

Продовження табл.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
А-II-2		0,133	35,3	6,30	6,06	220	181	480	565
АК-II-2		0,133	29,0	6,35	6,71	225	237	460	586
А-II-3		0,20	35,3	7,00	6,98	251	235	392	589
АК-II-3		0,20	29,0	7,14	7,47	225	232	620	525
А-III-1	60 ⁰	0,067	35,3	7,38	5,45	190	153	440	514
АК-III-1		0,067	29,0	5,90	6,49	190	198	540	511
А-IV-1	45 ⁰	0,20	25,5	5,03	5,04	204	200	650	674
АК-IV-1		0,20	24,0	5,81	6,18	195	255	403	603
Для зразків А-IV-1 і АК-IV-1 рифлення поверхні перехресне, для решти – одностороннє. Маркування А відповідає зразкам з важкого бетону, а АК – з керамзитобетону.									

Як бачимо, проведені експериментальні дослідження зчеплення свідчать, що рифлення поверхні листової арматури забезпечує неперервний, достатньо міцний її зв'язок з бетоном та конструктивним керамзитобетоном і його можна рекомендувати для використання в сталобетонних конструкціях. Запропоновані аналітичні вирази дозволяють достатньо точно оцінити значення найбільших напружень зчеплення, а також зусиль та довжини зони анкерування.

УДК 624.012.014.023.852

Вол.М. Барабаш

НУ “Львівська політехніка”, кафедра будівельних конструкцій і мостів

ОЦІНКА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ НЕРОЗРІЗНИХ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК НА ПІДСТАВІ ДЕФОРМІВНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ МАТЕРІАЛІВ

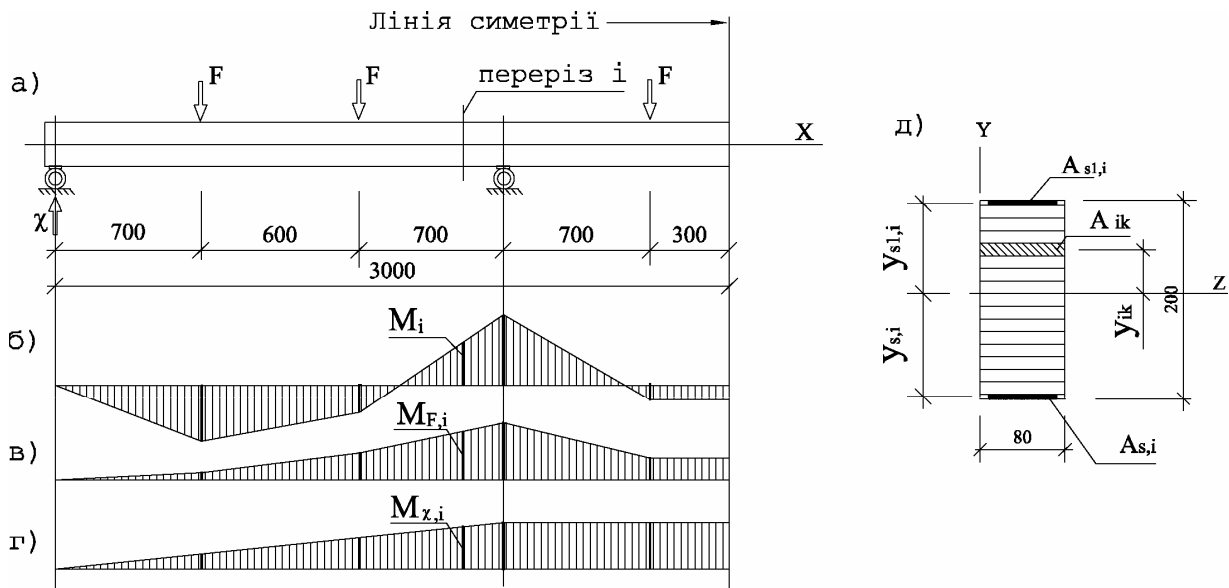
© Барабаш Вол.М., 2000

Наведено алгоритм розрахунку нерозрізних сталобетонних балок з зовнішнім армуванням на ЕОМ. У математичній моделі враховано реальні деформівні властивості матеріалів – бетону і металу, з яких виготовлено балки, та вплив рівня деформацій на жорсткості перерізів під час навантаження.

Довгостроковий прогноз у галузі капітального будівництва вказує на те, що залізобетонні конструкції упродовж тривалого часу зберігатимуть домінуюче положення. Саме тому завдання зменшення їх матеріаломісткості є одним з найактуальніших. Важливою є також проблема збільшення навантажень на перекриття та зменшення висоти конструкцій. Одним з можливих варіантів вирішення цих завдань є використання нерозрізних стале-

бетонних конструкцій з зовнішнім армуванням, що мають на 15...23 % меншу металомісткість і вищу жорсткість, ніж рівномісні залізобетонні.

Очевидним є те, що характеристиками, які визначають поведінку таких балок при навантаженні, є деформівні властивості матеріалів – бетону і арматури, з яких виготовлено конструкції. На сьогодні нормативні документи недостатньо враховують вплив реології матеріалів на перерозподіл згинальних моментів у нерозрізних конструкціях, що своєю чергою впливає на точність оцінки їх міцності, тріщиностійкості та прогинів. Аналогічно з залізобетонними конструкціями, оцінка можливості перерозподілу згинальних моментів під час проходження пластичних деформацій у бетоні та арматурі нерозрізних сталобетонних балок є принципово важливою як під час проектування, так і під час експлуатації.



Розрахункова модель нерозрізної балки:

- а – схема навантаження; б – сумарна епюра моментів M_i ;
- в – епюра моментів $M_{F,i}$ від зовнішнього навантаження F в основній системі;
- г – епюра моментів $M_{\chi,i}$ від одиної опорної реакції χ в основній системі;
- д – розрахунковий переріз.

Для числової оцінки роботи нерозрізних балок при навантаженні розроблено математичну модель, яка враховує деформівні властивості бетону і арматури та їх вплив на жорсткості перерізів балок, а відтак, і на розподіл згинальних моментів. В основу моделі покладено дискретне представлення балки. Прийнято, що вздовж осі X вона складається з окремих ділянок Δl , кожна з яких у розрахунку характеризується перерізом i , а саме: його зведеною жорсткістю $I_{i,red}$, та згинальним моментом M_i . Своєю чергою, кожний переріз уявлявся складеним з окремих шарів: арматури $A_{s,i}$ і $A_{s1,i}$ та бетону – $A_{b,ik}$, що мають січні модулі деформацій відповідно $E_{s,i}$, $E_{s1,i}$ та $E_{b,i}$. Де $A_{s,i}$, $A_{s1,i}$, $A_{b,ik}$ – площі шарів (див. рисунок, д). При цьому, значення січного модуля кожного з шарів $E_i = \sigma_i / \varepsilon_i$ обчислювалося згідно з діаграмою деформування матеріалу залежно від досягнутого рівня напружень σ_i та деформацій ε_i . Обчислення зведеної жорсткості перерізу $I_{i,red}$ з врахуванням значень січних модулів деформацій матеріалів проводилося пошаровим підсумовуванням

$$I_{i,red} = \sum A_{ik} y_{ik}^2 E_{ik} + A_{s,i} y_{s,i}^2 E_{s,i} + A_{s1,i} y_{s1,i}^2 E_{s1,i} \quad (1)$$

Деформації визначалися на рівні серединних площин кожного з шарів

$$\varepsilon_{ik} = \frac{M_i}{I_{i,\text{red}}} y_{ik}; \quad \varepsilon_{s,i} = \frac{M_i}{I_{i,\text{red}}} y_{s,i}; \quad \varepsilon_{sl,i} = \frac{M_i}{I_{i,\text{red}}} y_{sl,i}, \quad (2)$$

а напруження – згідно з описом “законів деформування” матеріалів. При цьому необхідно відзначити, що опис деформівних властивостей повинен достатньо точно віддзеркалювати пружно-пластичні властивості матеріалів. Бо саме достатнє наближення опису деформівних властивостей матеріалів до їх реальних діаграм має вирішальний вплив на загальну точність розрахунку нерозрізних балок.

Утворення і розвиток тріщин у бетоні враховувалося “обнуленням” січних модулів відповідних шарів при перевищенні деформаціями цих шарів граничних значень $\varepsilon_{bt,f}$. Те ж саме стосується і руйнування бетону внаслідок стиску (при $\varepsilon_{b,ik} > \varepsilon_{b,f}$). Встановлювати граничні значення для арматури немає змісту, бо як показали дослідження, розвиток її пластичних деформацій призводить до руйнування бетону задовго до вичерпання міцності металу.

Статичний розрахунок конструкції можна здійснювати будь-яким методом. У цьому випадку застосовано метод сил, як найпростіший і такий, що потребує найменших вимог до ресурсів ЕОМ. За невідоме χ прийнято опорну реакцію крайньої опори. Перемноження епюр згинальних моментів у основній системі ($M_{F,i}$ – від зовнішнього навантаження та $M_{\chi,i}$ – від невідомої опорної реакції) проводилося для кожної ділянки і окремо, з врахуванням значень жорсткостей $I_{i,\text{red}}$, через які реалізовано вплив змінних деформівних характеристик матеріалів, а саме їх січних модулів деформацій, на перерозподіл згинальних моментів у нерозрізній балці. Додаткову невизначеність, зумовлена нелінійністю деформування матеріалів, обчислювали методом послідовних наближень:

1. Січним модулям деформацій всіх шарів задавали значення модулів пружності.
2. Обчислювали зведені жорсткості $I_{i,\text{red}}$ серединних перерізів кожної з ділянок.
3. Встановлювали значення згинальних моментів $M_{F,i}$ та $M_{\chi,i}$.
4. Визначали деформації і напруження у шарах.
5. Коригували значення січних модулів кожного з шарів усіх ділянок.
6. Поверталися до п.2.

Обчислення повторювали доти, поки у сусідніх циклах результати не ставали достатньо близькими. За критерій точності приймали переміщення середини балок, як найбільш узагальнений показник.

Необхідно відзначити, що ітераційний процес сходиться досить швидко. Для досягнення різниці у сусідніх циклах обчислень 0,001 % достатньо трьох-семи циклів. Подальше зменшення критерію точності обчислень недоцільне, бо не призводить до змін у результатах розрахунків.

Розходження ітераційного процесу спостерігалось лише під час руйнування стиснутих зон бетону. У цьому випадку вихід з циклічних обчислень здійснювався або за критерієм міцності бетону, або за лічильником циклів (при перевищенні їх кількості 100).

Опис діаграм деформування бетону та криволінійних ділянок діаграм деформування металу виконано із застосуванням відомої параболічної залежності, рекомендованої ЕКБ

$$\frac{\sigma}{R} = \left(1 + \frac{1}{k}\right)^2 \left(1 - \frac{1}{1+k\eta}\right) - \frac{\eta}{k}, \quad (3)$$

де $\eta_b = \varepsilon/\varepsilon_u$ – рівень поточних деформацій ε щодо значення ε_u , яке відповідає вершині діаграми; k – коефіцієнт нелінійності.

При цьому, для забезпечення необхідної точності розрахунку значення коефіцієнта k , який визначає кривизну діаграми деформування, уточнювалося за реальними діаграмами, отриманими при випробуваннях матеріалів.

Переміщення осі балки визначалося за залежністю Мора, у якій інтегрування замінено підсумовуванням на ділянках i

$$f_i = \sum_{i=1}^{i_{\max}} \frac{M_{1,i} M_i}{I_{i,\text{red}}} \Delta l, \quad (4)$$

де $M_{1,i}$ – значення згинального моменту від одиничної сили, прикладеної у точці, для якої визначалося переміщення; Δl – довжина ділянки і балки.

Проведено експериментальну перевірку запропонованої числової моделі на нерозрізних трипрогонових балках. Експериментальні зразки виготовлені на бетоні міцністю 30,0...82,5 МПа з початковим модулем пружності 3,12...4,70·10⁴ МПа. Для зовнішнього армування використовували високоміцні сталеві листи гладкого і періодичного профілю з межею текучості 490,0 МПа, гладкі сталеві листи з маловуглецевої сталі – 190 МПа та листи з дюралюмінію – 340,0 МПа. Модуль пружності цих матеріалів становив відповідно 1,8·10⁵; 2,1·10⁵ та 3,7·10⁴ МПа. Зовнішню листову арматуру встановлювали на верхній і нижній гранях балок (див. рисунок, д). Добір матеріалів зумовлений необхідністю оцінити можливості перерозподілу моментів в умовах якомога ширшого діапазону їх деформівних і міцнісних властивостей.

Навантаження проводилося зосередженими силами, прикладеними близько третин прогонів кожної з балок (рисунок, а). Для оцінки згинальних моментів, які діють у балках, на кожній опорі встановлювався динамометр. За значеннями зусиль навантаження і опорних реакцій обчислювали значення згинальних моментів у перерізах балок.

Як показали дослідження, вирішальне значення для розподілу моментів мають деформівні властивості арматури (сталі або алюмінієвого сплаву). У межах пружної роботи арматури нерозрізні сталобетонні балки працюють подібно до металевих з незначними відхиленнями від “ідеально пружної” схеми. Лише під час проходження пластичних деформацій в арматурі спостерігаються відхилення у розподілі згинальних моментів порівняно з “пружною” схемою. Пластичні деформації бетону справляють незначний вплив і не мають такого вирішального значення, як деформівні властивості арматури. Загалом здатність сталобетонних балок до перерозподілу згинальних моментів обмежена. Лише для балок, армованих маловуглецевою сталлю, яка характеризується протяжною ділянкою текучості, спостерігався дещо більший перерозподіл (у застосованих високоміцній сталі та алюмінієвому сплаві ділянки текучості відсутні). Але і для цього випадку досягнення в арматурі напружень текучості та проявлення пластичних деформацій призводило до швидкого руйнування бетону стисненої зони, тобто до вичерпання несучої здатності балки. Це своєю чергою обмежувало діапазон можливого перерозподілу моментів.

Дослідження засвідчили, що задовільна точність розрахунку досягається тоді, коли кожен прогін балки розділено не менше ніж на десять ділянок (тобто для трипрогової балки $i_{\max} \geq 30$), а бетонна частина перерізу містить не менше семи шарів ($k \geq 7$). Кожен вид арматури необхідно задавати як окремі шар, розміщений на рівні центра маси цієї частини арматури.

Результати, близькі до експериментальних, отримують, якщо критерій точності обчислень, тобто різниця значень у сусідніх циклах, менша за 0,1 %. При цьому, відхилення розрахункових значень переміщень середин балок f_1 від дослідних значень переважно знаходяться в межах 3...8 %.

Реалізація описаної математичної моделі на ПЕОМ дала змогу провести широкі числові дослідження міцності нерозрізних сталобетонних балок з різними характеристиками бетону і арматури. Експериментальна перевірка результатів розрахунків за міцністю засвідчила достатню точність моделі (до 9 %) і дозволяє рекомендувати її до використання як під час планування експериментів, так і при проектуванні.

1. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М. *Неразрезные железобетонные балки с внешним полосовым армированием* // Вестн. Львов. политехн. ин-та. 1985. № 193. С.38–40. 2. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М. *Прочность і деформативність железобетонных балок с внешней полосовой арматурой из алюминиевых сплавов* // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона: Межвуз. сб. Ростов н/Д, 1980. С.105–113.

УДК 519. 68:681. 3:658. 512

А.В. Бойко

Київський національний університет будівництва та архітектури

ФОРМУВАННЯ МАТЕМАТИЧНОЇ МОДЕЛІ СИСТЕМИ ПІДТРИМКИ ПРИЙНЯТТЯ КОЛЕКТИВНИХ РІШЕНЬ ПІД ЧАС УПРАВЛІННЯ ПРОЕКТАМИ

© Бойко А.В., 2000

У статті розглядається етап формування математичної моделі в системі підтримки прийняття колективних рішень, орієнтований на підготовку рішень у різноманітних галузях знань.

У теперішній час здійснюється реформування і реструктуризація будівельної індустрії України. Ці процеси відбуваються в умовах гострого бюджетного дефіциту, відсутності державних дотацій і взаємних неплатежів. Більшість підприємств будівельної індустрії через нестачу оборотних коштів, застарілого матеріалоємного й енергоємного устаткування стають не конкурентоздатними на зовнішньому і внутрішньому ринках. Ринок будівельних конструкцій і матеріалів заповнюється провідними закордонними компаніями, що випускають не завжди якісні вироби. У таких умовах одним із найбільш прийнятних варіантів для подальшого розвитку підприємств будівельної індустрії є пошук стратегічного інвестора, який би забезпечив необхідну фінансову підтримку. Практика свідчить, що обов'язковою вимогою інвестора для початку фінансування є наявність інвестиційного проекту розвитку підприємства на найближчі 3–5 років. У цьому проекті повинні бути висвітлені основні