

УДК 624.012.41

**ДИАГРАММА «МОМЕНТ – КРИВИЗНА» ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
БАЛОК ПРИ ЗНАКОПЕРЕМЕННОМ НАГРУЖЕНИИ***Слюсар Ю.Н.**Луганский национальный аграрный университет*

**Введение. Постановка проблемы.** В настоящее время все чаще возникает необходимость в проведении работ по восстановлению эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций перекрытий, а также по переоборудованию зданий в связи с изменением их функционального назначения. Элементами перекрытий в большинстве случаев являются железобетонные балки и балочные плиты.

Для правильного конструирования перекрытий необходимо знать, как работают такие конструкции, в т.ч. и при знакопеременном нагружении. Такая работа конструкций возможна при изменении схемы приложения нагрузки, усилении, деформационных воздействиях со стороны основания.

Работа проводится в рамках исследований кафедр строительных конструкций Донбасского государственного технического университета и Луганского национального аграрного университета, посвященных решению этой проблемы.

**Анализ последних достижений и публикаций** [1, 2, 3, 4, 5, 6 и др.], свидетельствует о том, что изучение работы балок при знакопеременном нагружении по-прежнему остаются актуальными при проектировании конструкций усиления или замены, особенно при возможном развитии неравномерных деформаций основания.

Целью настоящей публикации является изложение основных положений определения зависимостей «момент – кривизна» для железобетонных балок при знакопеременном нагружении.

**Основная часть.** При решении поставленной задачи необходимо учитывать специфику деформирования всех элементов системы – железобетонной балки и основания и для этой цели могут быть использованы основные положения расчетных методик НИИСК.

1. Для описания свойств железобетона принята деформационная модель [1, 2 и др.], основные положения которой следующие:

в качестве расчетного принимается сечение, напряженно-деформированное состояние (НДС) которого отвечает среднему состоянию блока между трещинами, если таковые имеются;

для средних деформаций бетона и арматуры принимается гипотеза плоских сечений;

связь между напряжениями и деформациями бетона и арматуры принимается в виде условно-точных или идеализированных диаграмм (рис. 1, 2);

влияние трещинообразования на работу железобетона учитывается

путем умножения сопротивления  $R_b$  на коэффициент  $\Psi_{bt} < 1$ ;



Рис. 1 Диаграмма " $\sigma - \varepsilon$ "  
бетона:  
1 - условно-точная;  
2 - идеализированная

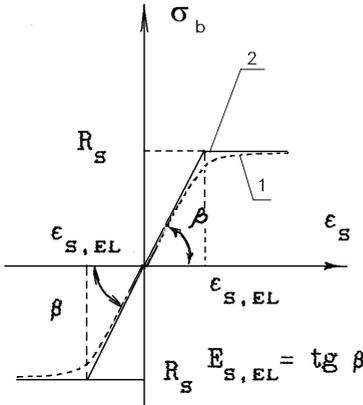


Рис. 2 Диаграмма " $\sigma - \varepsilon$ "  
арматурной стали  
1 - условно-точная;  
2 - идеализированная

разгрузка начинается с начальной кривизны  $\kappa_i$  и жесткость расчетного сечения в этой точке при разгрузке равна  $B_i = E_b \cdot I_{red}$ , где  $E_b \cdot I_{red}$  – приведенная к бетону жесткость сечения. Деформирование элемента проходит в новой системе координат "момент– кривизна" (" $M_i - \kappa_i$ ") по кривой 2 (рис. 3); нахождение жесткостей сечений при разгрузке аналогично нахождению жесткостей при однократном нагружении, т.е.

$$B_i = M_i / \kappa_i, \quad (1)$$

где  $B_i$ ,  $M_i$ ,  $\kappa_i$  – соответственно жесткость, изгибающий момент и кривизна  $i$ -го сечения. При дальнейшем деформировании кривая разгрузки совпадает с кривой 3 нагружения в обратном направлении;



Рис. 3 Диаграмма " $M_i - \kappa_i$ " при знакопеременном нагружении

исчерпание несущей способности сечения происходит в случае достижения деформациями сжатого бетона или растянутой арматуры своих предельных значений  $\varepsilon_{b,u}$ ,  $\varepsilon_{s,u}$ .

4. Несущая способность железобетонной балки считается исчерпанной, если [1, 2, 3, 4, 5 и др.]:  
 достигнут максимум на кривой состояний (см. рис. 3)

$$\frac{dq_d}{df} = 0; \quad \frac{dq_l}{df} = 0, \quad (2)$$

где  $dq_d$ ,  $dq_l$  – модуль соответственно вектора силового или деформационного воздействия;  $f$  – некоторое характерное перемещение конструкции; разрушено хотя бы одно сечение;

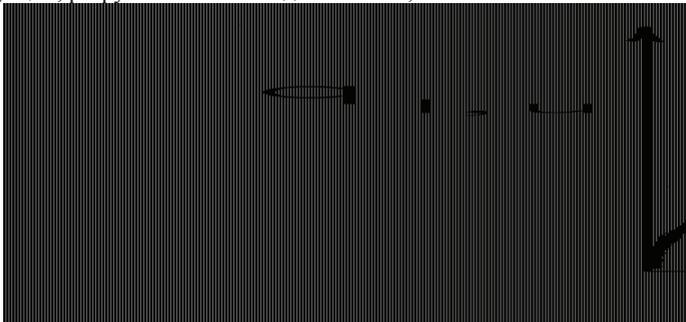


Рис. 4 Диаграммы состояния системы

ширина раскрытия трещин превысила допустимые из условий эксплуатации значения.

Аналитические зависимости, связывающие напряжения и деформации в бетоне и арматуре, имеют вид: для бетона в соответствии с рекомендациями [1]

$$\bar{\sigma}(\bar{\varepsilon}) = \sum_{i=1}^5 a_i \cdot \bar{\varepsilon}_b^i, \quad (3)$$

где  $a_i$  – коэффициенты, зависящие от физико-механических свойств бетона;

$\bar{\varepsilon}_b$  – приведенная относительная деформация;  $\bar{\sigma}(\bar{\varepsilon}) = \sigma_b/R_b$  – приведенное напряжение в бетоне;  
для арматуры

$$\sigma_s = B_s \varepsilon_s + D_s, \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \text{где } B_s &= E_s, & D_s &= \sigma_0, \text{ если } \varepsilon_s < \varepsilon_{el} \\ B_s &= 0, & D_s &= R_s, \text{ если } \varepsilon_s \geq \varepsilon_{el}. \end{aligned}$$

В формуле (4):  $\sigma_0$  – остаточные напряжения в арматуре, обусловленные усадкой или предварительным напряжением, с соответствующим знаком);  $E_s, R_s$  – соответственно модуль упругости и расчетное сопротивление арматурной стали.

В соответствии с принятыми предположениями, напряженно-деформированное состояние сечения описывается системой уравнений [1]

$$F(\kappa, \varepsilon_0) - N = 0; \quad (5)$$

$$\Phi(\kappa, \varepsilon_0) - M = 0, \quad (6)$$

где  $\kappa = 1/R$  – кривизна изогнутой оси в сечении ( $R$  – радиус кривизны сечения);  $\varepsilon_0$  – деформации в сечении на уровне центра тяжести его бетонной части. При оценке НДС в работе [1] рассматривалась возможность существования двух форм равновесия:

все сечение сжато либо часть его растянута, причем деформации растяжения

$$\varepsilon_{bt} \text{ не превышают величины } \varepsilon_{bt,R} = R_{bt}/E_b;$$

сечение имеет сжатую и растянутую зоны при  $\varepsilon_{bt} > \varepsilon_{bt,R}$ .

Функции  $F(\kappa, \varepsilon_0)$  и  $\Phi(\kappa, \varepsilon_0)$ , приведенные в уравнениях (5) и (6), для

разных форм равновесия имеют различный вид. Аналогичным образом составляются уравнения равновесия и для сталебетонных балок.

### **Выводы**

1. Необходимость в изучении работы железобетонных балок при знакопеременном нагружении обуславливается массовым применением таких конструкций как элементов нового строительства, так и усиления и замены перекрытий при реконструкции зданий, а также при возможности развития неравномерных деформаций основания.

2. В основу разрабатываемых теоретических решений могут быть положены известные предпосылки и допущения модели, разработанной в НИИСК.

3. Разрабатываемые теоретические решения нуждаются в экспериментальной проверке.

### **ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА**

1. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 24 с.
2. Гольшев А.Б. Модель железобетона для расчета конструкций на деформируемом основании / А.Б. Гольшев, А.Н. Бамбура, А.И. Голоднов, А.В. Войцеховский и др. // Материалы Международной научно-технической конференции "Новые методы расчета, материалы и технологии в строительстве" (Алчевск, сентябрь 1993 года) - Алчевск: ДГМИ. 1993. - С. 3-6.
3. Голоднов А.И. Расчет конструкций с резко изменяющимися жесткостными характеристиками / А.И. Голоднов, О.С.Балашова // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2008. – Вип. 2. – С. 18–24.
4. Голоднов А.И. Расчет стержневых элементов с учетом изменения жесткости по длине и условий закрепления / А.И. Голоднов, О.С. Балашова, С.И. Скребцов // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2011. – Вип. 8. – С. 132–141.
5. Голоднов К.А. Особенности расчета зданий при изменении конструктивной системы // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК.– К.: НДІБК, 2003. – Вип. 59. – Книга 2. – С. 99–104.
6. Голоднов К.А. Деформируемость сталежелезобетонных балок при различных нагружениях // Дороги і мости: Зб. наук. праць / ДДНДІ ім. М.П. Шульгіна. – К.: ДДНДІ ім. М.П. Шульгіна, 2007. – Вип. 7. – Том I. – С. 104–110.