

но только для бетонов низких марок (с помощью молотка Кашкарова была установлена прочность бетона консолей, не превышающая 150 кгс/см^2 вместо 300 кгс/см^2 по проекту).

4. Поперечное армирование консолей не соответствует проекту (увеличен диаметр и шаг, который принят $260+300 \text{ мм}$ вместо 150 мм).

Учитывая действительную работу кирпичной кладки под консолью, опорная реакция должна быть приложена на расстоянии $1/3$ заделки от лицевой стороны стены. В этом случае увеличивается вылет консоли, и соответственно, возрастает момент от внешней нагрузки. Если произвести расчет консоли в сечении П-П, где расположено отверстие, уменьшающее высоту сжатой зоны бетона ($X=9,5 \text{ см}$), то при фактических сопротивлениях материалов несущая способность консоли окажется на 10% меньше момента от внешних нагрузок.

Из вышеизложенного следует, что обрушение консолей произошло из-за следующих причин:

1. Заниженной в два раза прочности бетона консоли - 150 кгс/см^2 вместо 300 кгс/см^2 .

2. Наличия отверстия в конструкции консоли для пропуска закладных деталей. Даже при проектной марке бетона 300 с учетом отверстия консоль не воспринимает расчетных нагрузок из-за ограничения высоты сжатой зоны бетона.

Разрушение закладных деталей, а также нарушение сцепления арматуры с бетоном являются следствием обрушения консолей.

А.М.Козловский

УДК 624.072.23

К АРМИРОВАНИЮ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

Армирование неразрезных железобетонных балок может назначаться в соответствии с усилиями, определенными расчетом балки как упругой системы или с усилиями, установленными с учетом пластических деформаций. Принято считать, что

в последнем случае обеспечивается рациональное армирование.

Это мнение сложилось в результате того, что расчет системы как упругой применительно к железобетону оказывается неточным, так как не учитывает нелинейность деформирования бетона и арматуры, трещинообразование и ползучесть, т.е. те факторы, которые оказывают влияние на жесткость, существенно изменяя ее в зависимости от величины, режима и длительности действия нагрузки.

Между тем определение действительного напряженно-деформированного состояния статически неопределимых железобетонных конструкций требует такого расчета, который учитывал бы неупругие деформации бетона. Таким способом расчета является метод предельного равновесия. Однако этот метод позволяет определить только прочность конструкции. Попытки учесть развитие пластических деформаций в эксплуатационной стадии работы путем введения постоянного коэффициента (0,85) к жесткости $[E_s]_n$ и, таким образом, приблизить расчетные условия к действительным, не дают положительных результатов, так как при этом не учитывается уровень нагрузки и длительность процесса деформирования. Поэтому для оценки распределения усилий в стадии эксплуатации приходится пользоваться рядом приближенных способов [2,3,4].

Только для неразрезных многопролетных балок с одинаковыми пролетами и одинаковыми на всем протяжении пролета размерами сечений и для случая равномерно распределенной нагрузки можно использовать готовые формулы [5]. При этом как металлические, так и железобетонные балки рассчитывают на восприятие в средних пролетах и на средних опорах момента, равного $\frac{q l^2}{16}$ (q - полная равномерно распределенная нагрузка) независимо от фактического соотношения величин временной и постоянной нагрузки (если только это отношение не более 5). Следовательно, значения максимальных моментов определяются без учета возможного невыгодного нагружения отдельных пролетов. Считают также, что пластические деформации уравнивают усилия между расчетными сечениями при любом начальном отношении опорных и пролетных моментов. При этом соблюдается условие, что полусумма опорных моментов плюс пролетный момент равна моменту в пролете свободно лежащей балки.

Если для металлических конструкций такой подход не вызывает возражений, то для железобетонных такое состояние может оказаться недостижимым. В процессе перераспределения моментов в опорных сечениях возможно значительное раскрытие трещин из-за текучести растянутой арматуры. Имея это в виду "Руководство" [5] допускает возможность уменьшать армирование расчетных сечений не более чем на 30%.

В качестве примера использования этих рекомендаций рассмотрим четырехпролетную балку (рис. 1, а). В упругой стадии работы при действии полной нагрузки q (постоянная p плюс временная Q) получаем следующие значения моментов: $M_{AB} = 0,077ql^2$; $M_B = 0,107ql^2$; $M_{BC} = 0,036ql^2$; $M_C = 0,071ql^2$; $M_{CD} = M_{BC}$ (рис. 1, в). Моменты в этих же сечениях при расчете с учетом пластических деформаций рекомендуется принимать равными: $M_{AB} = 0,091ql^2$; $M_B = 0,071ql^2$; $M_{BC} = 0,0625ql^2$; $M_C = 0,0625ql^2$ (рис. 1, б).

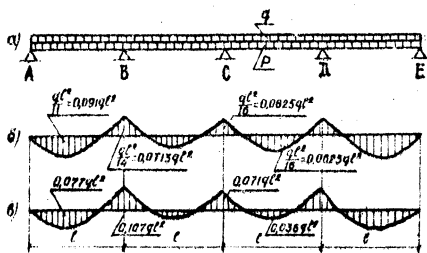


Рис. 1. Четырехпролетная балка при равномерном нагружении пролетов:
 а - схема нагрузки; б - перераспределенная эпюра моментов; в - эпюра моментов упругой системы.

В этом случае армирование опоры В ослаблено на 33,6%, а пролеты АВ и ВС усилены соответственно на 18,2% и 72% по отношению к расчету упругой системы. Следовательно, даже при наиболее благоприятном нагружении имеем резко неравнопрочную конструкцию.

Определим опорные моменты M_B , M_C и пролетные M_{AB} , M_{BC} при невыгодном нагружении временной нагрузкой

(отношение временной нагрузки к постоянной принимаем равным 5). Максимальные моменты в каждом нечетном пролете балки получаем при нагружении временной нагрузкой этих пролетов (рис. 2, а). Максимальные моменты на опоре возникнут при нагружении соседних двух пролетов и следующих через один. К получен-

мым по данным схемам загрузки величинам моментов добавим моменты от постоянной нагрузки. В итоге получаем следующие расчетные значения моментов: $M_{AB} = 0,096ql^2$; $M_B = 0,118ql^2$; $M_{BC} = 0,073ql^2$; $M_C = 0,102ql^2$ (рис. 2, г), которые отличаются от моментов определенных расчетом с учетом пластических деформаций в опорных сечениях В и С на 40% и 39%, а в пролетах ВС - на 15%.

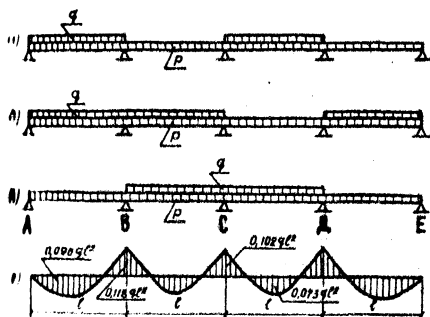


Рис. 2. Четырехпролетная балка при невыгодном загрузении пролетов:
а, б, в - схемы нагрузок;
г - обгибающая эпюра моментов упругой системы.

Такое значительное ослабление армирования опорных сечений по отношению к требуемому из расчета упругой системы не допускается как нормативным документом [5], так и согласно литературным данным [1, 6, 7]. Вместе с тем исследования [8] показывают, что в стадии эксплуатации имеет место только частичное перераспределение усилий, которого оказывается недостаточно для выравнивания напряжений в расчетных сечениях. Поэтому даже и при 30%-ном ослаблении ар-

мирования в отдельных сечениях возможно раннее образование и значительное раскрытие трещин. Такая конструкция не отвечает требованиям 2-го и 3-го предельных состояний. Очевидно, что рекомендации [5] по армированию неразрезных железобетонных балок, составленные исходя из условия полной реализации перераспределения усилий, которое действительно может иметь место в отдельных случаях в стадии, близкой к разрушению, должны быть исправлены с учетом фактического перераспределения в эксплуатации.

Л и т е р а т у р а

1. КРЫЛОВ С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., 1964.

2. КРЫЛОВ С.М., КОЗАЧЕВСКИЙ А.И. Применение ЭВМ для расчета сложных статически неопределимых стержневых систем с учетом неупругих свойств железобетона. "Бетон и железобетон", № I, 1966.

3. ГРИЩЕНКО И.В. Расчет неразрезных железобетонных балок с учетом развития неупругих деформаций. В сб. "Строительные конструкции", вып. XV. Киев, 1971.

4. ЯРИН Л.И., НАЗАРЕНКО В.Г. Оптимальное проектирование неразрезных железобетонных балок. В сб. "Конструкции сельскохозяйственных зданий и сооружений", вып. 2. Апрелька, 1971.

5. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. М., 1975.

6. ГВОЗДЕВ А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М., 1948.

7. ТАЛЬ К.Э. Расчет бетонных и железобетонных конструкций по расчетным предельным состояниям. М., 1955.

8. КОЗЛОВСКИЙ А.М. Распределение усилий в железобетонной раме. "Строительство и архитектура Белоруссии", № 3, 1971.

Г.П.Пастушков, В.И.Никитин, В.К.Степанюк

УДК 624.072.2.001:891.51

ПЛАНИРОВАНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТА ПРИ ИССЛЕДОВАНИИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ПОВТОРНЫХ НАГРУЖЕНИЯХ

В предварительно напряженных изгибаемых конструкциях с высокопрочной арматурой по СНиП П-В I-62* не допускается появление трещин при полных нормативных нагрузках и требуется проверка условия:

$$M_T \geq M^N,$$

где M_T - момент, воспринимаемый сечением перед образованием трещин;

M^N - момент от внешних нагрузок.