

$M_{з.т}$  - величина изгибающего момента, при котором происходит "полное" закрытие трещин;

$M_{у.з.т}$  - величина изгибающего момента, соответствующая условному закрытию трещин;

$M_p$  - величина изгибающего момента, при котором происходит разрушение балки.

Следует отметить, что методика обработки опытных данных, полученных по комбинационной схеме, позволяет оценить влияние каждого фактора на всех уровнях по трем замерам, а при дублировании опытов - по шести.

Исследованию подвергались 18 балок, армированных напрягаемой арматурой диаметром 5 мм из стали класса Вр-П. Сечение балок 12х24 см, длина 300 см. Натяжение арматуры осуществлялось на упоры.

Балки изготавливались из аглопоритобетона с применением портландцемента марки 500, кварцевого песка с модулем крупности 2,4 и аглопорита фракций 5-10 и 10-20 мм. Вместе с балками изготавливались кубики с ребром 15 см и призмы размером 15х15х60 см. Кубиковая и призмная прочность бетона определялась во время отпуска арматуры, а также при испытании опытных балок. Испытание образцов осуществлялось на балочном испытателе с регулятором скорости загрузки. Нагрузка прикладывалась в третях пролета. Опытные образцы подвергались повторному нагружению с количеством циклов до 50 на принятом уровне загрузки. Часть образцов испытывалась одноразовой нагрузкой.

#### Л и т е р а т у р а

И. ПРОТОДЬЯКОНОВ М.М., ТЕДЕР Р.И. Методика рационального планирования экспериментов. М., "Наука", 1970.

А.М.Козловский

УДК 624.072.21.223

#### ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЗАЩЕМЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ

Усилия, отвечающие предельному состоянию железобетонных конструкций, могут существенно отличаться от расчетных значе-

ний, полученных по упругой стадии работы. Принято считать, что статически неопределимые конструкции, запроектированные с учетом этого явления, оказываются экономичными. Экономия достигается за счет полного использования прочности арматуры при более равномерном и рациональном ее размещении в конструкции в соответствии со схемой перераспределения усилий.

Исходя из этих соображений, однопролетную балку с заделанными опорами при действии равномерно распределенной нагрузки рекомендуется проектировать на восприятие равных моментов на опоре и в пролете  $\frac{ql^2}{16}$ , а на равных соответственно,  $\frac{ql^2}{12}$  и  $\frac{ql^2}{24}$ , как это следует из расчета в упругой стадии работы [1, 2].

Эти рекомендации по проектированию, основанные на идеальной схеме деформирования материала за пределом упругости, предусматривают полное перераспределение усилий в предельной стадии работы конструкции [3, 4]. Однако такое перераспределение отсутствует в стадии эксплуатации реальных железобетонных конструкций [5]. Кроме того, эти рекомендации не учитывают гибкости элементов конструкции (отношения высоты сечения к пролету), что также может оказать влияние на действительное перераспределение усилий в статически неопределимых системах.

Для исследования напряженно-деформированного состояния неразрезных железобетонных конструкций в Институте строительства и архитектуры Госстроя БССР проведены испытания на поперечный изгиб статической нагрузкой двух серий однопролетных балок из бетона марки 300. Проектные геометрические размеры сечения всех балок принимались одинаковыми: высота  $h = 15$  см, ширина  $b = 10$  см, отношение  $\frac{l}{h} = 20$ . При таком отношении  $\frac{l}{h}$  влияние поперечных сил на распределение напряжений в опорных сечениях практически исключалось.

Образцы армировались арматурой класса А-I и А-III (арматура класса А-I обладает наибольшими пластическими деформациями, а арматура класса А-III еще допускается к применению в железобетонных конструкциях без предварительного напряжения). В качестве монтажной и поперечной принималась арматура класса А-I диаметром 6 мм.

Балки отличались характером армирования: серия БУ армировалась в соответствии с расчетом упругой системы, а серия БП - с учетом полного перераспределения усилий.

Балки БУ1 и БУ2 армировались на опоре двумя стержнями  $2 \phi 20$  для восприятия момента, равного  $\frac{ql^2}{12}$ , а в пролете  $-2\phi 12$  А-I для восприятия момента  $\frac{ql^2}{24}$  (балка БУ1)  $2 \phi 16$  и  $2 \phi 10$  А-III (БУ2).

Балки БП1 и БП2 проектировались с учетом перераспределения усилий и армировались на опоре и в пролете двумя стержнями  $2\phi 16$  А-I, а балка БП2 -  $2 \phi 12$  А-III (рис. 1).

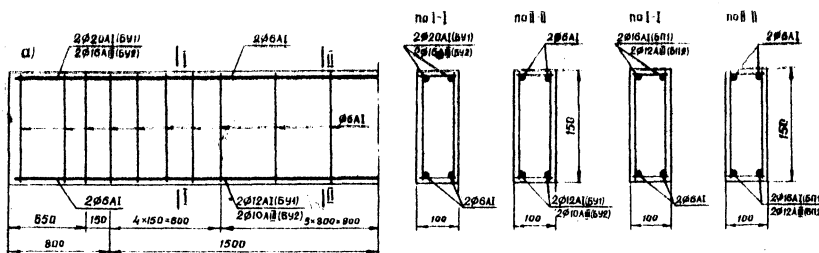


Рис. 1. Конструкция опытных образцов:  
а - балки БУ1 и БУ2; б - балки БП1 и БП2.

Прочность и предел текучести рабочей арматуры определялись испытанием на растяжение образцов длиной 600 мм. Для определения прочностных характеристик бетона одновременно с балками изготавливались контрольные кубики и призмы.

Испытания балок проводились на установке (рис. 2, а), которая состояла из опорных блоков I, расположенных на расстоянии 300 см друг от друга. На опорных блоках помещался опытный образец 2. Для обеспечения полной заделки на опорные части балки длиной 80 см устанавливались блоки 3 высотой 50 см, шириной 20 см, длиной 80 см, каждый из которых крепился металлическими тязами. Принятая конструкция опоры обеспечила практически полное защемление. Опытные образцы загружались четырьмя сосредоточенными силами, прикладываемыми в пролете таким образом, что они являлись эквивалентными равномерно распределенной по проле-

ту нагрузке.

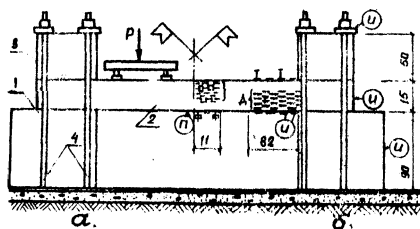


Рис. 2. Схема установки для испытания опытных образцов (а); схема расстановки измерительных приборов (б).  
Условные обозначения: т - тензومتر; д - датчик; п - прогибомер; и - индикатор.

Деформации рабочей арматуры как на опоре, так и в пролете замерялись тензометрами в пяти сечениях вдоль балки. Для их установки при изготовлении балок к рабочим стержням каркасов в опорном и пролетном сечениях приваривались по шаблону коротыши арматуры  $\phi 6$ . Они располагались таким образом, чтобы можно было установить 5 тензометров с базой 20 мм на одном стержне рабочей арматуры и столько же на другом. Таким образом в одном сечении располагалось 2 тензометра, которые дублировали друг друга. Деформации бетона измерялись тензодатчиками с базой 20 мм. На боковой грани балки в месте предполагаемого образования пластических шарниров (наиболее напряженные опорные и пролетные сечения) были наклеены 4 цепочки датчиков длиной 22 см, что составляло 1,5 высоты балки. Эти размеры приняты для уточнения длины шарнира пластичности, которая по литературным данным [6] равна высоте сечения изгибаемого элемента. На нижней грани балки также было наклеено по одной цепочке датчиков. Одна боковая грань была целиком свободна от приборов, что облегчило наблюдения за процессом трещинообразования. Для определения осадки опор применялись индикаторы, прогибы в середине пролета измерялись прогибомерами с ценой деления 0,01 мм. С целью определения степени защемления опытных образцов на опорах по торцам балок и на траверсах были установлены индикаторы.

Загружение производилось кратковременной нагрузкой при помощи гидродомкратов. Нагрузка увеличивалась ступенями от нуля до момента разрушения, что позволило наблюдать за работой балок во всех трех предельных состояниях.

На каждой ступени нагружения образцы выдерживались по 15 минут (при нагружении до расчетной нагрузки) и по 30 минут (при больших нагрузках). При этом производился тщательный осмотр поверхности образцов с фиксацией момента появления трещин и ширины их раскрытия, замерялся прогиб в пролете и осадка опор. Все балки испытывались до разрушения.

При испытании балок БУ1 (армирование в соответствии с упругой стадией работы, арматура А-I) первые трещины появились на 3-й ступени нагружения (около 50% расчетной нагрузки) одновременно на опоре и в пролете. На 4-й ступени нагружения ширина их раскрытия составила  $\delta = 0,1$  и  $0,05$  мм соответственно. При расчетной нагрузке раскрытие достигло величины  $\delta = 0,2$  и  $0,1$  мм.

При испытании балок БУ2 (арматура А-III) первые трещины на опоре и в пролете так же появились на 3-й ступени нагружения. На 4-й ступени ширина их раскрытия оказалась одинаковой и равной  $\delta = 0,1$  мм. При последующем нагружении трещины развивались по аналогии с балками БУ1 (ширина раскрытия на опоре несколько больше, чем в пролете) и при расчетной нагрузке достигли, соответственно, величины  $\delta = 0,25$  мм,  $\delta = 0,2$  мм.

В балке БП1 (армирование с учетом пластических деформаций, арматура А-I) трещины на опоре шириной раскрытий  $\delta = 0,1$  были отмечены на 3-й ступени нагружения. В пролете волосные трещины обнаружены только на 4-й ступени нагружения. При расчетной нагрузке ширина раскрытия трещин на опоре достигла  $\delta = 0,3$  мм, а в пролете  $\delta = 0,025$  мм. Такая же картина трещинообразования имела место и при испытании балки БП2 (арматура А-III), только здесь ширина раскрытия трещин на опоре при расчетной нагрузке достигла  $0,35$  мм.

На рис. 3 приведены графики изменения относительных деформаций рабочей арматуры в опорных и пролетных сечениях балок с ростом нагрузки. Из графиков видно, что при малых нагрузках существенной разницы в деформациях опорной и пролетной арматуры как в балках БУ1, так и БУ2 не наблюдается. На 7-й ступени, а в балках БУ2 на 8-й ступени нагружения арматура опорного и пролетного сечений находилась в упругой стадии работы. На следующей ступени нагружения относительные деформации арматуры на опоре

в балках БУ1 I и БУ2 2 составили  $\epsilon_a = 1400 \times 10^{-6}$  и  $\epsilon_a = 1360 \times 10^{-6}$  и в пролете  $\epsilon_a = (1120 - 1080) \times 10^{-6}$ . Это говорит о том, что арматура опорного и пролетного сечений находится в неупругой стадии работы, так как деформации этой арматуры, соответствующие пределу текучести и выявленные по контрольным испытаниям, равны соответственно  $\epsilon_a = 1340 \times 10^{-6}$  и  $\epsilon_a = 1060 \times 10^{-6}$ .

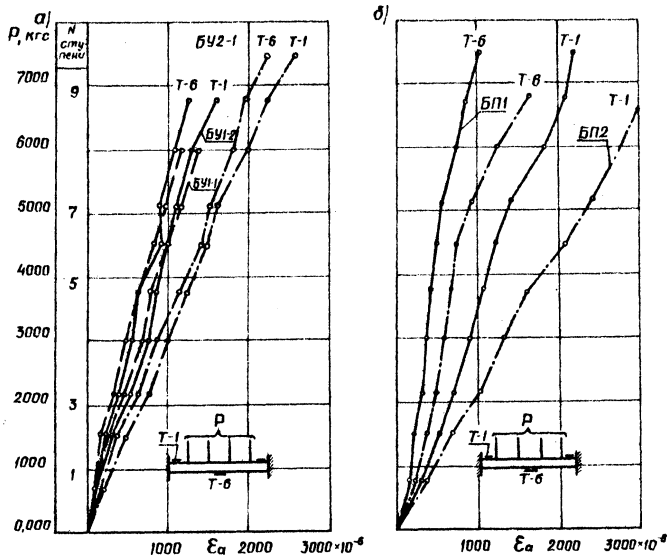


Рис.3. Графики роста относительных деформаций арматуры опорного и пролетного сечений в зависимости от нагрузки:  
 а - в балках БУ1 и БУ2; б - в балках БП1 и БП2

Аналогичная картина роста деформаций арматуры опорного и пролетного сечений наблюдалась и при испытании балок БУ2. Так, на 9-й ступени нагружения относительные деформации арматуры опорного сечения балки БУ2-1 составили  $\epsilon_a = 2200 \times 10^{-6}$ , балки БУ2-2 -  $\epsilon_a = 2180 \times 10^{-6}$ , а деформации арматуры пролетного сечения оказались равными  $\epsilon_a = (1960 - 1980) \times 10^{-6}$ . Относительные же деформации арматуры, соответствующие пределу текучести, вы-

явленные по контрольным испытаниям, имели величину порядка  $\epsilon_a = 2150 \times 10^{-6}$  для  $\phi$  16 и  $\epsilon_a = 2010 \times 10^{-6}$  для  $\phi$  10. Следовательно, арматура опорного сечения находится в пластической, а пролетного - в упругой стадии работы. После 9-й ступени нагружения напряжения арматуры пролетного сечения также достигли текучести.

Проанализируем рост деформации арматуры в балках БП1 и БП2, запроектированных, как указывалось, с учетом полного перераспределения усилий. Из графика, изображенного на рис. 3,б, следует, что относительные деформации опорной арматуры уже после 2-й ступени нагружения растут более интенсивно, чем пролетной и на 6-й ступени нагружения оказались в балках БП1 равными  $\epsilon_a = 1200 \times 10^{-6}$ , в то время как в пролете они составляют всего  $\epsilon_a = 470 \times 10^{-6}$ . По данным контрольных испытаний предел текучести рабочей арматуры балки БП1 ( $\phi$  16 А-1) достигается при относительной деформации  $\epsilon_a = 1190 \times 10^{-6}$ . Следовательно, арматура опорного сечения находится в пластической стадии работы, а пролетная еще далека от исчерпания своих упругих деформаций. Предел текучести в пролетной арматуре балки БП1 был достигнут только перед разрушением на 10-й ступени нагружения. В это время относительные деформации арматуры на опоре оказались равными  $\epsilon_a = 2140 \times 10^{-6}$ , т.е. почти в два раза больше деформаций, соответствующих достижению предела текучести.

Аналогичная картина роста деформаций арматуры опорного и пролетного сечений наблюдалась и при испытании балки БП2, только предел текучести арматуры в пролете не был достигнут даже при разрушении ( $\epsilon_a = 1600 \times 10^{-6} < \epsilon_a = 2050 \times 10^{-6}$ ).

Таким образом, проведенные испытания показали, что в опытных балках перераспределение усилий имело место в незначительных пределах даже при нагрузках, близких к разрушению. Тем более это перераспределение не сказалось при нормативных и расчетных нагрузках. Балки практически работали как упругие системы независимо от характера их армирования. Как следует из результатов исследования, железобетонные защемленные на опорах балки, армированные с учетом полного перераспределения усилий, всегда будут работать в стадии эксплуатации с трещинами недо-

пустимой ширины раскрытия из-за текучести арматуры в опорных сечениях. Эти сечения вынуждены воспринимать моменты, большие расчетных.

На наш взгляд, одной из основных причин такого характера работы балок является наличие распора в железобетонных конструкциях, возникающего вследствие несовпадения геометрической оси сечения с нейтральной осью изгибаемого элемента из-за разности деформаций в растянутой арматуре и в сжатой зоне бетона [7]. Экспериментальные исследования [8] показывают, что в отдельных случаях распор оказывает влияние на перераспределение усилий.

### Л и т е р а т у р а

1. Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. М., 1961.
2. КРЫЛОВ С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., 1964.
3. РЖАНИЦЫН А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. М., 1954.
4. НИЛ Б.Г. Расчет конструкций с учетом пластических свойств материалов. М., 1961.
5. КОЗЛОВСКИЙ А.М. Распределение усилий в железобетонной раме. "Строительство и архитектура Белоруссии", № 3, 1971.
6. Baker A.L.L. *The Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced or Prestressed Concrete Frames.* London, 1956.
7. ГВОЗДЕВ А.А., ДМИТРИЕВ С.А., НИМИРОВСКИЙ Я.М. О расчете перемещений (прогибов) железобетонных конструкций по проекту новых норм (СНиП П-В.1-62). "Бетон и железобетон", № 6, 1962.
8. ГРИГОРЯН Г.С. Известия АН Армянской ССР, № 6, 1946; № 3 и 5, 1947.

Ф.П.Босовец

УДК 624.075.23

#### К МЕТОДИКЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ КОЛОНН НАТУРНЫХ РАЗМЕРОВ

Настоящая статья освещает методику испытания колонн из