

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624.072.2

П.И.ВАСИЛЬЕВ, д-р техн.наук (ЛПИ),
О.А.РОЧНЯК, канд.техн.наук,
К.А.ЗИНОВ (БИСИ)

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ И РАЗРУШЕНИЯ ПРИОПОРНОЙ ЗОНЫ БАЛОК БЕЗ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ

Исследование железобетонных балок без поперечной арматуры позволило выявить определенные особенности напряженно-деформированного состояния и разрушения их приопорной зоны. Конструктивные особенности опытных образцов показаны на рис. 1. Прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры устанавливались стандартными методами. Кубиковая прочность бетона к моменту испытаний составила 20 МПа. Продольная рабочая арматура класса Ат-VI с $\sigma_{0,2} = 1100$ МПа и $\sigma_{0,02} = 920$ МПа.

Принятая схема испытаний — балка на двух шарнирных опорах, загружаемая двумя сосредоточенными грузами с пролетом среза $l/l_0 = 1,5$. Загрузка осуществлялась поэтапно, значение каждой ступени нагрузки составляло примерно одну десятую ожидаемой разрушающей. За время выдержки после каждой ступени (15—20 мин) снимались показания тензорезисторов, прогибомеров, фиксировалось образование и развитие трещин, замерялась ширина их раскрытия.

В дальнейшем числовой и иллюстративный материал дан по одной балке испытанной серии. Данные по другим опытным образцам близки к приведенным.

Одна из магистральных трещин "а" (рис. 1) образовалась на растянутой грани элемента в пределах пролета среза при $P = 45$ кН. С ростом нагрузки ее направление отклонилось от нормали к продольной оси. Условия для выхода трещины к плоскости действия пролетной силы создаются уже при небольших нагрузках. На рис.2 приведены значения деформаций по главным площадкам в районе приложения силы P при значении 90 кН. В точках 50, 51, 54, 55, 58, 59, 62 тензорезисторы оказались выключенными из работы ввиду

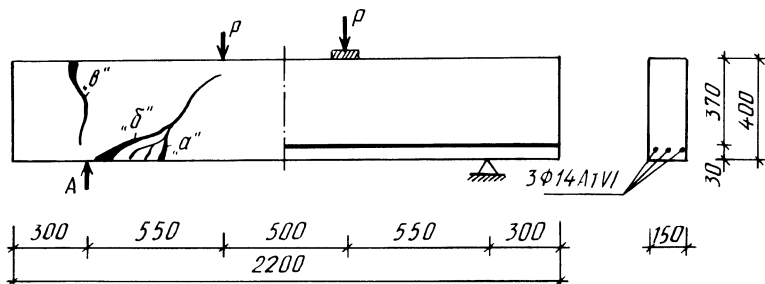


Рис. 1. Конструкция, характер трещинообразования и разрушения опытных образцов.

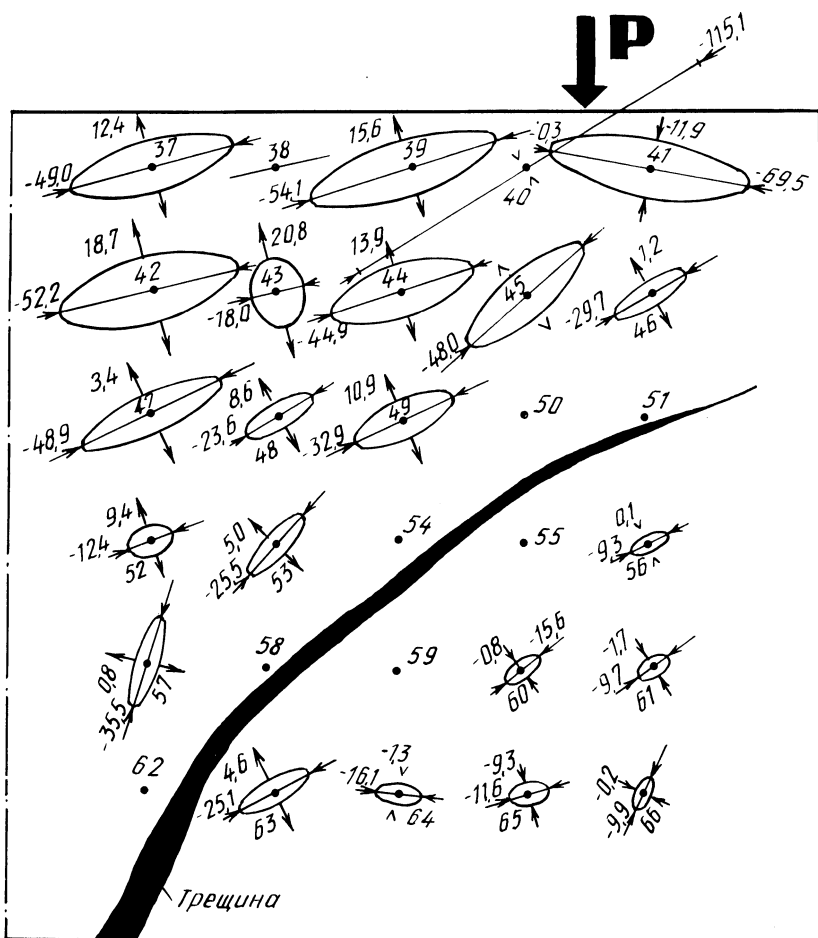


Рис. 2. Деформации бетона в районе приложения внешней нагрузки (масштаб $\epsilon \cdot 10^5$).

проявившихся в бетоне значительных деформаций растяжения. Высота бетона над концом наклонной трещины составила 0,05 м.

При дальнейшем увеличении нагрузки в результате совместного действия растягивающего усилия в продольной арматуре и составляющей сжимающего усилия в бетоне, имеющей общее направление "пролетный груз—опора", произошло образование пологой трещины "б" и ее последующее слияние с трещиной "а" (рис. 1). Таким образом, сформировалась наклонная магистральная трещина, обращенная выпуклостью в сторону растянутой грани балки. Работа приопорной зоны при этом имеет свои особенности. На рис. 3 приведены графики деформаций бетона на верхней грани элемента. Возникновение на указанном участке деформации удлинения бетона возможно при внецентренном сжатии, по линии "опора—пролетный груз", выделенного наклонной трещиной приопорного блока. Такой характер напряженно-деформированного состояния определил при общей нагрузке на балку $2P = 330$ кН образование на верхней грани в опорном сечении магистральной нормальной трещины "в" (рис. 1). Ее быстрое неравновесное развитие привело к разделению приопорной зоны на две части — от торца элемента до нормальной трещины "в", от трещины "в" до наклонной трещины "б" — и в целом к исчерпанию несущей способности балки. Общая разрушающая нагрузка составила $2P_{разр} = 363$ кН.

Таким образом, в балках без поперечной арматуры при небольших "пролетах среза" возможно формирование магистральной наклонной трещины, окончательное очертание которой (рис.1) не согласуется с траекторией главных сжимающих напряжений. При этом резко изменяется характер напряженно-деформированного состояния приопорной зоны. В верхней зоне приопорного блока, работающего после образования магистральной наклонной трещины в условиях внецентренного сжатия, возможно появление растягивающих усилий. А это при отсутствии у верхней грани продольной арматуры приводит к образованию и неравновесному развитию на этих участках нормальных трещин и последующему разрушению элемента. Следовательно, можно считать обязательным постановку

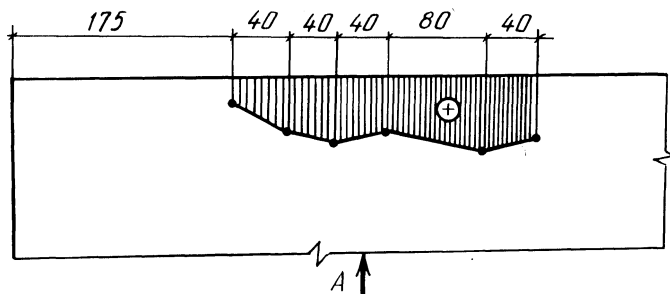


Рис. 3. Эпюра деформаций укорочения бетона на верхней грани элемента при $2P = 210$ кН.

продольных стержней у верхней грани железобетонных элементов рассмотренного типа. Площадь поперечного сечения арматуры может быть определена по общим правилам расчета внецентренно сжатых элементов.

УДК 624.072.2(075.8)

И.М.ВЕТРЮК, канд.техн.наук (БПИ)

РАСЧЕТ ШПРЕНГЕЛЬНЫХ БАЛОК

Широко применяемые в строительных конструкциях шпренгельные системы балок, ферм и плит покрытий отвечают требованию рационального укрупнения элементов конструкций, повышению заводской готовности, снижению материалоемкости и стоимости.

Предлагается метод определения усилий в шпренгельных статически неопределимых балках с одной и двумя стойками с помощью уравнений прогибов, представленных или через внешние силы, или через внутренние усилия:

$$f_Q + f_q = f_p + f_\delta, \quad (1)$$

где f_Q , f_q , f_p , f_δ — прогибы балки от нагрузок сосредоточенных, распределенных, искомого усилия в стойке, заданный прогиб в пределах нормативного f_H .

По выражению (1) определяются усилия в стойке и затяжке для различных схем балок и нагрузок (табл. 1).

Прогиб шпренгельной балки с одной стойкой можно определить, вычисляя перемещения ее элементов:

$$\Delta_\delta = \frac{N^H l}{2EF} ; \Delta_3 = \frac{N^H l}{2E_1 F_1 \cos^2 \alpha} ; \Delta_{ст} = \frac{P^H H}{E_1 F_2} ,$$

где F , F_1 , F_2 , E , E_1 , N — соответственно площади поперечных сечений балки, затяжки и стойки, модули упругости материалов балки, затяжки и стойки, продольные усилия в балке, затяжке и стойке, вычисленные по нормативным нагрузкам. Сечения балки, затяжки и стойки определяются по расчетным усилиям. Практически в определении прогиба балки учитывается только деформация растяжения затяжки; деформация сжатия стойки и балки из-за их малости не учитывается (рис. 1, а). Исходя из этих условий, величина прогиба балки определяется по формуле

$$f_\delta = \frac{N l}{E_1 F_1 n_{cp} \sin 2\alpha \cos \alpha} ,$$