

3. Дослідженнями встановлено, що при сумісній роботі основної і додаткової арматури, встановленої на згинаний елемент у напруженому стані, визначальним для збільшення моменту втрати експлуатаційної придатності, жорсткості згинаного елемента і ефективності використання додаткової арматури є залишковий напружений стан перед встановленням додаткової арматури. Тому максимальне розвантаження згинаних елементів перед встановленням додаткової арматури є позитивним для збільшення жорсткості і моменту втрати експлуатаційної придатності.

4. Деформації арматури, прогини згинаних елементів із додатковою арматурою рекомендується визначати як суму залишкових деформацій арматури, прогинів, набутих до встановлення додаткової арматури, і деформацій та прогинів, отриманих елементом після встановлення додаткової арматури для елемента із новими геометричними характеристиками по ($A_s + A_{sd}$).

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1991. – С. 218–223. 2. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Исследование деформаций железобетонных балочных плит на ветвях разгрузки // Прочностные и деформационные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций. НИИЖБ, Госстроя СССР. – М., 1981. – С. 106–127. 3. Клименко Ф.Є. Сталебетонні конструкції із зовнішнім полосовим армуванням. – К.: Будівельник, 1984. – С. 3–20. 4. Крамарчук А.П. “Деформативність та міцність згинальних елементів під дією довготривалих навантажень із зміненним армуванням” // Вісн. Нац. ун-ту “Львівська політехніка”. – 2002. – С. 26–30. 5. Климов Ю.А., Голишев А.Б. Изменение № 1 к СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” // Будівництво України. – 1996. – № 3. – С. 44–47. 6. Ремонт і підсилення несучих та огорожуючих будівельних конструкцій і основ промислових будинків і споруд. ДБН В.1.-1-2002. Держкомітет України з будівництва і архітектури. – К., 2003. – С. 1–22.

УДК 624.012

Ф.Є. Клименко, Б.М. Ільницький, М.Е. Волинець
Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра будівельних конструкцій та мостів

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК БЕЗ ЗЧЕПЛЕННЯ ЗОВНІШНЬОЇ АРМАТУРИ З БЕТОНОМ

© Клименко Ф.Є., Ільницький Б.М., Волинець М.Е., 2004

Відсутня методика розрахунку сталебетонних балок без зчеплення зовнішньої стрічкової арматури з бетоном в існуючих нормативних документах. Розроблена програма розрахунку за методом скінчених елементів та послідовних наближень з врахуванням реальних діаграм деформування “ σ - ε ” матеріалів.

The computer design procedures that are based on integration of finite-element method with method of successive approximations with regard to a real deformation curves of material are developed. The operative normative documents do not stipulate the methodology of calculation not of steel concrete beams without cohesion of the outer sheet reinforcement with concrete.

Вступ. Дослідження сталебетонних конструкцій без зчеплення зовнішньої арматури з бетоном показали, що розрахунок за методиками відомих існуючих норм [4] задовільно забезпечує збіг величини міцності, деформативності, тріщиностійкості з експериментальними даними. Але ці методики не надають повної інформації про напружено-деформований стан конструкцій, в яких використовується зовнішня стрічкова арматура без зчеплення з бетоном на різних стадіях роботи, вони не завжди точно відображають фізичну суть процесів, які там відбуваються.

Для визначення величини граничної несучої здатності, розвитку деформацій та початку утворення тріщин була розроблена і запропонована для застосування методика розрахунку на ЕОМ з врахуванням реальних діаграм деформування матеріалів [5]. В основі методу є методи скінченних елементів та послідовних наближень [6].

Теоретичні основи математичного моделювання. При розрахунку за методом скінченних елементів конструкція розбивається на окремі геометричні елементи (скінченні елементи), плоскі чотирикутні та лінійні стрижневі (рис. 1). З'єднання елементів здійснюється в окремих граничних точках, що називаються вузлами, де дотримуються умови рівноваги і нерозривності переміщення. Поведінка кожного скінченного елемента описується скінченним числом узагальнених координат (за числом степеня вільності), що залежить від виду напружено-деформованого стану і типу елемента.

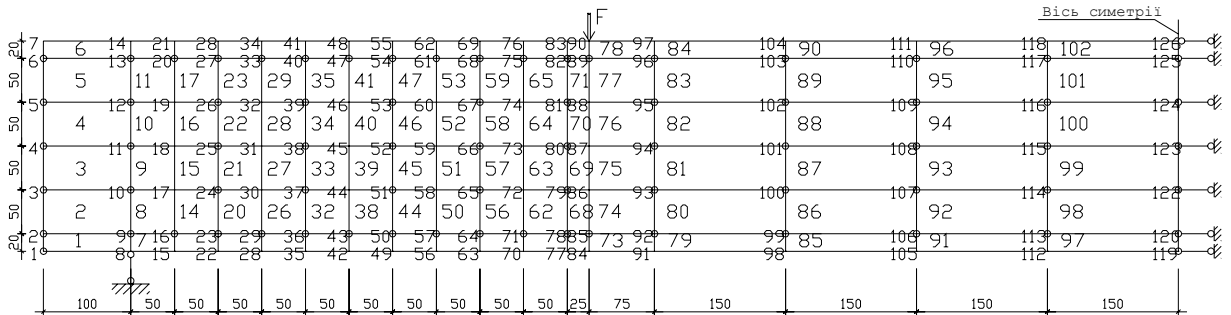


Рис. 1. Розрахункова схема дослідних зразків

Плоска задача теорії пружності розглядає два часткових випадки напружено-деформованого стану – плоску деформацію і плоский напружений стан. В обох випадках усі параметри напружено-деформованого стану залежать лише від двох координат, бо область, яка розглядається, – двовимірною. Для плоскої задачі теорії пружності вектори переміщень і зовнішнього навантаження двовимірні, а вектори напружень і деформацій містять по три компоненти:

$$\{q\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}; \quad \{p\} = \begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \end{Bmatrix}; \quad \{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}; \quad \{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (1)$$

Дискретизація крайової задачі розпочинається з розбиття деякої скінченної попередньо визначеної області на прямокутні та лінійні підобласті (рис. 2).

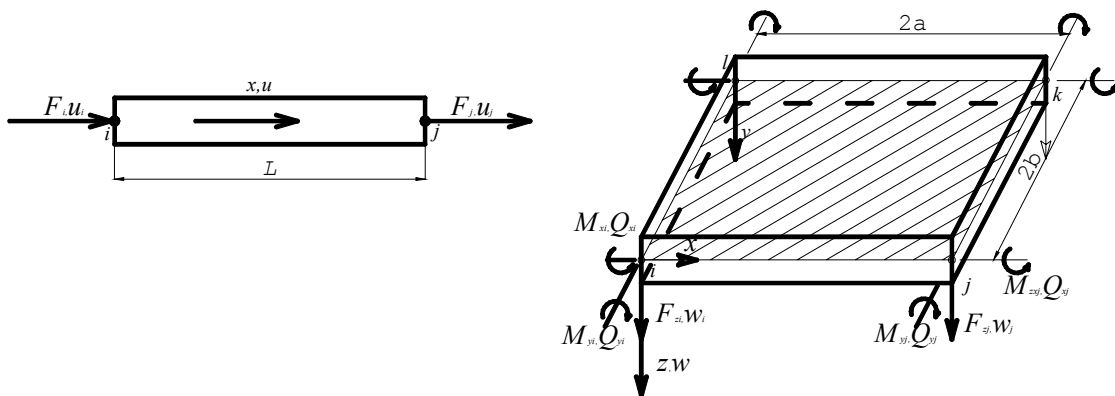


Рис. 2. Скінченні елементи:
а – лінійний; б – плоский

Лінійний елемент, який ототожнюється з стрижневою арматурою, сприймає осьовий розтяг, бетонний елемент замінюємо на множину чотирикутних плоских елементів, які знаходяться в плоскому напруженому стані і мають вісім степенів вільності.

Прийнято, що лінійний елемент працює тільки на деформації розтягу та стиску і не сприймає деформацій згину.

Точність роботи запропонованої математичної моделі розрахунку сталобетонних конструкцій повністю залежить від точності вхідної інформації про фізико-механічні характеристики їх матеріалів. Для врахування непружних властивостей важкого бетону, стрічкової та стрижневої арматури доцільно використовувати їх реальні діаграми “ σ - ε ”.

Діаграма “ σ - ε ” бетону описувалась з використанням квадратичної залежності за пропозиціями ЕКБ-ФІП [94] з уточненням коефіцієнтів, запропонованих в роботах [7]:

$$\sigma_{bi} = \frac{R_b (k_0 \eta - \eta^2)}{1 + (k_0 - 2)\eta}, \quad (2)$$

де $\eta = \frac{\varepsilon_{bi}}{\varepsilon_{bu}}$ – величина, яка характеризує інтенсивність збільшення деформацій i -ї ділянки; $\varepsilon_{bi}, \varepsilon_{bu}$ – величина деформацій, яка відповідає найбільшому значенню напружень стиску; k_0 – коефіцієнт, що враховує пластичні деформації в бетоні.

Діаграми “ σ - ε ” арматурної сталі на ділянках до границі пружності ($\sigma_s = (0.6...0.7)R_s$) приймалась прямолінійна залежність $\sigma_{si} = \varepsilon_{si} E_{so}$. Криволінійні ділянки описувались за допомогою квадратичної залежності ЕКБ-ФІП:

$$\sigma_s = \frac{R_s (k \eta - \eta^2)}{1 + (k - 2)\eta}, \quad (3)$$

де $\eta = \frac{\varepsilon_{si}}{\varepsilon_{su}}$ – величина, яка характеризує інтенсивність збільшення деформацій i -ї ділянки; $\varepsilon_{si}, \varepsilon_{su}$ – величина деформацій, яка відповідає найбільшому значенню напружень стиску; k – коефіцієнт пружно-пластичності.

На основі попередніх викладень розроблено блок-схему (рис. 3) та програму розрахунку міцності сталобетонних балок без зчеплення зовнішньої стрічкової арматури з бетоном.

Програма написана мовою *Turbo Pascal 7.0* для середовища *MS DOS*. Програма працює для такої максимальної кількості елементів: всіх вузлів – 150, лінійних стрижнів – 200, типів стрижнів – 4, плоских пластин – 140, типів пластин – 2. При вводі більшої кількості елементів видається повідомлення про помилку. Ввід вхідних даних для зручності організовано у табличній формі. Вхідні дані можна заповнювати або редагувати і у файлах, які при цьому утворюються. Вхідні дані та результати обчислень заносяться в файл *result.txt*.

Програма розрахунку дозволила отримати математичний апарат для описання і визначення величин напружень та деформацій бетону, стрічкової та стрижневої арматури, прогинів на всіх етапах завантаження елементів, аж до руйнування. Результати теоретичних обчислень за математичною моделлю з достатньою точністю збігаються з експериментальними даними, що підтверджує можливість використання її при розрахунках сталобетонних конструкцій з зовнішнім стрічковим армуванням без зчеплення з бетоном.

Для тестування програми були використані результати експериментальних досліджень дослідних зразків у вигляді балок перерізом 120×240 мм робочим прогоном 2400 мм довжиною 2600 мм.

Усі балки виготовляли з важкого бетону. Арматурою розтягнутої зони використовувалась гладка листовая арматура і рифлена стрижнева арматура приблизно однакових фізико-механічних характеристик. Також для посилення залізобетонних балок використовувався композитний матеріал фірми SIKА.

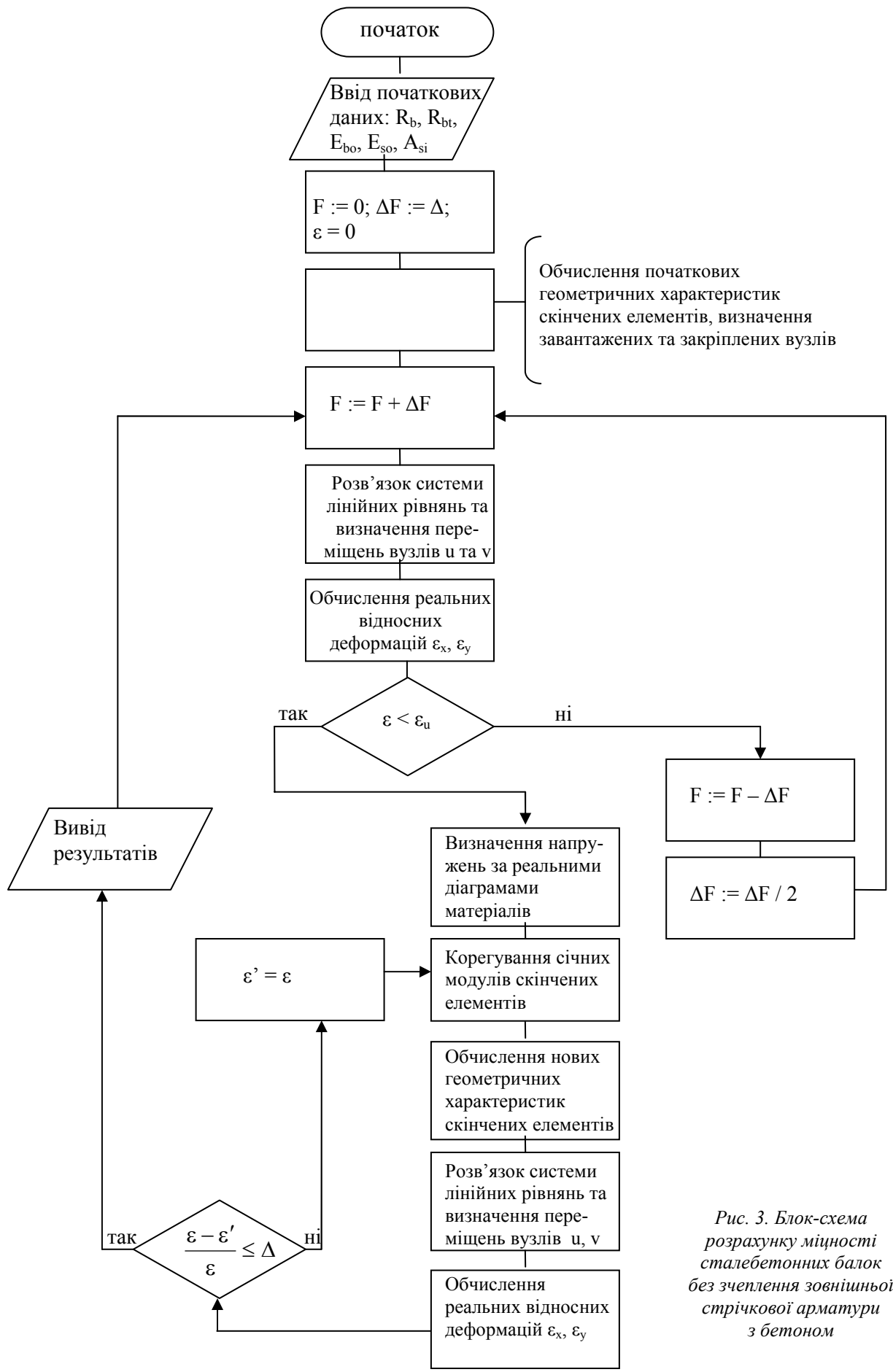


Рис. 3. Блок-схема розрахунку міцності сталобетонних балок без зчеплення зовнішньої стрічкової арматури з бетоном

Всі дослідні зразки були об'єднані в чотири серії залежно від армування розтягнутої зони, похилого перерізу і плеча прикладання сили. У всіх дослідних зразках у стиснутій зоні встановлювали два стрижні Ø8 класу А-III. Поперечну арматуру вкладали у вигляді вставних незалежних каркасів.

Перша серія виконувалась з змішаним армуванням. У балках цієї серії змінювалось співвідношення гладкої стрижневої арматури без зчеплення з бетоном і рифленої стрижневої арматури з зчепленням з бетоном. Випробовувались ці балки з плечем прикладання сили 2,2h. Поперечна арматура Ø8 та класу А-I мала крок 100 мм.

Балки другої серії мали приблизно однакові співвідношення листової арматури без зчеплення з бетоном і стрижневої, що мала зчеплення з бетоном. Випробовувались ці балки з плечами 1,5h, 2,2h та 3h. Також у цих балках мінявся крок поперечної арматури.

Третя серія складалась з двох балок і відрізнялись вони лише поздовжнім армуванням. Одна була армована гладкою стрічковою арматурою без зчеплення з бетоном, а друга – була традиційна залізобетонна.

Для оцінки впливу кута встановлення стрижнів поперечного армування проведено випробування залізобетонної балки четвертої серії без зчеплення з бетоном з поперечним армуванням під кутом 45° діаметром 6 мм класу А-I [3].

Значення поперечних сил, що спричиняють утворення нормальних тріщин, отримані за числовою моделлю, дають добру схожість з дослідними даними. Відхилення не перевищує 3 % (див. табл. 1).

Таблиця 1

Експериментальні та розрахункові значення поперечних сил тріщиноутворення

Шифр балок	$Q_{\text{срс}}^{\text{д}}$, кНм	$Q_{\text{срс}}^{\text{СНиП}}$, кНм	$Q_{\text{срс}}^{\text{ЕОМ}}$, кНм	$\frac{Q_{\text{срс}}^{\text{СНиП}} - Q_{\text{срс}}^{\text{д}}}{Q_{\text{срс}}^{\text{д}}}$, %	$\frac{Q_{\text{срс}}^{\text{ЕОМ}} - Q_{\text{срс}}^{\text{д}}}{Q_{\text{срс}}^{\text{д}}}$, %
Б-I-1	23,38	16,21	23,03	-30,67	+1,5
Б-I-2	17,8	16,56	17,48	-6,97	+1,8
Б-I-3	17,14	19,05	17,48	11,14	+2,0
Б-I-4	24,01	27,97	23,46	16,49	-2,3
Б-I-5	17,02	18,54	16,85	8,93	-1,0
Б-II-1	14,82	13,6	14,55	-8,23	-1,8
Б-II-2	23,65	22,34	23,32	-5,54	-1,4
Б-III-1	11,5	12,99	11,73	12,96	+2,0
Б-III-2	15,5	17,63	15,69	13,74	+1,2
Б-III-3	13,69	12,97	13,55	-5,26	-1
Б-IV-1	16,4	15,25	16,81	-7,01	+2,5

Порівняння розрахункових значень руйнуючих навантажень та дослідних значень зусиль руйнування підтверджує надійність розрахункової моделі, адже розбіжність несучої здатності знаходиться в межах 3,5 % (див. табл. 2). Ці результати свідчать, що розрахункова модель добре оцінює міцність похилих перерізів сталобетонних елементів з незначним плечем зрізу ($1,5 < c/h_o < 3$).

Задовільний збіг зниження результатів було отримано і при визначенні прогинів сталобетонних балок, що добре видно на графічних залежностях (рис. 4) на всіх стадіях завантаження, аж до руйнування, значення отримані за розрахунковою моделлю та експериментально збігалися з незначними відхиленням 3,0–3,5 % (табл. 3). на відміну від значень, отриманих згідно з методикою СНиП 2.03.01-84*.

Аналіз теоретичних і експериментальних даних дає можливість стверджувати, що запропонований алгоритм розрахунку несучої здатності конструкцій без зчеплення зовнішньої стрічкової арматури з бетоном на ЕОМ достатньою мірою враховує конструктивні особливості цих конструкцій і може бути використаний під час проектування для оцінки їх несучої здатності.

Експериментальні та розрахункові значення руйнуючих навантажень

Шифр балок	Q_u^d , кН	$Q_u^{СНиП}$, кН	Q_u^{EOM} , кН	$\frac{Q_u^{СНиП} - Q_u^d}{Q_u^d}$, %	$\frac{Q_u^{EOM} - Q_u^d}{Q_u^d}$, %
Б-I-1	85	88,52	86,36	4,14	+1,6
Б-I-2	98	92,48	100,06	-5,63	+2,1
Б-I-3		98,47			
Б-I-4	146	128	143,66	-12,33	-1,6
Б-I-5	116	87,52	119,71	-24,55	+3,2
Б-II-1	98	88	99,86	-10,2	+1,9
Б-II-2	116	122,06	118,9	5,22	+2,5
Б-III-1		76,07			
Б-III-2		112,00			
Б-III-3	74	76,79	75,63	3,77	+2,2
Б-IV-1	64	56	65,92	-12,50	+3,0

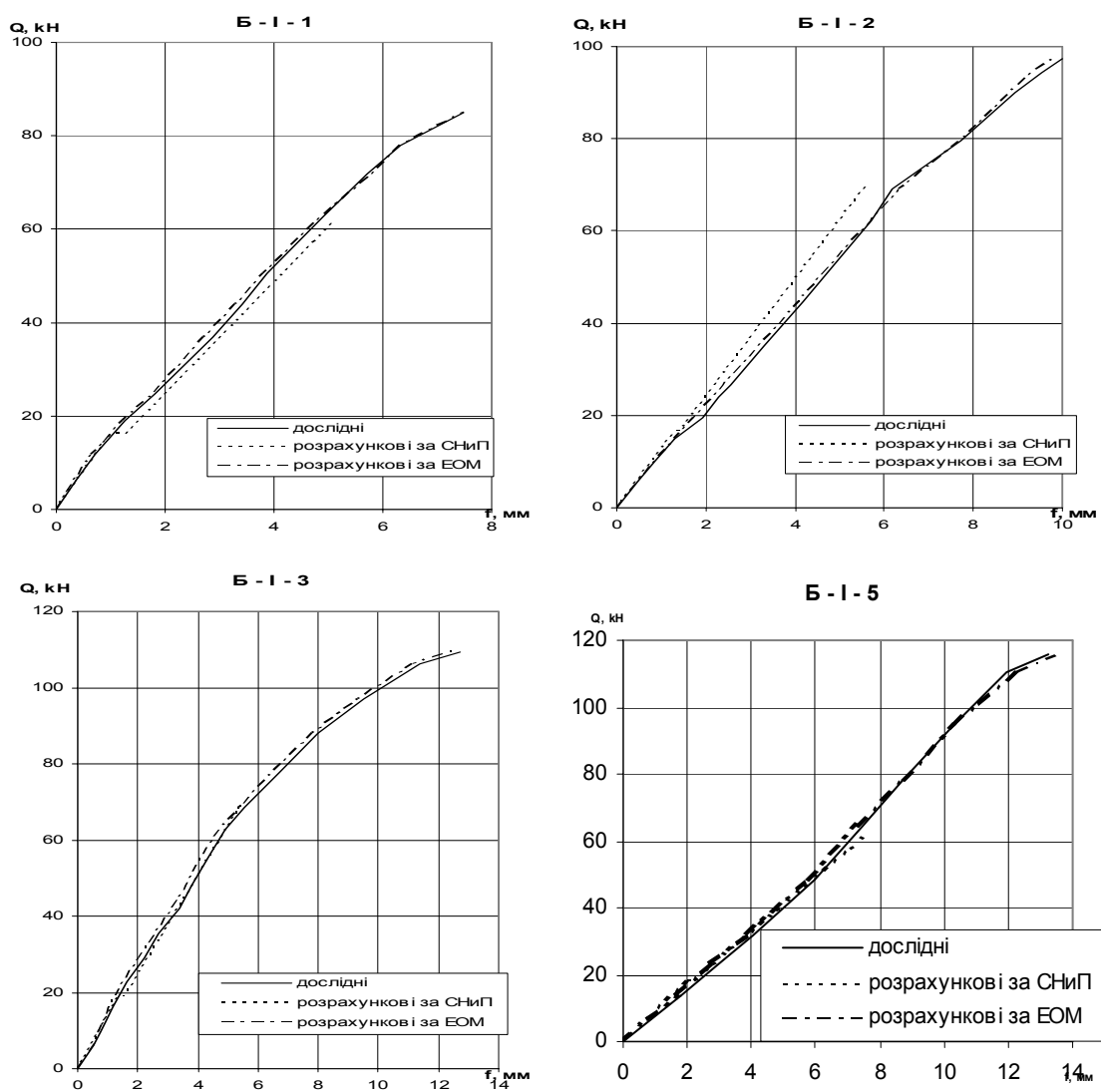


Рис. 4. Графіки прогинів

Експериментальні та розрахункові значення прогинів (при $0,7 Q_{\max}$)

Шифр балок	f_u^d , кН	$f_u^{\text{СНиП}}$, кН	f_u^{EOM} , кН	$\frac{f_u^{\text{СНиП}} - f_u^d}{f_u^d}$, %	$\frac{f_u^{\text{EOM}} - f_u^d}{f_u^d}$, %
Б-I-1	5,03	5,13	5,13	1,99	+2,0
Б-I-2	6,18	5,58	6,32	-9,71	+2,3
Б-I-3	5,56	5,44	5,39	-2,16	-3
Б-I-4	6,43	6,55	6,21	1,87	-3,5
Б-I-5	7,46	7,49	7,27	0,40	-2,6
Б-II-1	4,16	3,95	4,08	-5,05	-1,9
Б-II-2	6,82	9,08	7,04	33,14	3,2
Б-III-1	6,92	6,28	6,99	-9,38	1
Б-III-2	7,02	6,36	7,13	-9,40	1,5
Б-III-3	8,65	8,21	8,53	-5,09	-1,4
Б-IV-1	3,18	2,49	3,08	-21,70	-3

Висновки. Реалізована програма розрахунку за методом скінченних елементів та послідовних наближень з врахуванням реальних діаграм деформування “ σ - ϵ ” матеріалів дає змогу:

а) знаходити напруження σ_x , σ_y , τ_{xy} та деформації ϵ_x , ϵ_y у будь-якій точці скінченного бетонного елемента, напруження σ_x та деформації ϵ_x в довільній точці скінченного стрижневого елемента;

б) визначати напружено-деформований стан сталобетонних балок у будь-який момент завантаження;

в) формувати різні схеми армування;

г) оцінювати напружено-деформований стан сталобетонного елемента під час використання різних класів бетону та арматур;

д) застосовувати для перевіркового розрахунку міцності сталобетонних і залізобетонних конструкцій варіантного проектування

1. Клименко Ф.Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К.: Будівельник, 1984. 2. Пособие П5-03-98 к СНиП 2.03.01-84* Проектирование железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном. – Минск, 1999. 3. Ільницький Б. Міцність сталобетонних балок без зчеплення зовнішньої арматури з бетоном // Архітектура в сільсько-господарське будівництво. – Львів, 2004. 4. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции: Нормы проектирования // Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. 5. Боднарчук Т.Б. Несуча здатність похилих перерізів звичайних сталобетонних балок: Дис. ... канд. тех. наук. – Львів, 1999. – Машинопис. 6. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. – М.: Мир, 1975. 7. Барабаш В.М. Моделирование прочности изгибаемых железобетонных стержней на ЭВМ // Механика и физика разрушения композитных материалов и конструкций: Тез. докл. 1-го Всесоюз. симпоз. – Ужгород, 1988.