

Рисунок 5 – Соотношение расчетных V_{calc} и экспериментальных V_{exp} значений продавливающих сил по выборке собственных экспериментальных данных (а) и других исследований (б)

Большая степень неточностей в сопоставлении расчетных и экспериментальных значений продавливающих сил вызвана нелинейным распределением внутренних усилий, деформаций и свойств материалов в процессе сопротивления продавливанию. Уравнения (15) и (16), обладая относительной простотой, позволяют получить относительно грубую оценку сопротивления плоских железобетонных плит продавливанию. Точный расчет может быть реализован с применением дополнительно уравнений совместности деформаций и перемещений, а также зависимостей, описывающих физические свойства материалов.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур, В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест : БГТУ, 2000. – 400 с.
2. Muttoni, A. Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement / A. Muttoni, J. Schwartz // IABSE Colloquium. – Zurich, Switzerland, 1991. – v. 62. – P. 703–708.
3. Молош, В. В. Сопротивление срезу железобетонных конструктивных элементов за счет зацепления контактирующих поверхностей в трещине / В. В. Молош, А. Е. Желткович // Вестник Брест. гос. тех. ун-та. Стр. и арх. – 2016. – № 1. – С. 46–53.
4. Молош, В.В. Сопротивление срезу при продавливании самонапряженных плоских железобетонных элементов без поперечного армирования: дис. к-та тех. наук : 05.23.01 / В.В. Молош. – Брест, 2000. – 225 л.
5. Основы проектирования строительных конструкций = Основы проектирования будауничных канструкцый : ТКП EN 1990-2011. – Введ. 15.11.2012. – Минск : СЕН/ТС 250 «Конструкционные Еврокоды» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2011. – 70 с.
6. Бетонные и железобетонные конструкции = Бятонныя і жалезабятонныя канструкцыі : СНБ 5.03.01-2003. – Введ. 20.06.2002. – Минск : РУП «Стройтехнорм» : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2003. – 146 с.

Материал поступил в редакцию 29.01.2017

MOLOSH V.V. On equations of equilibrium of forces acting in an inclined crack in determining the resistance of pressing flat ferro-concrete plates without transverse reinforcement

The article briefly describes the provisions on which modern approaches to determining the resistance of flat reinforced concrete slabs to punching are based. A new look at the compilation of equilibrium equations in the calculation of flat reinforced concrete slabs without transverse reinforcement for punching is outlined. The main prerequisites, which served as the reason for considering the new equilibrium equations, are noted. On the basis of the obtained equations, new simplified models for calculating the resistance to the flattening of flat slabs of monolithic reinforced concrete slabs based on the equations of equilibrium of a rigid body without deformation are proposed. The main results of the estimation of the accuracy of the computational models on the background of the experimental data of our own experimental studies and the studies of other authors are given.

УДК 624.012.36/.4(0.43. 3)

Кривицкий П.В., Матвеев Н.В.

ЧИСЛЕННАЯ МОДЕЛЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ПОЛОГО ОТОГНУТОЙ АРМАТУРОЙ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ ПРОЛетах СРЕЗА

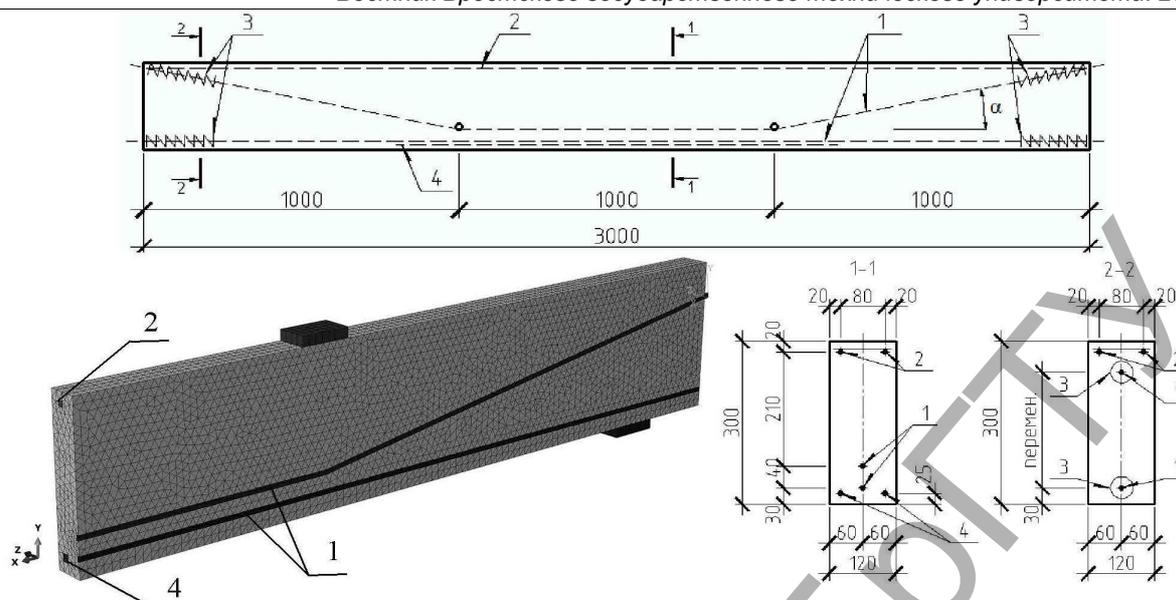
Введение. В практике строительства получение новых конструктивных и технологических решений железобетонных конструкций неразрывно связано с выполнением натурных экспериментальных

исследований. Внедрение математического моделирования железобетонных конструкций в виде конечно-элементных объектов [1] позволяет существенно сократить продолжительность исследований.

Кривицкий Павел Васильевич, к.т.н., доцент кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Матвеев Никифор Викторович, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.



1 – семипроволочные канаты диаметром 12,5 мм; 2 – стержневая арматура 2Ø12 S500; 3 – спирали косвенного армирования; 4 – стержневая арматура 2Ø16 S500

Рисунок 1 – Общий вид и армирование модели балок

В свою очередь, значительно снижаются материальные расходы и трудозатраты. При этом численное моделирование дает возможность выполнять качественную и количественную оценку напряженно-деформированного состояния предварительно напряженных железобетонных конструкций с различными вариантами расположения и видами армирования.

Положения математической модели. Сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния проводился на предварительно напряженных железобетонных балках длиной 300 см с расчетным пролетом 260 см и поперечным сечением размерами $b \times h = 120 \times 300$ мм. В качестве рабочего продольного армирования использовались расположенные один над другим два семипроволочных каната диаметром 12,5 мм с характеристической прочностью $f_{pk} = 1830$ МПа. Верхний напрягаемый канат в балках отгибался под углом $\alpha = 90^\circ$ к продольной оси элемента (рис. 1). У нижней и верхней граней балок дополнительно устанавливалось по два ненапрягаемых стержня диаметрами 12 и 16 мм класса S500. Средняя призматическая прочность бетона составляла 46,7 МПа. Уровень относительного предварительного натяжения отогнутых и прямолинейных канатов $\sigma_{sp}/f_{p0,1k} = 0,8$. Физико-механические характеристики и геометрические размеры численной модели балок принимались аналогичными имеющимся данным результатов экспериментальных исследований опытных натурных балок [2, 3, 4].

Для обеспечения сцепления арматуры с бетоном была применена модель взаимодействия материалов на основе сцепления (адгезии) бетона и арматуры («cohesive behavior»). Коэффициент сцепления подбирался таким образом, чтобы по результатам расчета длина зоны передачи предварительного напряжения соответствовала длине зоны анкеровки канатов, определяемые при заданных характеристиках материалов в соответствии с п.11.3.4 и п. 11.2.32 [5].

При моделировании искусственного каменного материала (бетона) использовалась пластическая модель с вероятностью разрушения («concrete damage plasticity model»). Преимуществом данной модели является возможность учитывать образование и развитие трещин не только при растяжении, но и при сжатии и срезе, что особенно важно при исследовании сопротивления наклонных сечений железобетонных балок.

В соответствии с [5, 6] для описания полной диаграммы деформирования бетона в условиях осевого кратковременного сжатия (рисунок 2) при выполнении нелинейных расчетов конструкций допускается использовать аналитическую зависимость (1).

$$\sigma_{cm} = \frac{1,1 \cdot E_{cm} \cdot \epsilon_{c1} \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left(\frac{1,1 \cdot E_{cm} \cdot \epsilon_{c1}}{f_{cm}} - 2 \right) \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)} \quad (1)$$

Величина предельных относительных деформаций бетона при осевом сжатии согласно [5, 6] ограничивается значением 3,5‰. Напряжения соответствуют предельной сжимаемости согласно [5] $\sigma_{cu} = K_u \cdot f_{cm}$, где K_u принимается равным 0,85. После точки, соответствующей предельной сжимаемости бетона, математически задается траектория ниспадающей ветви, которая позволяет обеспечить непрерывность сетки конечных элементов при достижении предельных деформаций, соответствующих раздроблению бетона при сжатии. Минимальные напряжения на ниспадающей ветви диаграммы деформирования бетона при сжатии ограничиваются $0,1f_{cm}$.

С учетом вышесказанного в основу расчетной диаграммы деформирования бетона при сжатии была принята полная диаграмма деформирования, которая с целью упрощения математической модели и ускорения решения задачи была заменена на кусочно-линейную (рис. 2). Как видно из рисунка 2, в качестве основных параметрических точек при построении расчетной диаграммы выбирались значения напряжений и соответствующие им относительные деформации таким образом, чтобы полученная диаграмма наиболее точно соответствовала полной диаграмме деформирования бетона, построенной по формуле (1).

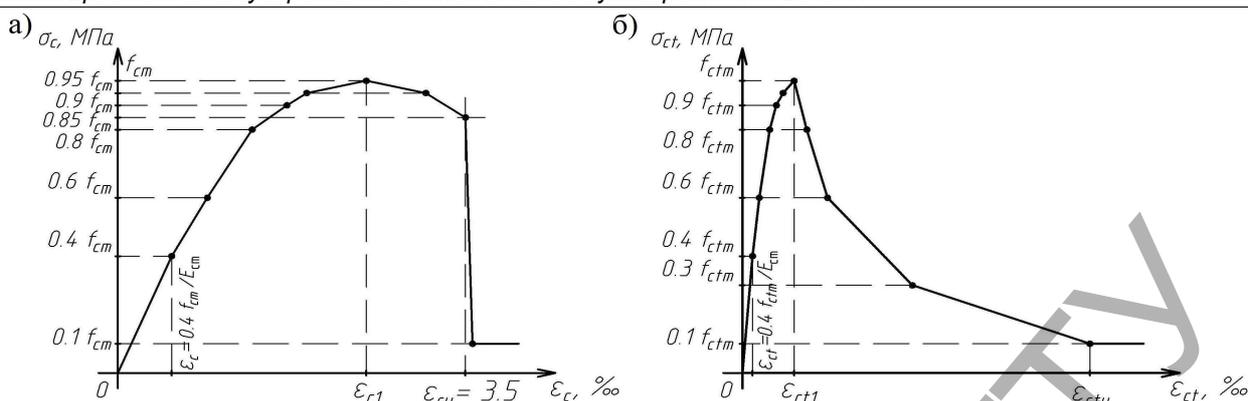
Для описания в расчетах диаграммы деформирования бетона при осевом растяжении приняты аналитические зависимости $L. Bertolotti$ [7], описывающие восходящую ветвь диаграммы выражением (2), нисходящую – выражением (3).

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\epsilon_{ct}}{\epsilon_{ct1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_{ct}}{\epsilon_{ct1}} \right)^2 \right]; \quad (2)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \epsilon_{ct1} / \epsilon_{ct}. \quad (3)$$

После точки, соответствующей предельной растяжимости бетона, также была задана условная часть ниспадающей ветви для обеспечения непрерывности сетки конечных элементов после образования трещин в бетоне. Минимальные напряжения ниспадающей ветви диаграммы деформирования бетона при растяжении принимались $0,1f_{ctm}$.

Диаграмма деформирования бетона при растяжении также заменялась на кусочно-линейную (рис. 2), при этом характерные точки



а) диаграмма деформирования бетона при осевом сжатии; б) диаграмма деформирования бетона при осевом растяжении
Рисунок 2 – Принятые в расчетах диаграммы деформирования бетона

выбирались таким образом, чтобы расчетная диаграмма графически наиболее точно соответствовала диаграмме деформирования, построенной по выражениям (2) и (3).

Кроме диаграммы деформирования для принятой модели деформирования бетона задавались базовые параметры, среди которых модуль упругости, коэффициент Пуассона, угол дилатации и др. Более подробно значения параметров и их физический смысл приведены в таблице 1, согласно рекомендациям [6, 7].

Для моделирования материала арматуры была использована упрощенная диаграмма деформирования с двумя линейными участками – зоной упругой работы до характеристического значения предела текучести (условного предела текучести для высокопрочной арматуры) и зоной пластической работы с незначительным упрочнением после достижения предела текучести. Значения относительных деформаций и напряжений арматуры в характерных точках диаграммы получены по результатам экспериментальных исследований.

При анализе напряженно-деформированного состояния образцов железобетонных балок принято, что разрушение элемента происходило при возникновении в анализируемой системе одного из трех критериев:

1. Относительные деформации бетона сжатой зоны достигли величины, соответствующей предельной сжимаемости бетона $\epsilon_{cu} = 3,5\%$.
2. Напряжения в продольной арматуре достигли предела текучести (f_{yk}) или условного предела текучести ($f_{D0,1k}$).
3. Касательные деформации бетона над вершиной наклонной трещины достигли предельной величины $\epsilon_{ctu} = 1,0\%$.

Анализ результатов численного моделирования напряженно-деформированного состояния балок. На рисунке 3 представлена морфология распределения трещин в математических моделях балок при различных схемах и видах загрузки: при действии двух сосредоточенных сил, приложенных в третях пролета (Б-1, рис. 3б) и приложенных на расстоянии 50 см от опор (Б-2, рис. 3в); при дей-

ствии сосредоточенной силы в середине пролета (Б-3, рис. 3г); при действии равномерно распределенной нагрузки (Б-4, рис. 3д). Верификация предлагаемой математической модели осуществлялась путем сопоставления картин распределения трещин и нагрузки трещинообразования с экспериментальными данными [2] при загрузке двумя сосредоточенными силами в третях пролета (БО-1-1, рис. 3а).

С действием нагрузки $2F = 70 \div 80$ кН в балке Б-1 первыми образовывались нормальные к продольной оси элемента трещины в сечениях непосредственно или вблизи приложения пролетной силы. Шаг трещин в балке Б-1 составлял $S_{cr} = 100 \div 150$ мм (рис. 3б), что совпадает с опытными данными балки БО-1-1 ($S_{cr} = 80 \div 120$ мм, рис. 3а). При дальнейшем увеличении нагрузки образовывались новые трещины с таким же шагом по всей длине зоны «чистого» изгиба.

Следует отметить, что при возрастании внешней нагрузки ($2F = 100 \div 120$ кН) в балке Б-1, как и в балке БО-1-1 (рис. 3а, 3б), с удалением от точки перегиба каната в сторону опоры образовывались новые нормальные трещины, которые при дальнейшем увеличении нагрузки «переходили» в слабонаклонные к вертикали, а затем в месте пересечения трассы отогнутого каната изменяли направление на более пологое.

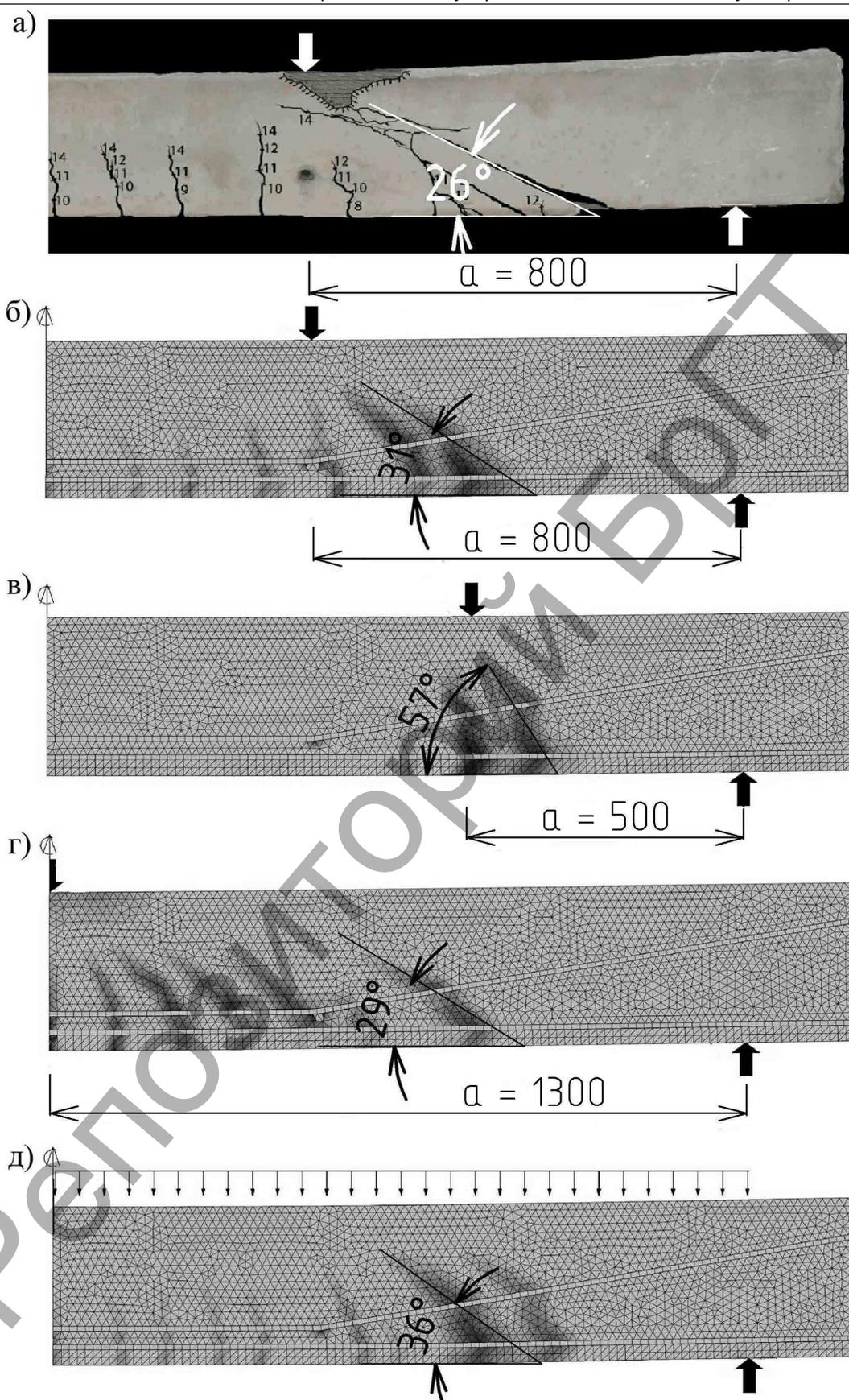
Разрушение опытной балки БО-1-1 происходило по одной из диагональных трещин (магистральной) с раздроблением сжатого бетона, при этом в балке Б-1 на участке около прикладываемого пролетного груза относительные деформации бетона достигали предельных значений. Угол наклона магистральной диагональной трещины в зоне пересечения с отогнутым канатом в балке Б-1 составлял 31° (рис. 3б), а в балке БО-1-1 – 26° (рис. 3б).

Полученные результаты численного моделирования балки Б-1 позволяют с определенной точностью утверждать о хорошей сходимости с результатами экспериментальных исследований (БО-1-1).

Уменьшение относительного пролета среза ($a/h = 1,67$) в балке Б-2 повысило нагрузку трещинообразования ($2F = 95 \div 100$ кН) и, в свою очередь, существенно сказалось на характере трещинообразования.

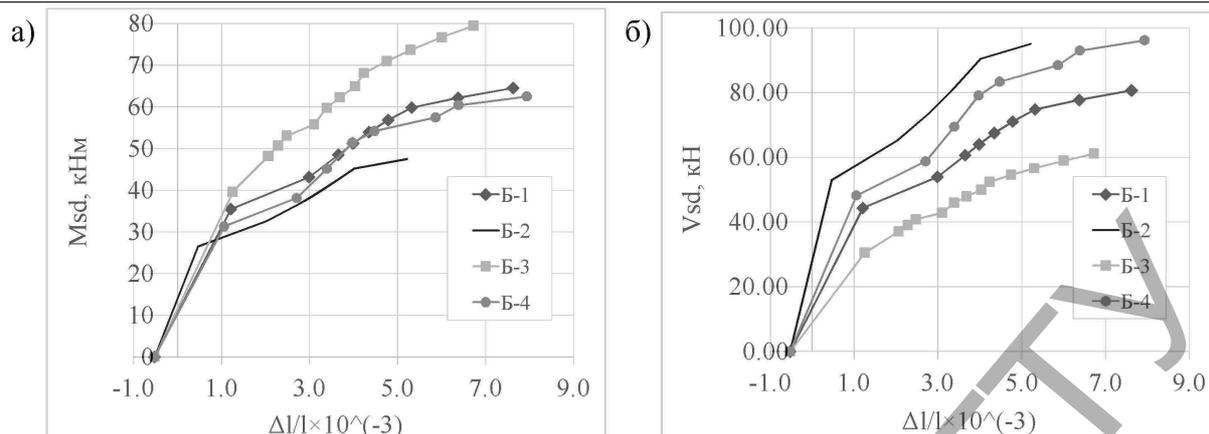
Таблица 1 – Параметры расчетной модели бетона

Наименование параметра	Обозначение	Величина	Физический смысл
Коэффициент Пуассона	ν	0,20	Отношение относительной поперечной деформации к относительной продольной деформации при растяжении или сжатии
Модуль упругости	E_{cm}	-	Сопротивление материала растяжению (сжатию) при упругой деформации
Угол дилатации	β	31°	Угол, характеризующий отклонение вектора пластической деформации от девиаторной плоскости в ортогональном к этой плоскости направлении
Эксцентриситет потенциала текучести	e	0,01	Уровень напряжений, при которых потенциал текучести приближается к асимптоте
Упрочнение бетона при двухосном равномерном сжатии	σ_{bd}/σ_{cd}	1,16	Отношение напряжений, соответствующих началу пластических деформаций при двухосном сжатии (σ_{bd}), к напряжениям, соответствующим началу пластических деформаций при одноосном сжатии (σ_{cd})
Уровень второго инварианта тензора напряжений	K	0,67	Отношение второго инварианта напряжения на растягивающем меридиане ко второму инварианту на сжимающем меридиане



а) экспериментальная балка [2]; б, в) балки, нагруженные двумя сосредоточенными силами в третях пролета (Б-1) или в зоне среза (Б-1); г) балка Б-3, нагруженная сосредоточенной силой в середине пролета; д) балка Б-4, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой по длине расчётного пролета.

Рисунок 3 – Картина распределения трещин в исследуемых балках



а) в зависимости от изгибающего момента; б) в зависимости от поперечной силы

Рисунок 4 – Графики относительных прогибов для моделируемых балок

Первые отдельные нормальные трещины, получившие значительное развитие, формировались в сечении приложения пролетной силы с шагом $S_{cr}=150\pm 220$ мм (рис. 3в). Не менее важным является формирование в зоне отгиба верхнего каната участка бетона со значительными величинами относительных растягивающих деформаций. Эта особенность напряженно-деформированного состояния балок на стадии обжатия бетона отмечается в работе [2]. При действии внешней нагрузки, приложенной в сечении перегиба арматуры, значения растягивающих деформаций на данном участке уменьшаются и выравниваются по длине пролета опытных балок. Формирование данного участка в балке Б-2, на наш взгляд, вызвано влиянием результирующей усилий в напрягаемой арматуре, влияющей на характер трещинообразования и механизм разрушения.

С увеличением нагрузки ($2F=130\pm 150$ кН) в середине пролета балки Б-2 формировались нормальные трещины, которые приближаясь к верхнему канату, приостанавливали свое развитие. Следует также отметить, что с удалением в обе стороны (к опоре и к зоне перегиба каната) от точки приложения пролетного груза образовывались наклонные трещины, начинающиеся с растянутой грани балки. При этом вдоль отогнутого напрягаемого каната на этапах предшествующих разрушению формировалась бетонная полоса со значительными величинами относительных растягивающих деформаций. Угол наклона диагональной трещины в зоне среза балки Б-2 составлял 57° (рис. 3в).

В балке Б-3 внешняя нагрузка представлена одной сосредоточенной силой, приложенной по середине пролета. С увеличением относительного пролета среза $a/h=4,33$ первые нормальные трещины появились при значении нагрузки $F=40\pm 45$ кН в сечениях вблизи прикладываемого груза (рис. 3г). При последующем ступенчатом увеличении нагрузки с растянутой грани балки Б-3 образовывались новые нормальные, переходящие в слабонаклонные, трещины. С возрастанием нагрузки ($F=70\pm 75$ кН) образовывались явно выраженные диагональные трещины, угол наклона которых уменьшался с приближением к опорам балки Б-3 (угол наклона достигал 29°). На рисунке 3г видно, что с приближением к напрягаемым канатам трещины меняли свое направление на более пологое. Следует отметить, что шаг нормальных и наклонных трещин составлял $S_{cr}=80\pm 140$ мм.

В случае действия равномерно распределенной нагрузки в балке Б-4 характер трещинообразования подобен балке Б-1, загруженной двумя сосредоточенными силами в третях пролета балки. Первые трещины формировались в середине пролета в сечениях с максимальными изгибающими моментами ($M_{Sd}=30\pm 35$ кНм). При последующем нагружении ($M_{Sd}=40$ кНм) с шагом $S_{cr}=100\pm 130$ мм нормальные трещины формировались по длине на всем участке между точками перегиба верхних напрягаемых канатов. В дальнейшем образовывались отдельные наклонные трещины, направленные под одинаковым углом к продольной оси балки. На расстоянии 60 ± 65 см от опоры

на верхней грани балки Б-4 сформировалась зона сжатого бетона с предельными относительными деформациями.

Изменение жесткости и деформаций балок Б-1÷ Б-4 показано на рисунке 4.

После образования первых нормальных трещин в балках Б-1÷ Б-4 наблюдается уменьшение угла наклона кривых к оси абсцисс графиков относительных прогибов. С появлением наклонных трещин в балках наблюдается интенсивный рост прогибов. Из рисунка 4а видно, что жесткость балок Б-1 и Б-4 при силовом воздействии до момента появления наклонных трещин согласно кривой относительных прогибов была схожей, а с появлением наклонных трещин в балке Б-1, по сравнению с балкой Б-4, наблюдается более интенсивный рост прогибов. Изменение относительного пролета среза в балках Б-2 и Б-3, по сравнению с балкой Б-1, сказалось на их жесткости. Более раннее образование нормальных и наклонных трещин в балке Б-2 последовательно уменьшало ее жесткость (рис. 4б). В свою очередь, в балке Б-3 (рис. 4б) с образованием первых нормальных трещин наблюдалось резкое изменение угла наклона кривых к оси абсцисс графика относительных прогибов.

Заключение

1. Математическое моделирование предварительно напряженных железобетонных конструкций с помощью метода конечных элементов с требуемой точностью позволяет получать результаты, близкие к экспериментальным при различных заданных факторах вариации системы.
2. На основании полученных результатов численного анализа можно сказать следующее:
 - с увеличением относительного пролета среза происходит уменьшение величины нагрузки трещинообразования (в балке с относительным пролетом среза $a/h=1,67$ в 2,3 раза выше, по сравнению с балками с $a/h=4,33$);
 - с уменьшением относительного пролета среза происходит переход от разрушения по нормальному сечению вследствие разрушения бетона сжатой зоны или достижения в арматуре деформаций, соответствующих условному или физическому пределу текучести к форме разрушения по наклонным трещинам в результате среза или раздробления бетона);
 - при действии равномерно распределенной нагрузки в балке с напрягаемой полого отогнутой арматурой наблюдается последовательное равномерное распределение нормальных и наклонных трещин от середины пролета к опорам, связанное с характером распределения внутренних усилий. В балке, загруженной сосредоточенной нагрузкой, влияние зоны приложения нагрузки по отношению к опорам и точке перегиба напрягаемой арматуры сказывается на зональном характере трещинообразования, что приводит к различной схеме разрушения конструкции;
 - независимо от величины относительного пролета среза, схемы и вида нагружения во всех математических моделях балок отме-

чается появление диагональных трещин, начинающихся ниже траектории отогнутой арматуры и меняющих направление на более пологое в месте пересечения отогнутого каната.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Abaqus 6.13 – Analysis User's Guide, volume III : Materials. – Dassault Systemes Simulia Corp., Providence : RI, 2013. – 699 p.
2. Кривицкий, П.В. Сопротивление срезу предварительно напряженных железобетонных балок с полого отогнутыми канатами: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / П.В. Кривицкий ; БрГТУ. – Брест, 2016 – 167 с.
3. Кривицкий, П.В. Влияние основных факторов на сопротивление предварительно напряженных железобетонных балок с канатной отогнутой арматурой изгибу с поперечной силой / П.В. Кривицкий, В.Н. Малиновский // Вестник БрГТУ. – 2016. – № 1(97) : Строительство и архитектура. – С. 94–98.
4. Малиновский, В.Н. Экспериментальные исследования влияния конструкционных факторов на сопротивление изгибу с поперечной силой преднапряженных железобетонных балок с канатной отогнутой арматурой / В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр., вып. 8 / РУП «Институт БелНИИС»; редкол. : О.Н. Лешкевич (гл. ред.) [и др.]. – Минск, 2016. – С. 134–154.
5. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Введ. 20.06.2002. – Минск : М-во archit. и строит. РБ, 2003. – 143 с.
6. Concrete Structures standard – Part 1 – The Design of Concrete Structures : NSZ 3101-1 (2006). – Concrete Design Committee P 3101, Aug., 2008. – 295 p.
7. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк. – Москва : Стройиздат, 1974. – 316 с.
8. Bortolotti, L. First Cracking Load of Concrete Subjected to Direct Tension / L. Bortolotti // ACI Materials Journal. – Jan.-Feb., 1991. – Vol. 88, № 1. – P. 70–73.

Материал поступил в редакцию 29.01.2018

KRIVITSKIY P.V., MATWEENKO N.V. Prestressed concrete beams with flat bent-up reinforcement mathematic model with different shear spans

The article presents the results of mathematical simulation of prestressed reinforced concrete beams with a rational kind of reinforcement placement. For assessment of mode of deformation bending beam-type it is traditionally applied classical test circuit scheme is traditionally applied – free single-span beam loaded two concentrated forces in a third span.

Changing the loading scheme effects on crack formation load (in beam with relational span shear $a/h=1,67$ in 2,3 times above, as compared with beam with relational span shear 4,33) and fracture scheme.

УДК 69.05:658.512.6.001.24

Кузьмич П.М., Милашук Е.С.

ОБ УЧЕТЕ ВЛИЯНИЯ СОБЫТИЙ В КАЛЕНДАРНОМ ПЛАНИРОВАНИИ

В организационно-технологическом моделировании (ОТМ) строительства объектов, реализации проектов применяются, как правило, три вида моделей: диаграмма Гантта, циклограмма и сетевая модель. Во всех видах моделей присутствуют такие элементы, как работа, процесс, ожидание и т. п. Но только в сетевых моделях, кроме выше перечисленных элементов, используется зависимость и событие.

Процесс перехода от организационно-технологической модели к календарному плану заключается в присвоении элементам ОТМ продолжительностей (продолжительность работы, процесса, ожидания и т.п.) и последующем расчете по определенной методике временных параметров календарного плана (сроки начала и окончания работ, резервы времени, общая продолжительность). В теории относительности событие – моментальное локальное явление, происходящее в уникальном времени и месте. Очень близкое приведенному дается определение события и в теории сетевого планирования, где событие определяется как факт окончания одной или нескольких операций (работ) необходимый и достаточный для начала последующих операций (работ). Из данного определения вытекает, что длительность события в расчетах принимается равной нулю. Данное утверждение можно рассматривать как ложное, вытекающее из предположения, что продолжительность события стремится к нулю. В действительности же очевидно, что факт окончания одной операции и начала другой операции не может происходить и, как правило, не происходит мгновенно. При расчете временных параметров сетевой модели это обстоятельство в определенной степени учитывается лишь на цепочках событий, формируемых операциями (работами) не критического пути [1, 2, 3, 4]. В работах предлагаются подходы, направленные на устранение данного недостатка существующих методик расчета временных параметров сетевых моделей.

Но в основе этих подходов лежит предположение о том, что сроки свершения событий подчиняются тем же закономерностям, что и продолжительности работ (операций). При сопоставлении результатов расчетов по упомянутым методикам [2, 3, 4] с фактическими данными по ряду уже реализованных проектов становится очевидно, что расчетные данные оказываются несколько завышенными.

В качестве возможных вариантов можно предложить задавать длительность событий:

- 1) в виде некоторой «константы», одинаковой для всех событий;
- 2) в виде случайной величины из диапазона продолжительностей, предшествующих данному событию работ (операций);
- 3) экспертно или на основе статистических данных в зависимости от видов стыкуемых операций (работ) или с учетом организационного уровня исполнителей завершающих выполнение предшествующих работ (операций) и приступающих к выполнению последующих операций (работ).

Данные подходы, во-первых, требуют определенного статистического материала, а, во-вторых, не учитывают то существенное обстоятельство, что сроки свершения событий начиная с начального и до завершающего увеличиваются в зависимости не только от суммы продолжительностей работ, предшествующих данному событию, но и от множества других факторов (организационного уровня исполнителей, погодных условий, форс-мажорных обстоятельств и т. п.).

С учетом изложенного предлагается устанавливать сроки свершения событий, учитывая, во-первых, ранг события, во-вторых, влияние случайных факторов на эти события. Ранг события можно определить как номер события в ветви графа данной сетевой модели.

При расчете временных параметров продолжительность работ

Кузьмич Петр Михайлович, к.т.н., доцент кафедры экономики и организации строительства Брестского государственного технического университета.

Милашук Екатерина Сергеевна, ассистент кафедры экономики и организации строительства Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

Строительство и архитектура