цьому є необхідність розв'язання систем нелінійних рівнянь. Однак воно усувається при використанні ефективних чисельних методів. Запропонований підхід може бути поширеним і на

випадак розглядання НДС просторового стрижня з довільним перерізом, армованого не тільки одиночною арматурою.

Розглянутий алгоритм зумовлює якісні особливості підходу, що задається згаданими в назві посібника нормативними документами. Однак основним представленим тут матеріалом є повний пакет прикладів розрахунку і деякі конструктивні рекомендації, що вживаються у вказаних документах.

Дотримання принципу «...немає краще розрахунку, ніж за прикладом розрахунку...» дозволить достатньо просто адаптувати наведені приклади до конкретних ситуацій. Тим більше, що приклади, які, в основному, містяться у першому розділі, узяті з робочого проектування.

Враховуючи кількість обчислювальних операцій і певні особливості їх послідовності, у другому розділі посібника наведені алгоритми і програми для машинної реалізації спеціально складеного пакета розрахункових модулів. Власне програми містяться на сайті, ім'я якого зазначено в цьому ж розділі.

Третій розділ довідника містить узагальнюючу інформацію в певному діапазоні — обмеження, методи і прийоми розрахунку та проектування висотних будівель в умовах нормальних і аномальних дій. Даний матеріал у сукупності з відомими комерційними програмними засобами в достатньо компактній формі відображає основний перелік якісних і кількісних параметрів, що характеризують інтегральну позитивність і надійність прийнятих рішень на стадії проектування.

Даний посібник є, на думку авторів, корисним допоміжним матеріалом при виконанні розрахунку і проектування будівель і споруд із залізобетону. Включення до посібника відповідних програмних модулів додатково характеризує його як електронний довідник. Сказане дає підставу вважати інформацію, що міститься в посібнику, направленою на розвиток інформаційних технологій розрахунку і проектування об'єктів будівництва.

Окрім зазначеного, допустимо рекомендувати матеріал для складання відповідних навчальних програм для аспірантів, сертифікованих спеціалістів і студентів будівельної спеціальності.

Автори з глибокою повагою і вдячністю відзначають внесок Сергія Вікторовича Волика — автора ідеї якнайшвидшої адаптації та впровадження, у тому числі і в будівництві, європейських принципів та методик, завдяки підтримці якого ця робота стала реальністю.

Автори також вважають своїм обов'язком висловити вдячність рецензентам даної праці — лауреату Державної премії України у галузі науки і техніки, дійсному члену Академії будівництва України, завідувачу кафедри залізобетонних конструкцій Київського національного університету будівництва

## Розділ 1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ І ПРИПУЩЕННЯ

### 1.1. Фізико-механічні характеристики бетону і арматури

З наданням чинності ДБН В.2.6-98:2009 і ДСТУ Б В.2.6-156:2010, що гармонізовані з Eurocode 2, суттєво змінилася методика розрахунків залізобетонних конструкцій у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84\*.

Незважаючи на те, що за всіма нормами розрахунки ведуть за граничними станами, методики розрахунків мають суттєві розбіжності.

За СНиП 2.03.01-84\* розрахунок нормальних перерізів виконують у залежності від співвідношення між значенням відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi = x/h_0$ , яку визначають з умов рівноваги зусиль, і граничної відносної висоти стиснутої зони  $\xi_R$ , при якій у розтягнутій арматурі припускають напруження  $\sigma_s = R_s$ . Таким чином, критерієм появи граничного стану є досягнення напруженнями в арматурі граничних значень. При цьому ігнорують вплив деформацій стиснутого бетону після досягнення напруженнями в бетоні максимальних значень.

За нормами ДБН В.2.6-98:2009 і EN (Eurocode 2) як критерій появи граничного стану приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону граничних значень.

Суттєво змінилась методика розрахунку міцності похилих перерізів згинальних елементів, а також методика розрахунків на крутіння і продавлювання.

Значно більше уваги надано властивості повзучості та її впливу на несучу здатність і стійкість елементів та споруд у цілому.

По-іншому визначають втрати попереднього напруження.

Незважаючи на те, що норми ДБН базуються на Eurocode 2, між ними є достатня кількість розбіжностей. Так, за нормами ДБН розрахункову міцність бетону на стиск визначають як  $f_{cd} = f_{ck, prism} / \gamma_c$ , де коефіцієнт надійності  $\gamma_c = 1,3$ ;  $f_{ck, prism}$  — призмova міцність бетону.

За Eurocode 2 розрахункова міцність бетону на стиск  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ , де  $f_{ck}$  — міцність бетону циліндричних зразків; коефіцієнт надійності  $\gamma_c = 1,5$  і для стиснутого і для розтягнутого бетону.

## Список джерел до розділу 1

- 1.1. *Бамбура А.Н.* Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / А.Н. Бамбура, В.Я. Бачинский, Н.В. Журавлева, И.Н. Пешкова. — Киев, 1987. — 24 с.
- 1.2. *Биби Э.В.* Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2. Проектирование железобетонных конструкций : пер. с англ. / Э.В. Биби, Р.С. Нараянан. — М. : МГСУ. — 2012.
- 1.3. *Гвоздев А.В.* Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / А.В. Гвоздев. — М. : Стройиздат, 1978. — 204 с.
- 1.4. *Городецкий А.С.* Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. — Харьков : НТУ «ХПИ», 2003. — 889 с.
- 1.5. *ДБН В.2.6-98:2009:* Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. — Київ, 2009.
- 1.6. *ДСТУ Б В.2.6-156:2010:* Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України. — Київ, 2011.
- 1.7. *Еврокод 2.* Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для зданий (EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures. — Part 1-1: General rules and rules for buildings).
- 1.8. *Мурашко Л.А.* Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009 / Л.А. Мурашко, В.Н. Колякова, Д.В. Сморгалов. — Київ, КНУБА, 2012.
- 1.9. *СНиП 2.03.01-84\** «Бетонные и железобетонные конструкции» Госстрой СССР. — М., 1989.
- 1.10. *Шмуклер В.С.* Особенности внедрения железобетонных многпустотных предварительно напряженных плит перекрытия безопалубочного стендового формирования / В.С. Шмуклер, Е.Г. Стоянов, О.М. Пустовойтова и др. // Комунальне господарство міст : наук.-техн. зб. — Харків, ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2014. — Вип. 114. — С. 22-31.
- 1.11. *David J. Mukai.* Efficient Representation of concrete constitutive Data for Moment Capacity Calculations / David J. Mukai // ACI Structural Journal. — 1999. — Vol. 96, N 5. — P. 720-727.
- 1.12. *Shmukler V.S.* Nonlinear analysis of reinforced concrete structures strength / V.S. Shmukler, I. Luchkovsky // IABS symposium, Shanghai, China, 2004. — Vol. 88.

<http://hnugh.b77.net.ua/contact-us/>

**Розділ 2. ЧИСЕЛЬНА ІМПЛЕМЕНТАЦІЯ ДЕФОРМАЦІЙНОГО  
МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ, ЗАПРОПОНОВАНОГО  
У ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ  
КОНСТРУКЦІЇ З ВАЖКОГО БЕТОНУ.  
ПРАВИЛА ПРОЕКТУВАННЯ»**

**2.1. Алгоритмізація поставленої задачі**

Несучу здатність залізобетонних елементів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил визначають, виходячи з таких передумов:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону та арматури по довжині блока між тріщинами, якщо такі є;
- деформації у звичайній арматурі або приріст деформацій у попередньо напруженій арматурі однакові з оточуючим їх бетоном як при розтягу, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграм, які показані на рис. 3.1 та 3.2 ДБН В.2.6-98.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах «момент – кривизна (прогин)» або «стискальна сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри») — екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ( $\epsilon_{cu1}$ ,  $\epsilon_{cu3}$  див. 3.1.5 та 3.1.7 ДБН В.2.6-98) або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій  $\epsilon_{ud}$ .

Розрахунок виконується за нелінійною деформаційною методикою, сутність якої полягає у тому, що враховується приріст не зусиль (дій), а деформацій у перерізі (розділ 1).

Приймається таке правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури знак додатний, для розтягу — від'ємний.

Для розв'язання системи нелінійних рівнянь, запропонованих в ДСТУ Б В.2.6-156:2010, можна використовувати будь-який чисельний метод:

## 2.6. Загальні вказівки

Для правильної роботи програм необхідна операційна система Windows XP, 7, 8 та вище. Також на операційній системі має бути встановлений .Net Framework версії 4.0 (входить до комплекту інсталятора розроблених програм) або вище.

Бібліотека DSTU\_156.dll та розроблені програми розповсюджуються за ліцензією GNU General Public License та є безкоштовними.

Розроблені програми можна скачати за будь-якою з трьох адрес:

1. <https://www.dropbox.com/sh/zo1u2l5c2scnfcx/AABaEGoTxEa1F8Btr2lFYBtYa?dl=0>
2. <http://goo.gl/FmpQna>
3. <http://haa.su/6fL>

Слід зазначити, що автори не несуть відповідальності за результати розрахунків.

## Розділ 3. ДЕЯКІ РЕКОМЕНДАЦІЇ ДО РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ІЗ МОНОЛІТНОГО ЗАЛІЗОБЕТОНУ

### 3.1. Загальна частина

Діючі норми ДБН В 2.2-24:2009 зумовлюють розрахунок багатоповерхових будівель, що базується на моделі «власне будівля – фундаментна конструкція – основа». У зв'язку зі сказаним при моделюванні слід достатньо коректно відобразити особливості деформування цих трьох агрегатів. Окрім того, модель (а точніше моделі) повинна враховувати можливість виникнення віртуальних граничних станів як для споруди в цілому, так і для окремих її елементів, а також оцінювати стійкість стану конструкцій. Неоднозначність процесу моделювання тут обумовлена не лише різноманіттям завантажень, але й межами застосовності постановок крайових задач, що використовуються усередині процесу, який обговорюється.

Взагалі, зокрема у традиційному переліку впливів слід враховувати форсмажорні ситуації (наприклад, прогресуюче обвалення), причинами яких можуть бути сейсміка, пожежі, вибухи, замочування просадочних ґрунтів та ін. Деякі стратегії для зазначених ситуацій відображені на блок-схемі (рис. 3.1.1) [3.7].

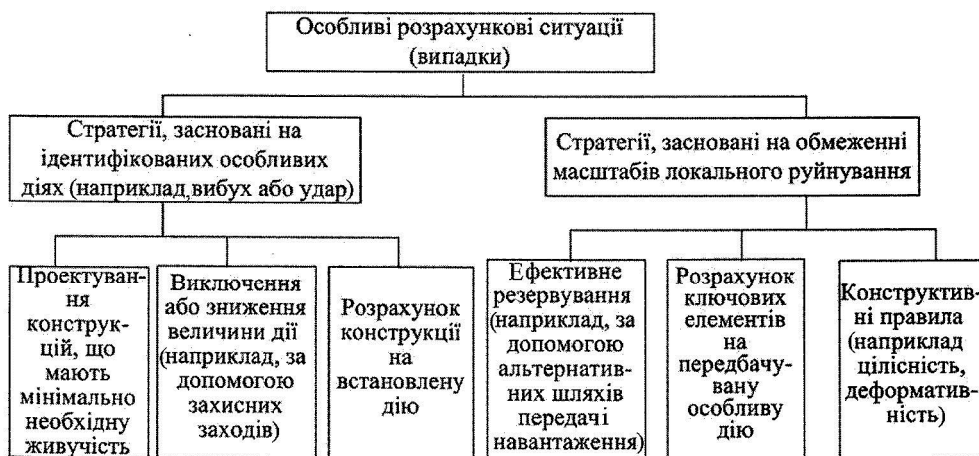


Рисунок 3.1.1. Стратегії для особливих розрахункових ситуацій

- забезпечувати достатність довжини анкерування арматури при її роботі як в'язів зсуву;
- опорні перерізи балок і ригелів, а також вузли їх з'єднань із колонами (стінами, пілонами) повинні мати міцність за поперечною силою в 1,5 разу вище, ніж їх несуча здатність за вигином у прольоті з урахуванням пластичних властивостей [3.12].

Мінімальна площа перерізу як поздовжньої, так і поперечної арматури в залізобетонних перекриттях і покритті визначається розрахунком і повинна становити не менше 0,25% від площі перерізу бетону. При цьому зазначена арматура має бути безперервною й стикуватися відповідно до вимог чинних нормативних документів на проектування залізобетонних конструкцій [3.12].

### Список джерел до розділу 3

- 3.1. *Бабаев В.Н.* Конструктивные системы для объектов различного назначения. Опыт проектирования и возведения / В.Н. Бабаев, В.С. Шмуклер // Комунальне господарство міст : наук.-техн. зб. — Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2014. — Вип. 114. — С. 2–17.
- 3.2. *Барабаш М.С.* Методи мінімізації ймовірності прогресуючого руйнування висотної будівлі при дії сейсмічних навантажень / М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский, Я.В. Покотило // Нові технології в будівництві : наук.-техн. журн. — 2011. — №1. — С. 17–22.
- 3.3. *Васильков Г.В.* Эволюционные задачи строительной механики. Синергетическая парадигма / Г.В. Васильков. — Ростов-н/Д : Инфосервис, 2003.
- 3.4. *Власов В.З.* Тонкостенные упругие стержни / В.З. Власов. — М. : Физматгиз, 1959. — 574 с.
- 3.5. *Вольмир А.С.* Оболочки в потоке жидкости и газа. Задачи аэроупругости / А.С. Вольмир. — М. : Наука, 1976. — 416 с.
- 3.6. *Галінський О.М.* Нормативна база з висотного будівництва в Україні та напрямки її вдосконалення / О.М. Галінський, А.А. Франківський, Т.В. Рунова // Нові технології в будівництві : наук.-техн. журн. — Київ, 2010. — №2(20). — С. 3–10.
- 3.7. *Городецкий А.С.* Исследование устойчивости конструкций зданий и сооружений к прогрессирующему разрушению при аварийных воздействиях / А.С. Городецкий, М.С. Барабаш // Нові технології в будівництві : наук.-техн. журн. — Київ, 2010. — №2(20) — С. 19–23
- 3.8. *Городецкий А.С.* Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. — Харьков : НТУ «ХПИ», 2003. — 889 с.
- 3.9. *ДБН В.1.2-2:2006* Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінрегіонбуд України. — Київ, 2006.

- 3.10. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України / Мінбуд України. — Київ, 2014.
- 3.11. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ, 2009.
- 3.12. ДБН В.2.2-24:2009 Проектування висотних житлових і громадських будинків. — Київ, 2009.
- 3.13. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / Мінрегіонбуд України. — Київ, 2011
- 3.14. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги до проектування. — Київ, 2006
- 3.15. Дыховичный Ю.А. Конструирование и расчет жилых и общественных зданий повышенной этажности / Ю.А. Дыховичный — М. : Стройиздат, 1970. — 248 с.
- 3.16 Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Н.И. Карпенко. — М. : Стройиздат, 1976. — 281 с.
- 3.17. Пановко Я.Г. Основы прикладной теории колебаний и удара / Я.Г. Пановко. — Л. : Машиностроение, 1976. — 320 с.
- 3.18. ПК «Мономах». Программный комплекс «Мономах» — расчет и проектирование железобетонных конструкций и многоэтажных зданий. — Режим доступа: <http://www.lira.com.ua/products/mono/>
- 3.19. Тимошенко С.П. Пластинки и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. — М. : Физматгиз, 1963. — 636 с.
- 3.20. Франківський А.А. Загальні підходи до розрахунку висотного монолітно-каркасного будинку відповідно до вимог нового нормативного документа «Проектування висотних житлових і громадських будинків» / А.А. Франківський, В.П. Максименко, П.В. Войтенко // Нові технології в будівництві : наук.-техн. журн. — 2010. — №2(20). — С. 11-18.
- 3.21. Ханджи В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом / В.В. Ханджи. — М. : Стройиздат, 1975. — 187 с.
- 3.22. Шмуклер В.С., Бедим В.Д., Шмуклер И.В., Бедим Д.В. Железобетонный ограждающий элемент : а. с. № 1738962 СССР, 1992.
- 3.23. Шмуклер В.С. К упрощению нелинейного расчета железобетонных элементов / В.С. Шмуклер // Бетон и железобетон в Украине. — Полтава, 2012. — №4. — С.17-20.
- 3.24. Шмуклер В.С., Калмыков О.А., Лугченко Е.И., Гойшин А.И., Зинченко В.М. Патент на полезную модель № 79485 «Объемная монолитная подпорная стена, Украина, 2013.
- 3.25. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа / В.С. Шмуклер, Ю.А. Климов, Н.П. Бурак. — Харьков : Золотые страницы, 2008. — 336 с.
- 3.26. Шмуклер В.С., Помазан М.Д. Способ устройства железобетонного перекрытия облегченного типа. Патент на полезную модель №69346, Украина, 2012.
- 3.27. Шмуклер В.С., Помазан М.Д. Способ устройства железобетонного перекрытия облегченного типа. Патент на полезную модель №75556, Украина, 2012.
- 3.28. Шмуклер В.С., Стоянов Е.Г., Пустовойтова О.М. и др. Особенности внедрения железобетонных многопустотных предварительно напряженных плит перекрытия

безопалубочного стендового формовання // Комунальне господарство міст : наук.-техн. зб. — Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2014. — Вип. 114. — С. 22–31.

3.29. *Энгель Х.* Несущие системы / Х. Энгель. — М. : АСТ : Астрель, 2007. — 344 с.

3.30. *Luis M.Bozzo*, The Santa Fe II Tower, Concrete International, Vol.36 No9, Sept. 2014, P. 51–54.

3.31. *Maurer Söhne Group forces in motion.* — Режим доступа: <http://www.maurer-soehne.ru/>

3.32. SCAD office Вычислительный комплекс SCAD office — интегрированная система прочностного анализа и проектирования конструкций. — Режим доступа: <http://scadsoft.com/>

3.33. *Shmukler V.S.*, Long Span Concrete Floors for Multi-Storey Civil Buildings. /6<sup>th</sup> International congress — Global Construction, Dundee, Scotland, 2005.