

стадии эксплуатационного нагружения. Предложенные расчетные зависимости позволяют производить расчет комплексных конструкций с применением ЦСП опалубкой, с достаточной для практики точностью.

5. Для разработки метода расчета железобетонных элементов с применением несъемной опалубки требуются дополнительные исследования с постановкой многофакторного анализа.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01–02. – С изменениями № 1, 2, 3, 4. – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
2. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций / Под общ. ред. А.Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1982. – 146 с.
3. Обобщение теоретических исследований прочности по нормальным и наклонным сечениям сборно-монолитных конструкций с учетом податливости контакта: отчет о НИР (заключит.) / Казанский ИСИ, рук. темы Я.Г. Сунгатуллин. № ГР 732403. – Казань, 1975. – 52 с.
4. Пособие по проектированию железобетонных сборно-монолитных конструкций / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 73 с.
5. Черный, А.С. Некоторые рекомендации по проектированию и применению сборно-монолитных конструкций // Бетон и железобетон. – 1982. – № 1. – С. 36.
6. CSA, Design of Concrete Structures for Buildings, CAN5 – A23.3 – A94. Concrete Standards Association, Rexdale, Ontario, 1994 – P. 199.
7. Fenwick R. Mechanisms of shear resistance of concrete beams / R. Fenwick, T. Paulay // Journ. Struct. Div., ASCE. – 1988. – Vol. 94. – № 10. – P. 2325–2350.
8. Brosin, C.D. A Study of Bond Between Steel and Restrained Expanding Concrete / C.D. Brosin, Z.S. Sabo // Mag. Concrete Plus. – 1978. – Vol. 20. – N 62. – P. 3–12.
9. Гинзбург, И.И. К расчету составных железобетонных стержней с податливыми связями // Бетон и железобетон. – 1969. – № 3. – С. 36–38.

#### SHALOBYTA T.P., SHALOBYTA N.N., DERKACH E.A, NAYMENKO Y.N. Investigation of strength and deformability parameters of contact connections monolithic structures with permanent shuttering of the CBPB

The article deals with strength and deformation parameters of multicomponent contacts used for monolithic structures with the inclusion of the work of the permanent shuttering made of cement-bonded particleboard (CBPB).

Considered calculation dependences for the contact butt joints on existing technical normative legal acts. Described tests of concrete contact zone with permanent shuttering CBPB formed on cylindrical samples. Derived dependence “ $\delta_c - \delta_n$ ”, “ $\beta_{\sigma-T}$ ”.

УДК 624.012.45

**Шалобьта Н.Н., Царук О.Г., Полонский М.Ч., Демчук И.Е.**

### ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

**Введение.** Железобетон, как и любой другой неоднородный материал, является достаточно сложным для расчёта и конструирования. Это связано в первую очередь с физико-механическими свойствами отличных друг от друга материалов (бетона и арматуры) и, как следствие, особенностями совместной их работы в напряженно-деформированном состоянии.

Проявление железобетоном пластических свойств, в статически неопределимых железобетонных конструкциях, исследуется учеными уже более ста лет. Однако долгое время эффект перераспределения усилий не находил применения на практике и прежде всего по двум причинам: во-первых, не были достаточно разработаны его теоретические основы; во-вторых, проектирование железобетонных

10. Yoshikawa, H. Analytical Model for Shear Slip of Cracked Concrete / H. Yoshikawa, Z. Wu, T. Tanabe // Journal of Structural Engineering. – 1989. – Vol. 115. – N 4, april. – P. 771–787.
11. Bazant, Z.P. Rough cracks in reinforced concrete / Z.P. Bazant, P. Gambarova // J. Structural Div., ASCE. – 1980. – № 106(4). – P. 819–842.
12. Fenwick, R. Mechanisms of shear resistance of concrete beams / R. Fenwick, T. Paulay // J. Structural Div., ASCE. – 1988. – № 106(a). – P. 1947–1966.
13. Millard, S. Shear transfer in cracked concrete / S. Millard, R. Johnson // Magazine of Concrete Research. – 1991. – Vol. 7(107). – P. 3–15.
14. Tassios, T. Concrete to concrete friction / T. Tassios, N. Vintzelion // Journal of Structural Engineering. – 1987. – Vol. 113. – No. 4, april. – P. 883–897.
15. Тур, В.В. К построению аналитической модели работы стыкового соединения железобетонных сборно-монолитных конструкций / В.В. Тур, Т.П. Шалобьта, Н.Н. Шалобьта // Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: сб. тр. / Под редакцией В.И. Драгана. – Брест: БПИ, 1998. – С. 74–78.
16. Тур, В.В. Применение метода ферменной аналогии при расчете на срез сборно-монолитных изгибаемых элементов / В.В. Тур, А.А. Кондратчик, Н.И. Кондратчик // Эффективные архитектурно-строительные системы зданий и сооружений. Современная технология и материалы: сб. тр. / Под редакцией А.И. Мордича. – Минск: Тыздзень, 1998. – С. 94–98.
17. Шалобьта, Т.П. Прочность и деформативность контактов сборно-монолитных самоупреженных железобетонных конструкций: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – Минск: БГПА, 2000. – 20 с.
18. DIN 1045–1. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: Teil 1: Bemessung und Konstruktion – Berlin, 1997. – 143 s.

Материал поступил в редакцию 05.02.16

конструкций базировалось на основе допускаемых напряжений исходя из теории упругости, которая не позволяла учитывать возможности пластического поведения железобетона [1].

С тех времен вычислительная техника продвинулась далеко вперед, тем самым позволяя просчитывать сложные структуры (конструкции) с учетом всех нелинейных свойств применяемых материалов. С появлением современных программных комплексов конечно-элементного моделирования начали интенсивно развиваться и внедряться нелинейные расчёты железобетонных конструкций с использованием неупругих деформаций материалов.

Большинство норм проектирования допускают использование упругого расчета по I группе ПС (ULS) вследствие нелинейного по-

**Царук Ольга Григорьевна**, ассистент кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

**Полонский Максим Чеславович**, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

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

**Демчук Игорь Евгеньевич**, научный сотрудник филиала РУП «Институт БелНИИС» - Научно-технический центр.

Беларусь, 224023, г. Брест, ул. Московская 267/2.

ведения материалов, позволяя уменьшить значение момента за счет его перераспределения из одной части конструкции в другую. Учет явления перераспределения однозначно полезен для практического проектирования, так как позволяет разгрузить наиболее нагруженные зоны конструкции (например жесткое сопряжение балки с колонной в рамной конструкции), тем самым решая вопрос армирования сложных конструктивных узлов, а это в свою очередь экономит материальные затраты и трудовые ресурсы [2].

Сложности в учете перераспределения моментов заключаются в обеспечении достаточной пластичности сечения в момент, когда будет происходить не допустить перераспределение моментов. При этом применяемые в мировой практике нормы проектирования в данной ситуации имеют различные подходы: ACI 318 [3], например, дает четкие рекомендации по деформационным характеристикам применяемой арматурной стали, EC2 [4] увязывают процент перераспределения моментов с положением нейтральной оси и т.д. При этом вопрос о том, соответствует ли принимаемый в нормах верхний предел деформаций тому, чтобы не допустить разрыва арматуры, остается открытым, поскольку условно неизвестными являются уровни напряжений в растянутой арматуре. В действительности же проектирование конструкции сводится к определению армирования, которое будет работать при определенном положении нейтральной оси, что в свою очередь гарантирует разрушение элемента по сжато-растянутому бетону.

Как показала многолетняя практика проектирования, армирование, подобранное по I группе ПС (ULS), может быть управляющим фактором в элементах с достаточно малым процентом армирования, таких как плиты. При этом до настоящего времени имеет место дискуссия, касающаяся требований пластичности для стальной арматуры, и вопрос о предельном значении перераспределяемого момента, которое может быть разрешено в нормах проектирования, или наложении более строгих ограничений на деформации арматуры в ULS.

Интенсивность появления новых строительных материалов приводит к необходимости серьезных исследований для уточнения установленных базовых условий и ограничений, накладываемых на проектируемые конструкции, внедрение новых методик расчета. В последние годы в строительной науке и практике активно развивается направление, связанное с применением полимерных композитов в качестве армирования для бетонных конструктивных элементов.

Следует отметить, что в силу ряда особенностей арматуры из полимерных композитов (в частности, низкие значения модуля упругости, сопоставимые с модулем упругости бетона; различия в значениях коэффициента температурного линейного расширения и коэффициента поперечных деформаций в продольном и поперечном направлениях; длительные деформации и т.д.) ее применение в изгибаемых элементах ограничено. Это связывают главным образом со сложностями обеспечения требований эксплуатационной пригодности для армированных бетонных конструктивных элементов (ограничение прогибов, ширины раскрытия трещин).

Использование армирования из полимерных композитов способствует появлению возможности варьировать различные факторы, влияющие на нелинейную работу конструкции, в том числе с учетом перераспределения усилий, и на стадии проектирования создавать такие условия, учитывающие пластические свойства материала, при которых перераспределение усилий будет происходить в заданном направлении. Это позволит получить существенный технико-экономический эффект, который еще далеко не полностью реализуется при проектировании [5].

**Теоретическое решение.** В EN 1992-1 [4] практически не содержится указаний по выполнению расчетов железобетонных конструкций, тем более конструкций, армированных стальной и стеклопластиковой арматурой. В основном рассматриваются различные методы анализа, которые используются для расчета железобетонных конструкций: упрощенные методы анализа, линейно-упругий анализ, линейно-упругий анализ с ограниченным перераспределением момента, пластический анализ.

На данный момент существует определенный перечень программных комплексов, позволяющих производить научный анализ

напряженно-деформированного состояния конструкции. Для инженерного анализа применяют комплексы Sofistik, SAP2000, STARK, ROBOT SA и другие. Для научного анализа применяют комплексы более высокого уровня – MSC.Nastran, ANSYS, ABAQUS, Comsol, midasFEA.

В соответствии с требованиями [4, 6], если невозможно воспользоваться подходящей моделью, а также, если результаты расчетов требуют проверки на практике, то расчет железобетонных конструкций выполняется с использованием метода опытных результатов, при котором для анализа работы конструкции выполняют образцы-модели и проводят их испытания. Однако данный подход является достаточно затратным с финансовой и временной точки зрения, поскольку программа испытаний должна быть составлена таким образом, чтобы обеспечить достаточную проектную прочность с учетом возможных отклонений от номинальных показателей, которые в рамках традиционного подхода компенсируются частными коэффициентами безопасности. Для получения величин характеристического (следовательно, и расчетного) отклика в большинстве случаев требуется определить зависимость поведения конструкций от прочности материалов и возможных отклонений в прочности материалов. Если опыты выполняются на элементах меньшего размера, чем те, которые планируется непосредственно использовать при строительстве, при интерпретации результатов следует сделать поправку на масштабный эффект (например, различие в поперечной силе). Перед планированием опытов следует определить характер информации, которую планируется получить, а также критерии оценки результатов и т.д. Поэтому, учитывая уровень развития современных расчетных комплексов и уровень реализации в них метода конечных элементов, целесообразно применять численное моделирование. При этом по возможности необходимо выполнять верификацию расчетных моделей, т.е. экспериментальные исследования. Однако объем таких исследований значительно меньше, чем без использования численного моделирования.

Основным требованием при расчете неразрезных балок и плит работающих в одном направлении, является проверка способности к повороту участков балок или плит длиной, примерно составляющей 1,2-кратную высоту поперечного сечения [7]. Значение пластического поворота может быть рассчитано с использованием нелинейного анализа. Требования к нелинейному анализу отличаются в разных стандартах, но в целом, перераспределение напряжений в материале от характеристических до средних значений допускается, учитывая изменение жесткости, при этом должны быть соблюдены условия равновесия внешних и внутренних усилий.

Пластический анализ без проверок предельного угла поворота может быть использован для I группы предельных состояний [6], если выполняются соответствующие условия, а именно:

- площадь растянутой арматуры не должна превышать в любой точке или направлении значения, соответствующего  $x/d = 0.25$ ;
- проверка предельного поворота не является необходимой при армировании с высокой пластичностью. Тип N (с малым удлинением) стали не должен использоваться, если это не оправдано.

Немецкий стандарт DIN1045-1 [8] дает своего рода упрощение к расчету необходимого пластического поворота для армированных балок: если участок подвергается пластической деформации от воздействия внешних нагрузок, то требуемый поворот может быть рассчитан с учетом только кривизны сечения. Кривизна сечения в предельном состоянии может быть получена из блочного анализа конструкции.

Метод с использованием нелинейных деформаций предполагает выполнение расчёта с учетом перераспределения изгибающих моментов, при этом, обязательным требованием является анализ углов поворота на длине зоны пластического шарнира  $I_{pl}$  (см. рис. 1). В рамках данного метода отказ достигается в случае, когда угол поворота в пластическом шарнире превышает предельный, при этом расчет углов поворота выполняется на основании средних значений механических характеристик бетона и арматуры. Значение предельного угла пластического поворота ( $\theta_{pl}$ ) в характерных сечениях определяется как разница между общим ( $\theta_{tot}$ ) и упругим ( $\theta_{el}$ ):

$$\theta_{pl} = \theta_{tot} - \theta_{el}. \quad (1)$$

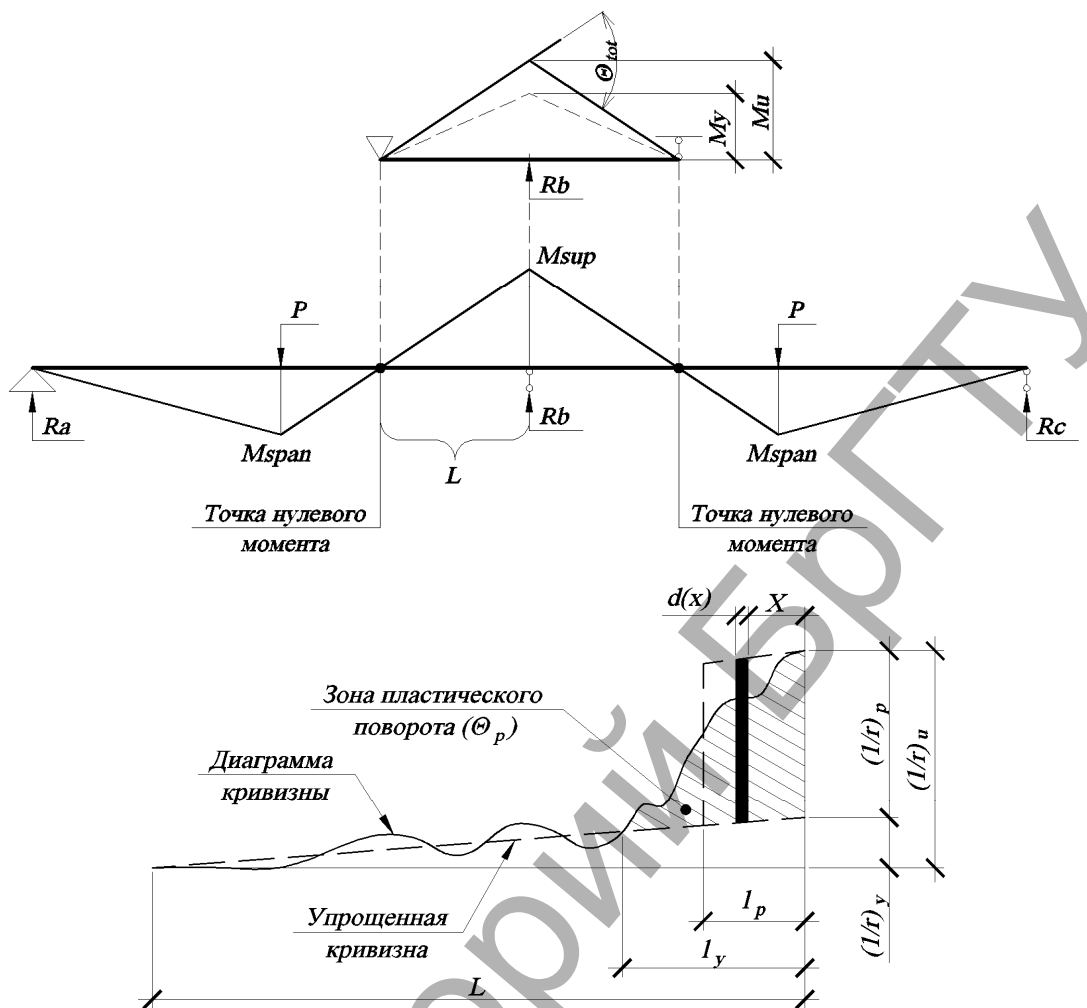


Рис. 1. Зона пластического поворота и длина пластического шарнира

Местные искривления объединяются по длине зоны пластического шарнира элемента ( $l_{tot}$ ) для определения общего поворота ( $\theta_{tot}$ ), показанного в рисунке 1.

$$\theta = \int_0^{l_{tot}} \left[ \bar{M}_x \left( \frac{1}{r} \right)_m \right] dx, \quad (2)$$

где  $\bar{M}_x$  – момент от единичной силы в сечении;

$\left( \frac{1}{r} \right)_m$  – средняя кривизна оси элемента на участке между трещинами.

Значение упругого угла поворота ( $\theta_{el}$ ) определяется как «сумма углов, образованных разницей в удлинении растянутой стали и укорочении внешних волокон сжатого бетона, до момента достижения арматурой предела текучести».

В свою очередь, кривизну линии изгиба можно представить в следующем виде[9]:

$$\frac{1}{r} = \xi \left( \frac{1}{r} \right)_{II} + (1 - \xi) \left( \frac{1}{r} \right)_I, \quad (3)$$

где  $\xi$  – коэффициент распределения (эффект ужесточения при растяжении)

$$\xi = 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (4)$$

где  $\sigma_s$  – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетной комбинацией нагрузок;

$\sigma_{sr}$  – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, при которых образуются трещины;

$\beta_1$  – коэффициент, зависящий от профиля стержневой арматуры;

$\beta_2$  – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки [9].

Расчет углов поворота выполняется на основании средних значений механических характеристик бетона и арматуры, т.е. местное распределение кривизны вдоль элемента вычисляется из средней относительной деформации бетона для элемента с трещинами  $\epsilon_{cm}$  и средней относительной деформации арматуры для элемента с трещинами  $\epsilon_{sm}$ :

$$\left( \frac{1}{r} \right) = \frac{\epsilon_{sm} + \epsilon_{cm}}{d}. \quad (5)$$

Прогибы в любом месте по длине балки вычисляются с использованием значений местной кривизны [10]. Кривизна интегрируется по длине элемента, чтобы получить местное распределение поворота. Второе интегрирование поворотов показывает общую форму прогибов, которая используется, чтобы вычислить прогибы вдоль элемента, принимая во внимание повороты опор.

Допустимый предельный поворот пластических шарниров, безусловно, является самым важным параметром. Предельный пластический поворот, в свою очередь, зависит от применяемых материалов, типа конструкции, геометрии элемента и др., обобщенных в источниках [5; 11], параметров, но главное определяется длиной зоны пластического деформирования (длиной пластического шарнира).

Таблица 1. Сравнительный обзор формул  $\theta_p$  ( $\theta_{pl}$ ) [2]

Нормы проектирования, пособия	$\theta_p$ ( $\theta_{pl}$ )
EN [4]	$\theta_{pl,d} \cdot K_\lambda$ , где $k_\lambda = \sqrt{\frac{\lambda}{3}}$ ; $\lambda = \frac{M_{sd}}{V_{sd,d}}$
Riva and Cohn [10]	Для загрузки в виде сосредоточенной силы при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} \leq 7$ ; $\theta_p = \left(0,39 - \frac{7}{800\omega}\right) \left(\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}}\right)^{-0,9} \phi_{pu} \cdot z$ при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} > 7$ ; $\theta_p = \left(\frac{5,4}{100}\right) \phi_{pu} \cdot z$
	Для загрузки в виде распределенной нагрузки при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} \leq 7$ ; $\theta_p = \left(0,58 - \frac{3}{800\omega}\right) \left(\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}}\right)^{-0,9} \phi_{pu} \cdot z$ при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} > 7$ ; $\theta_p = \left(\frac{5,0}{100} + \frac{6,5}{1000} \frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}}\right) \phi_{pu} \cdot z$
CEB-FIP [12]	$\theta_{pl} = \int_0^{l_p} \frac{\delta}{d-x} \left(1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{yk}}\right) [\epsilon_{s2} - \epsilon_{sy}] da$ , где $\delta \approx 0,8$
Baker and Amarakone	$\theta_p = 0,8(\epsilon_{cu} - \epsilon_{sy}) k_1 k_3 \left(\frac{z}{d}\right)$ ; где $k_1, k_3 = 0,5$ $\epsilon_{cu} = 0,0015 \left[1 + 150\rho_s + (0,7 - 10\rho_s) \frac{d}{c}\right]$
Mattock	$\theta_p = \left(\phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y}\right) \left(1 + \left(1,14 \sqrt{\frac{z}{d}} - 1\right) \left(1 - \left(\frac{\omega - \omega'}{\omega_b}\right) \sqrt{\frac{d}{16,2}}\right)\right) \frac{d}{2}$ $\epsilon_{cu} = 0,003 + \frac{0,5}{z}$
Кузьмичев	$\theta_p = \frac{X_k}{B_k} l_{mk}$ , где $X_k$ и $B_k$ — соответственно лишняя неизвестная в СНС и жесткость на участках с ненапрягаемой арматурой, $l_{mk}$ — некоторая длина, численно равная величине расстояния между трещинами при чистом изгибе
Corley	$\theta_p = \left(\phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y}\right) \left(1 + \frac{0,4 z}{\sqrt{d} d}\right) \frac{d}{2}$ , $\epsilon_{cu} = 0,003 + 0,02 \frac{b}{z} + \left(\frac{\rho_s f_y}{20}\right)^2$

В таблице 1 приведены основные зависимости для определения предельного значения угла поворота по различным нормам и методикам.

Значение угла поворота пластического шарнира также может быть получено расчетом в заштрихованной области суммы действительных кривизн (рис. 1) или эквивалентного прямоугольника высотой  $\left(\left(\frac{1}{r}\right)_u - \left(\frac{1}{r}\right)_y\right)$  и шириной, равной  $l_p$ . Используя формулу (2), эквивалентная длина пластического шарнира,  $l_p$ , может быть определена как:

$$l_p = \frac{1}{\left(\frac{1}{r}\right)_u - \left(\frac{1}{r}\right)_y} \int_0^{l_p} \left(\left(\frac{1}{r}\right)(x) - \left(\frac{1}{r}\right)_y\right) dx = \frac{\theta_p}{\left(\frac{1}{r}\right)_u - \left(\frac{1}{r}\right)_y} \quad (6)$$

где  $\frac{1}{r}(x)$  является кривизной на расстоянии «х» от критического сечения в конечной стадии нагружения.

**Выбор программного комплекса и методика численного моделирования.** В качестве базового комплекса для численного анализа железобетонного элемента, армированного стальной и стеклопластиковой арматурой, был выбран программный комплекс ANSYS, поскольку он позволяет моделировать железобетонные конструкции с учетом образования трещин в растянутой зоне бетона, а также раздробления его в сжатой зоне, что являлось принципиальным требованием при постановке целей исследования.

Программный комплекс ANSYS решает методом конечных элементов стационарные и нестационарные, линейные и нелинейные задачи из таких областей физики, как механика твердого деформируемого тела и др. Возможно решение связанных задач. Для реше-

ния задач деформирования конструкций МКЭ применяется в варианте метода перемещений [13]. Расчёты могут производиться в пакетном (*Batch*) или интерактивном (*Interactive*) режимах. При применении двух этих режимов реально воспользоваться всеми возможностями комплекса.

Для описания тела железобетонной балки использовался объемный конечный элемент SOLID 65. Опорные пластины моделировались с использованием объемного конечного элемента SOLID 185. Для моделирования контактной области между опорными пластинами и телом балки использовалась пара конечных элементов TARGE 170 и CONTA 174. Для моделирования стержневых элементов армирования использовался конечный элемент LINK 180.

Размер конечных элементов принимался в соответствии с расположением элементов армирования по сечению. Вдоль пролета балки размер конечного элемента для бетона и арматуры был принят равным 25 мм. Контакт между бетоном и арматурой обеспечивался совмещением узлов КЭ-сетки арматуры и бетона.

Для исключения влияния приложения сосредоточенной силы и возникающих вследствие этого локальных всплесков напряжений, нагрузка прикладывалась через распределительные пластины, установленные в том числе и на опорах. Контакт между пластинами и телом балки задавался таким образом, чтобы обеспечивалась полная совместность перемещений общих узлов сетки.

На рисунках 2 и 3 представлено разбиение на конечные элементы и общий вид геометрической модели исследуемой балки.

Элемент SOLID 65 используется для трехмерного (3D) моделирования объемных тел, имеющих или не имеющих арматуру [13]. Элемент определяется восемью узлами, имеющими три степени свободы в каждом узле: перемещения в направлении осей X, Y и Z узловой системы координат. В элементе можно указать до трех настроек армирования. Элемент обладает специальными возможностями образования трещин и дробления. Самой важной особенностью элемента является использование нелинейных свойств материала.

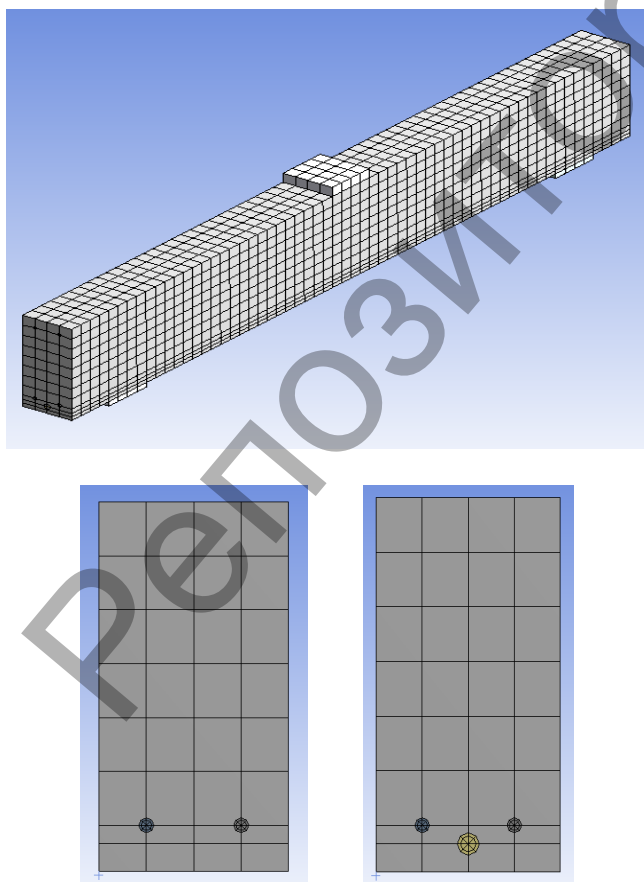


Рис. 2. Разбиение на конечные элементы

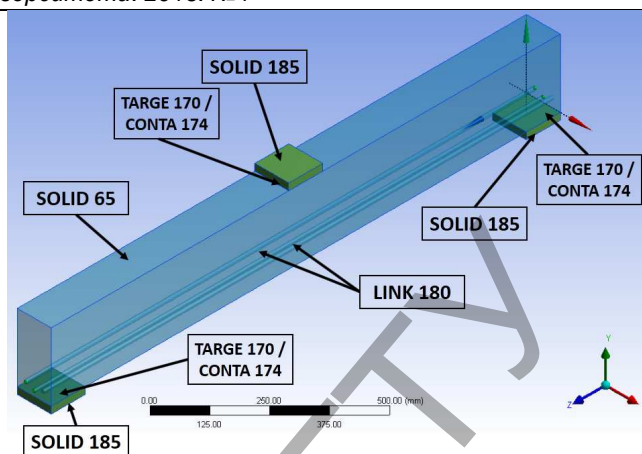
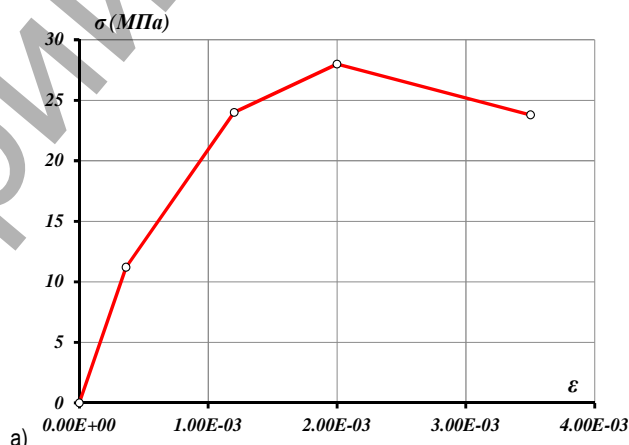


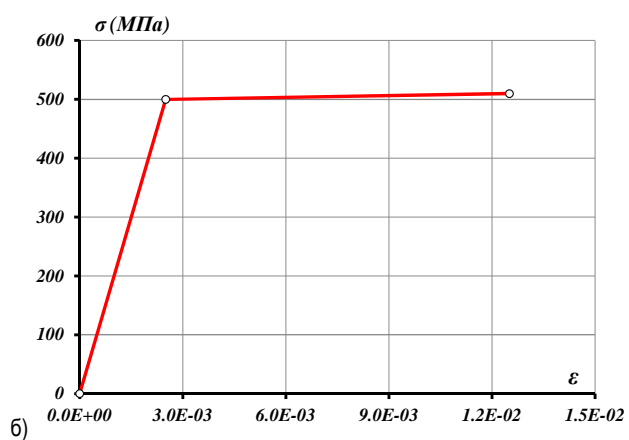
Рис. 3. Общий вид геометрической модели

Для учета физической нелинейности учитывалась полная диаграмма деформирования для бетона, билинейная диаграмма деформирования для стальной арматуры, полная диаграмма деформирования для стеклопластиковой арматуры.

Принятые прочностные и деформационные характеристики для материалов представлены в таблице 2, диаграммы деформирования для всех материалов представлены на рисунке 4.



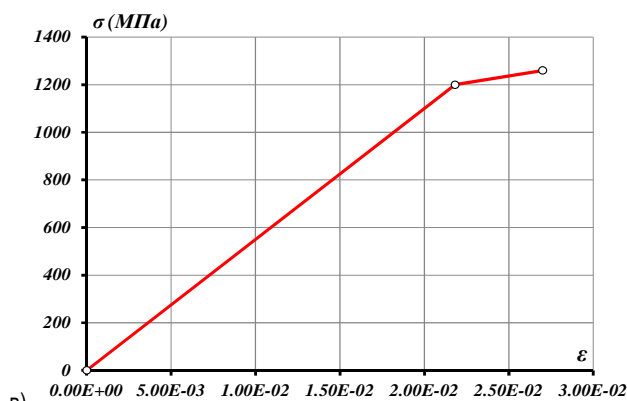
а)



б)

Таблица 2. Прочностные и деформационные характеристики материалов

Материал		Модуль упругости $E, \text{МПа}$	Коэффициент Пуассона $\nu$
1	Бетон С20/25	31000	0.2
		Средняя прочность при сжатии $f_{cm} = 28 \text{ МПа}$ Средняя прочность при растяжении $f_{ctm} = 2.2 \text{ МПа}$	
2	Стальная арматура S500	200000	0.3
3	Стеклопластиковая арматура АСП $\varnothing 8, \varnothing 10, \varnothing 12$	55000	0.2



а) – бетон, б) – стальная арматура, в) – стеклопластиковая арматура  
Рис. 4. Принятые диаграммы деформирования материалов

**Результаты численного моделирования.** Для элементов, армированных стальной и стеклопластиковой арматурой, исследовались перераспределения напряжений после образования трещин в бетоне и достижения стальной арматурой предела текучести (в качестве примера рассмотрено сечение с армированием в виде стержней стальной и стеклопластиковой арматур в виде  $2\varnothing 10 \text{ S500} + \varnothing 10 \text{ АСП}$ ).

Анализируя полученные результаты, следует отметить, что применение численного моделирования позволило получить объективную картину напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента с комбинированным армированием. При нагружении балки наблюдались три основные стадии работы конструкции. На первых этапах нагружения наблюдалась линейная работа сечения балки до момента образования первых трещин в растянутой зоне бетона. Далее при увеличении нагрузки до 14 кН начали образовываться первые трещины, что привело к включению в работу армирования вследствие снижения жесткости бетонного сечения. С дальнейшим ростом нагрузки наблюдался рост деформаций в бетоне и арматуре. На данном этапе диаграмма деформирования арматуры носит линейный (упругий) характер. Следующим ключевым моментом было наступление предела текучести в стальной арматуре при нагрузке 53 кН. С этого момента происходит нарастание напряжений в стеклопластиковой арматуре при неизменных напряжениях в стальной арматуре, т.е. большую часть нагрузки начинает воспринимать стеклопластиковая арматура. В итоге, происходит разрушение образца балочной конструкции из-за превышения предельных деформаций в бетоне и значительных напряжений и деформаций в стальной арматуре.

На рисунке 5 представлен характер деформирования балки с указанием растягивающих относительных деформаций в предельном состоянии, на рисунке 6 представлен характер образования трещин в балке со стальной и стеклопластиковой арматурой на разных стадиях нагружения.

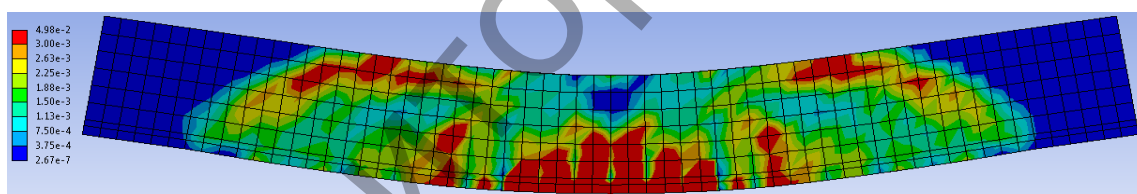


Рис. 5. Изополя относительных деформаций в бетоне балки

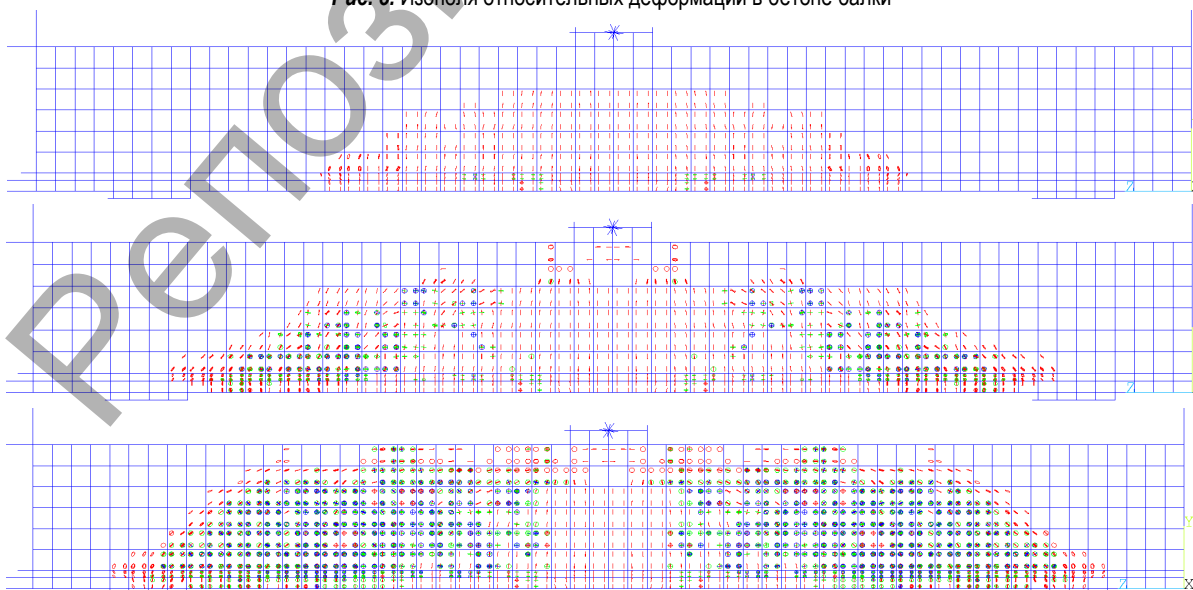
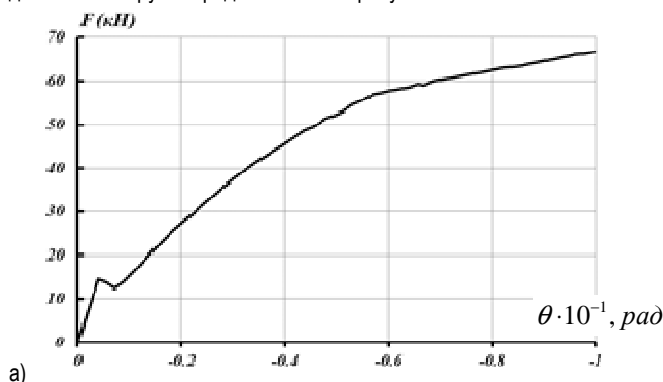
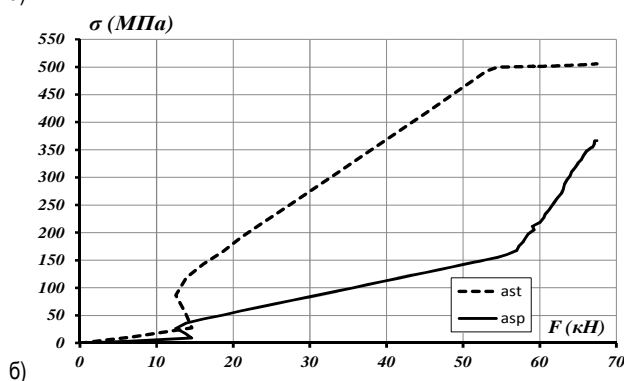


Рис. 6. Механизм развития трещин в балке с комбинированным армированием

Графики зависимости угла поворота балки, а также напряжений растяжения в стальной и стеклопластиковой арматурах от прикладываемой нагрузки представлены на рисунке 7.



а)



б)

а) – угла поворота балки от величины прикладываемой нагрузки,  
б) – напряжений в арматуре от величины прикладываемой нагрузки

Рис. 7. Графики зависимости

Анализ графиков напряжений стальной и стеклопластиковой арматур (рис. 7) показывает, что перераспределение усилий в растянутых стержнях начинается после образования первых трещин в бетоне растянутой зоны. В отличие от стеклопластиковой арматуры в стальной происходит мгновенный скачок напряжений с дальнейшим их упругим ростом вплоть до достижения напряжений в ней, соответствующих физическому пределу текучести. Ведет себя стеклопластиковая арматура: после появления трещин отмечается незначительное мгновенное увеличение в ней напряжений, но активно воспринимать растягивающие усилия (интенсивный рост упругих напряжений) начинает после выключения из работы стальной арматуры, оказывая так называемый «поддерживающий эффект» для нее. При этом в глобальном выражении данный эффект проявляется на пластической деформативности изгибаемого элемента, что подтверждается графиком «усилие-угол поворота», приведенном на рисунке 7 а. Характер полученных данных численными методами достаточно точно соответствует полученным [14] при экспериментальных исследованиях. Основываясь на вышесказанном, можно сделать вывод, что значение поворота пластического шарнира в железобетонных балках с достаточной точностью может быть предсказано с использованием численных методов.

**Заключение.** Использование КЭ-модели позволяет проводить анализ работы конструкции на каждом этапе нагружения, варьируя различными параметрами сечения и армирования при наименьших финансовых и временных затратах, однако необходимость в экспериментальных испытаниях новых конструкций или конструктивных решений остается, поскольку для адекватной КЭ-модели необходима верификация данных.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тихий, М. Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Перераспределение усилий // М. Тихий, Й. Ракошник; перевод с чешского Б.М. Сергеевко. – 1976.
2. Шалобыта, Н.Н. Назначение критериев к расчету железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий / Н.Н. Шалобыта, Т.П. Шалобыта, М.Ч. Полонский, О.Г. Царук // Сборник международных научно-технических статей: материалы научнометодической конференции – Минск, 26-27 мая 2015 г. / М-во образования Респ. Беларусь, УО «Белорусский национальный технический университет». – Минск, 2015. – С. 132-140.
3. American Concrete Institute. ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2002.
4. EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode 2: Design of concrete structures. – Part 1: General Rules and Rules for Building – Brussels – 2002, October - 230p.
5. Шалобыта, Н.Н. Границы перераспределения усилий в железобетонных конструкциях / Н.Н. Шалобыта, М.Ч. Полонский, Т.П. Шалобыта, А.В. Масилевич // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(85): Строительство и архитектура. – С. 33-36.
6. EN 1990 : 2001. Eurocode – Basis of Structural Design. – Brussels – 2011-67 p.
7. Проектирование железобетонных конструкций: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2: – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч.1-1: Общие правила и правила для зданий.
8. Concrete, reinforced and prestressed concrete structures: DIN 1045-1:2001-07. – Part 1: Design and construction – 148 p.
9. Бетонные и железобетонные конструкции. СНБ 5.03.01-02 с изменениями 1, 2, 3, 4, 5. – Мн.: Стройтехнорм, 2002 – 274 с.
10. Riva P., Cohn M.Z. Rotation Capacity of Structural Concrete Members // Magazine Concrete Research. – 1994. – V. 46. – N 168. – P. 223-234.
11. Ali Kheyroddin and Hosein Naderpour Plastic Hinge Rotation Capacity of Reinforced Concrete Beams // International Journal of Civil Engineering. – Vol. 5. – N 1. – 2007.
12. CEB-FIP Model Code 1990- Chapter 1-3, Final Draft. CEB Bull.d' Inf. – 1991 – N 203.
13. Басов, А.К. ANSYS: справочник пользователя / А.К. Басов. – М.: ДМК, 2005. – 639 с.
14. Тур, В.В. Экспериментальные исследования бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В.В. Тур, В.В. Мальха // Вестник Полоцкого государственного университета. – 2013. Серия F. – С. 58-65.

Материал поступил в редакцию 10.02.16

#### SHALOBYTA N.N., TSARUK O.G., POLONSKY M.Ch., DEMCHUK I.E. Numerical research of redistribution of efforts in reinforced concrete elements with the combined reinforcing

The article considers numerical modelling of stress-strain state of concrete beams with a composite reinforcement to determine the effect of percentage of reinforcement with metal and fiberglass reinforcement and strength of concrete structures on the carrying capacity and the deformability of the beams.

As an object of study a simply supported single-span beam with rectangular cross section with mixed reinforcement (reinforcement steel of S500 class and fiberglass reinforcement) has been adopted.