

Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном.

Часть 2. Модели без учета несплошности соединения

К.т.н., заведующий ИЛ «Механическая лаборатория им. проф. Н.А. Белелюбского»

А.В. Бенин,

ФГБОУ ВПО «Петербургский государственный университет путей сообщения»;

к.ф.-м.н., доцент А.С. Семенов,

инженер С.Г. Семенов,

д.т.н., профессор Б.Е. Мельников,

ФГБОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный политехнический университет»

Аннотация. В целях повышения точности оценки прочности эксплуатируемых железобетонных конструкций рационально использовать модели с дискретным расположением арматурных стержней с учетом реальных характеристик сцепления арматуры с бетоном, определяемых, как правило, экспериментальным путем. Одним из наиболее распространенных способов определения характеристик сцепления является вытягивание арматурного стержня из бетонного блока (pull-out test).

Разрушение связей сцепления арматуры с бетоном при выдергивании стержня из бетонного блока представляет собой сложный многостадийный процесс, сопровождающийся присутствием неоднородного и неупругого деформирования, нарушением адгезионных связей, возникновением и развитием трещин различной формы и ориентации, наличием изменяющихся зон контакта и трибологических явлений.

В рамках данной работы выполнены экспериментальные исследования и произведено сравнение с результатами расчета с использованием различных моделей разрушения связей сцепления арматуры с бетоном в задаче о вытягивании стержневой профилированной арматуры из бетонного блока. В первой части статьи рассматриваются модели с учетом несплошности соединения, во второй – модели без явного учета несплошности.

Ключевые слова: сцепление арматуры с бетоном; математические модели; конечно-элементное моделирование; диаграмма сцепления; прочность; поврежденность; разрушение

Введение

Данная статья является продолжением работы [1], посвященной экспериментальному исследованию и математическому моделированию процессов разрушения связей сцепления арматуры с бетоном в задаче о вытягивании стержневой профилированной арматуры из бетонного блока. Процесс разрушения связей сцепления арматуры с бетоном при выдергивании арматурного стержня из бетонной матрицы представляет собой сложный многостадийный процесс, сопровождающийся присутствием неоднородного и неупругого деформирования, нарушением адгезионных связей, возникновением и развитием трещин различной формы и ориентации, наличием изменяющихся зон контакта и трибологических явлений. Это приводит к необходимости разработки и использования сложных моделей, учитывающих наличие несплошности на поверхности соединения, процессы микрорастрескивания, накопление повреждений и неупругое деформирование бетона. Различные модели, описывающие взаимодействие арматуры с бетоном, рассматривались в работах [2–11]. Для получения решений нелинейных краевых задач использовались конечно-элементные (КЭ) программные комплексы ANSYS [12], ABAQUS [13] и PANTOCRATOR [14], каждый из которых обладает определенной спецификой используемых моделей материалов и методов решения рассматриваемого класса задач.

В рамках данной части исследования выполнено сравнение 7 классов моделей процессов разрушения связей сцепления арматуры с бетоном, перечисленных ниже в порядке усложнения:

- 1) модели без учета несплошности соединения (гетерогенная среда, идеальное сцепление);
- 2) модель с введением фиктивного интерфейсного слоя;
- 3) модель с явным учетом несплошности и с использованием пружинных элементов;
- 4) модели с применением алгоритма «выключения» элементов;
- 5) модель с учетом микрорастрескивания в бетоне;
- 6) модель упруго-поврежденного материала;
- 7) модель упруго-поврежденно-пластического материала.

В первой части исследования [1] представлены результаты расчетов с использованием моделей 3 и 4, учитывающих наличие несплошности соединения арматуры с бетоном. В данной работе рассматриваются результаты расчетов с использованием моделей 1, 2, 5, 6 и 7, не учитывающих явно наличие несплошности. Во всех рассматриваемых здесь моделях, за исключением модели идеального сцепления 1 (введенной в рассмотрение исключительно для полноты сравнения), производится попытка неявного (опосредованного) учета несплошности путем локального изменения упругих модулей бетона в окрестности области сцепления, позволяющая использовать стандартные подходы конечно-элементного анализа.

1. Постановка задачи

Рассматривается задача о вытягивании стержневой профилированной арматуры из бетонного блока. Задача допускает различные подходы к решению, отличающиеся способом учета явления сцепления. Отличия возникают в способе описания несплошностей, появляющихся в процессе разрушения связей сцепления, которые можно вводить явно (путем рассмотрения раздельного движения арматуры и бетона при наличии специальных связей, явного введения системы трещин) или неявно (путем изменения эффективных свойств материалов в зоне сцепления, учета континуальных повреждений). Ниже приводятся исходные данные, являющиеся общими для всех используемых КЭ моделей. Специфические данные, отражающие особенности модели, рассматриваются в соответствующих разделах.

Исследуется вытягивание стержневой профилированной арматуры из бетонного блока при монотонном нагружении. Высота бетонного куба класса В25 200 мм, диаметр арматуры 14 мм, шаг рифеля 10 мм, высота профиля 2 мм. Нагрузка прикладывается к нижнему концу арматурного стержня. Смещения измерялись на верхнем конце арматуры. Условия нагружения и геометрия объекта соответствуют требованиям RILEM/CEB/FIB [15] (рис. 1.1).

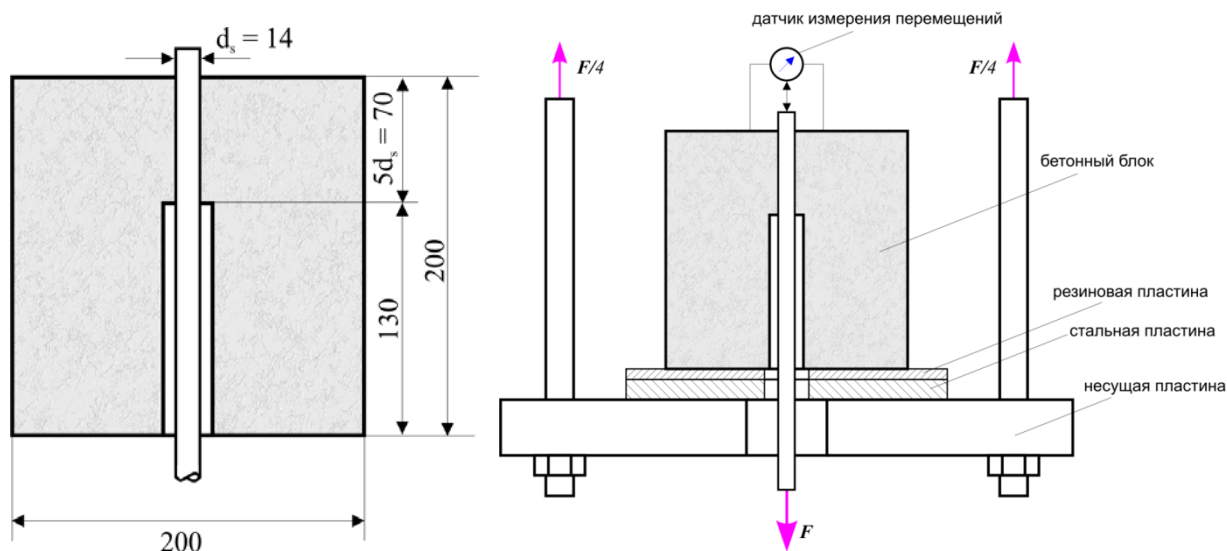


Рисунок 1.1. Геометрия и условия нагружения образца-куба для экспериментального определения прочности сцепления арматуры с бетоном в соответствии с требованиями RILEM/CEB/FIB [15]

В расчетах при анализе напряженно-деформированного состояния использовались осесимметричные и трехмерные КЭ модели (см. рис. 1.2).

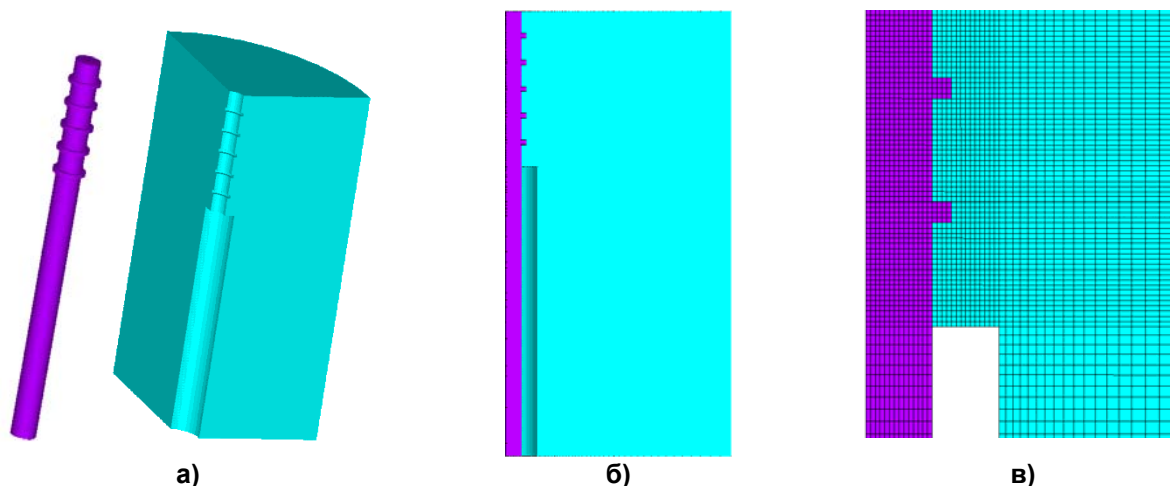


Рисунок 1.2. Твёрдотельная модель в задаче о вытягивании арматуры из бетонного блока: а) трехмерная модель с рассовмещенным представлением арматуры и бетонной матрицы; б) ее осевое сечение; в) фрагмент сетки осесимметричной КЭ модели

Используемые в расчетах значения основных констант, определяющих механические свойства материалов, приведены в таблице 1.1. Следует отметить, что механические характеристики приведены для бетона после выдержки 28 суток. Эти характеристики зависят от большого числа факторов, например, от влажности бетона [16], наличия агрессивной среды и пр. Все эти факторы должны учитываться при расчете реальных железобетонных конструкций.

Таблица 1.1. Механические свойства материалов

		Единица измерения	Материал бетон В25	Материал сталь
Модуль упругости	E	МПа	30 000	206 000
Коэффициент Пуассона	ν	-	0.2	0.3
Предел текучести	σ_{02}	МПа	-	235
Предел прочности на сжатие	R_b	МПа	18.5	-
Предел прочности на растяжение	R_b^t	МПа	1.55	-
Деф. пика на диаграмме сжатия	ε_b	-	0.1472%	-
Деф. пика на диаграмме растяжения	ε_b^t	-	0.0123%	-
Параметр критерия Друккера – Прагера	γ	-	0.845	-

Неупругое поведение стальной арматуры моделировалось при помощи упругопластической модели с линейным изотропным упрочнением и ассоциированным законом пластического течения. При необходимости в случае наличия сложных программ переменного непропорционального нагружения могут быть использованы более сложные модели упругопластического деформирования металлов [17, 18].

Целью данной работы являлось систематическое сравнение возможностей различных подходов при конечно-элементном (КЭ) моделировании процессов разрушения связей сцепления в сравнении с экспериментальными данными. Рассматривались экспериментальные данные работ [1] и [19] (см. рис. 1.3).

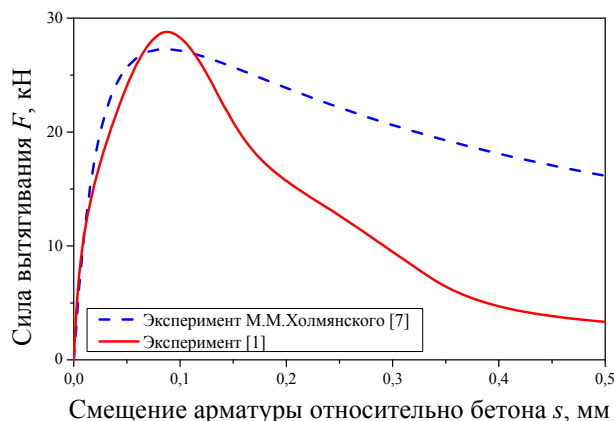


Рисунок 1.3. Экспериментально полученные кривые выдергивания арматурного стержня из бетонного блока, используемые в расчетах

Используемые ниже при построении диаграмм сцепления касательные напряжения сцепления τ определяются на основе измеряемой в эксперименте силы вытягивания F при помощи соотношения:

$$\tau(s) = \frac{F(s)}{\pi dh}, \quad (1.1)$$

где d – диаметр арматуры (14 мм); h – длина линии контакта арматуры и бетона ($h = 5d$).

2. Решение задачи без учета несплошности соединения

Простейшим вариантом решения задачи о вытягивании арматуры из бетонного блока является подход, основанный на условии идеальности сцепления без учета возможности нарушения сплошности соединения, ослабления сил сцепления и изменения эффективных свойств материалов в области контакта. Очевидно, что данное решение справедливо лишь при низких уровнях нагрузки. Являясь весьма грубым приближением, данное решение может быть использовано в качестве базового при сравнении с результатами, предлагаемыми другими подходами.

При получении решения данной задачи использованы три модели материала для описания поведения бетона:

- линейно-упругая модель;
- упруго-пластическая модель с использованием критерия Друккера – Прагера без упрочнения;
- упруго-пластическая модель с использованием критерия Друккера – Прагера при наличии упрочнения.

Для всех моделей материала производилось также сравнение решений для случаев профилированной и гладкой арматуры.

2.1. Решение задачи в упругой постановке

Результаты упругого решения задачи о вытягивании профилированной арматуры из зафиксированного в вертикальном направлении по нижнему краю бетонного блока при наличии идеального сцепления представлены на рисунке 2.1. Жесткое монотонное нагружение реализовано путем задания вертикальных перемещений $u_z = -60$ мкм на нижнем торце арматуры (здесь и ниже предполагается, что используется цилиндрическая система координат r, φ, z с осью z , ориентированной вдоль арматуры). Расчет произведен (и для стали, и для бетона) с использованием линейно-упругой модели изотропного материала на основе осесимметричных КЭ моделей (рис. 2.2).

Анализ результатов решения задачи о вытягивании профилированной арматуры показал, что наиболее нагруженной точкой (точка А на рисунке 2.1) конструкции является место выхода арматуры из бетонного блока. В этой точке интенсивность напряжений σ_i в арматуре достигает значения 89,6 МПа. Максимальное значение главных напряжений $\sigma_1 = 92$ МПа в бетоне

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 2. Модели без учета несплошности соединения

(в точке А) намного превышает предел прочности бетона, что указывает на то, что даже при таком низком уровне нагрузки ($u_z = -60$ мкм) должно наблюдаться разрушение бетона или разрыв связей сцепления бетона с арматурой. Следует отметить, что указанные значения характеристик напряженного состояния в характерных точках выступа профиля много меньше, чем в точке А. Максимальное главное значение тензора деформаций ε_1 также реализуется в точке А. Однако это значение $\max \varepsilon_1 = 0.00283$ (рис. 2.1, б) реализуется со стороны бетона. Оно также значительно превышает значение абсциссы пиков на диаграммах растяжения и сжатия бетона.

Сравнительный анализ компонент тензора напряжений указывает на доминирование компоненты σ_r ($\max \sigma_r = 76$ МПа), которая и определяет высокий уровень интенсивности напряжений и максимальных главных значений тензора напряжений. Среди компонент тензора деформаций преобладают радиальная компонента ε_r ($\max \varepsilon_r = 0.22\%$) и касательная компонента γ_{rz} ($\max \gamma_{rz} = 0.25\%$). Эти компоненты определяет уровень интенсивности деформаций ($\max \varepsilon_i = 0.25\%$) и максимальных главных значений тензора деформаций ($\max \varepsilon_1 = 0.28\%$).

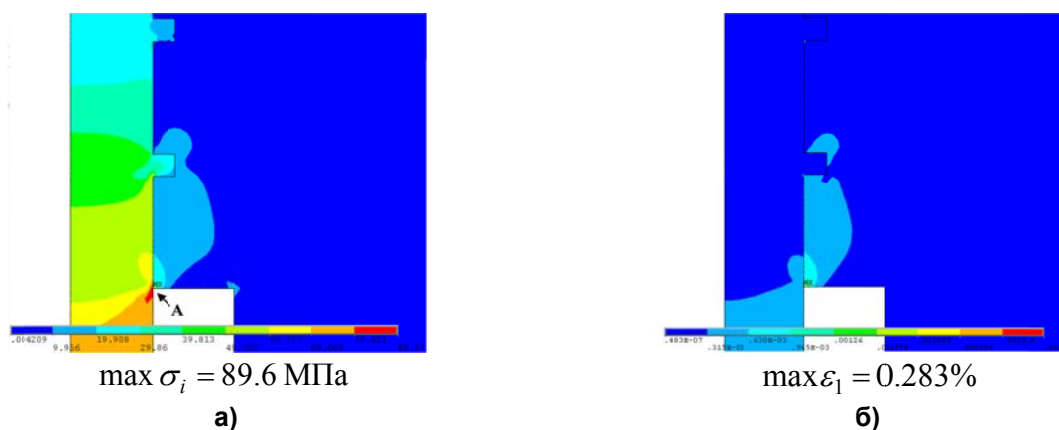


Рисунок 2.1. Распределение полей интенсивности напряжений (а) и максимальных главных деформаций (б) в задаче о вытягивании профилированной арматуры из бетонного блока (показан фрагмент). Упругое решение для случая жесткого монотонного нагружения ($u_z = -60$ мкм)

Результаты сравнения решений задачи с профилированной и гладкой арматурой показали, что отличия в интенсивностях напряжений и вертикальных перемещений не превосходят 0.5% и характер распределения полей имеет только локальные отличия, что свидетельствует об отсутствии необходимости учета профилирования арматуры в расчетах при рассмотрении идеального сцепления арматуры с бетоном.

2.2. Решение задачи в упруго-пластической постановке с использованием критерия Друккера – Прагера

Критерий пластичности Друккера – Прагера принадлежит к классу двухинвариантных критериев, является гладким приближением к критерию Кулона – Мора и может быть записан в следующем виде [18]:

$$\sqrt{3J_2} + \gamma I_1 - \sigma_Y = 0, \quad (2.1)$$

где инварианты тензора напряжений определяются равенствами:

$$I_1 = \sigma \cdot \mathbf{I} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad J_2 = \frac{1}{2} \mathbf{s} \cdot \mathbf{s} = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]. \quad (2.2)$$

При $\gamma = 0$ следствием критерия Друккера – Прагера получается критерий Мизеса. Параметры γ и σ_Y , характеризующие пластические свойства модели, связаны с параметрами Кулона φ и c (для меридиана растяжения) равенствами:

$$\gamma = \frac{2 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}, \quad \sigma_Y = \frac{6c \cos \varphi}{3 - \sin \varphi}. \quad (2.3)$$

Критерий Друккера – Прагера на плоскости с координатами $I_1, \sqrt{J_2}$ описывается прямой линией. Параметры γ и σ_Y могут быть определены на основе пределов текучести при растяжении $\sigma_Y^t = R_{bn}^t$ и сжатии $\sigma_Y^c = R_{bn}^c$, полученных из опытов на одноосное нагружение:

$$\gamma = \frac{\sigma_Y^c - \sigma_Y^t}{\sigma_Y^t + \sigma_Y^c}, \quad \sigma_Y = \frac{2\sigma_Y^t \sigma_Y^c}{\sigma_Y^t + \sigma_Y^c}. \quad (2.4)$$

Обобщением (2.1) на случай учета наличия упрочнения (разупрочнения) является уравнение

$$\sqrt{3J_2} + \gamma I_1 - \sigma_Y(\varepsilon_i^p) = 0. \quad (2.5)$$

Результаты решения задачи о вытягивании профилированной арматуры из бетонного блока в упруго-идеально-пластической постановке с применением критерия Друккера – Прагера (2.1) представлены на рисунке 2.2. Задавалось жесткое монотонное нагружение посредством приложенных к нижнему краю арматуры вертикальных перемещений $u_z = -60$ мкм.

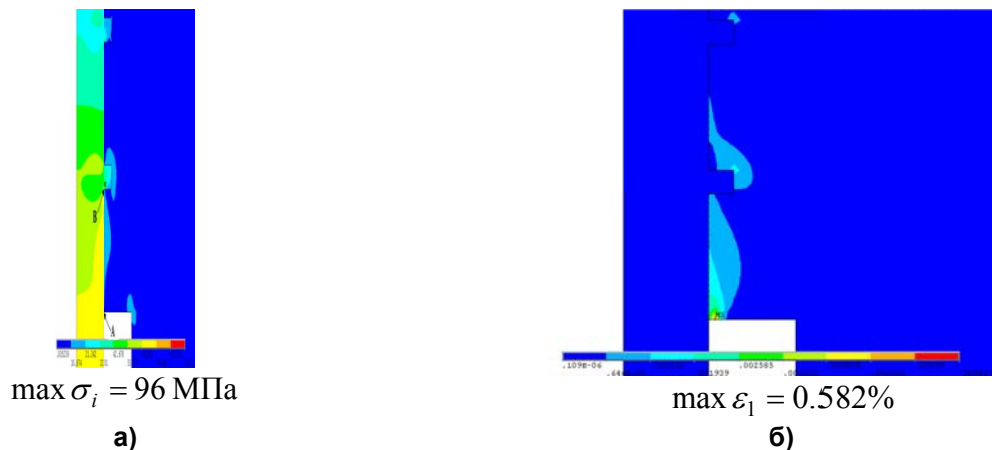


Рисунок 2.2. Распределение полей интенсивности напряжений (а) и максимальных главных деформаций (б) в задаче о вытягивании профилированной арматуры из бетонного блока (показан фрагмент). Упругопластическое решение с применением критерия Друккера – Прагера для случая жесткого монотонного нагружения ($u_z = -60$ мкм)

Сравнение упругого (рис. 2.1) и идеально-упруго-пластического (рис. 2.2) решений показало, что при появлении зон пластичности максимум интенсивности напряжений σ_1 смещается из точки А в точку В на нижний выступ профиля. Арматура продолжает находиться в упругом состоянии.

В пластическом решении наблюдается увеличение уровня деформаций, возрастающее от $\max \varepsilon_1 = 0.283\%$ в упругом решении до $\max \varepsilon_1 = 0.582\%$. Максимум по-прежнему реализуется в бетоне в окрестности точки А.

При сравнении упругого и упруго-пластического решений заметны значительные отличия в уровне и характере распределения максимальных главных значений тензора напряжений σ_1 в бетоне. Напряжения понижаются с $\max \sigma_1 = 92$ МПа в упругости до $\max \sigma_1 = 5.9$ МПа в пластичности. Местоположение реализации максимального главного значения тензора напряжений также смещается из нижней точки контакта арматуры с бетоном в вершину выступа нижнего профиля.

Зоны пластичности при данном уровне нагрузки ($u_z = -60$ мкм) являются достаточно обширными (рис. 2.3а). Они охватывают область контакта арматуры и достигают $\frac{3}{4}$ ее высоты и

доходят до 1.8 радиусов арматуры. Зоны пластичности зарождаются в окрестности нижней точки контакта арматуры с бетоном, а также в вершинах выступов профиля арматуры. При увеличении нагрузки локальные зоны сливаются в одну, которая распространяется с ростом нагрузки снизу вверх. Уровень нагрузки, при котором объединенная зона пластичности (допускающая интерпретацию в данной постановке задачи как зоны разрушения) достигает верхнего края бетонного блока, может рассматриваться как предельно допустимый критический уровень, соответствующий максимуму на диаграмме сцепления.



Рисунок 2.3. Зоны пластичности в задаче о вытягивании профилированной арматуры из бетонного блока (показан фрагмент). Упругопластическое решение с применением критерия Друккера – Прагера без учета упрочнения (а) и с его учетом (б) для случая жесткого монотонного нагружения ($u_z = -60$ мкм)

Результаты решения задачи о вытягивании профилированной арматуры из бетонного блока в упруго-пластической постановке с применением критерия Друккера – Прагера с учетом упрочнения (2.5) представлены на рисунке 2.4. Сравнение упруго-пластических решений с упрочнением и без упрочнения показало, что в распределении интенсивности напряжений σ_i отличия практически отсутствуют (ср. рис. 2.2а и рис. 2.4а), в то время как при сравнении максимальных главных значений тензора деформации ε_1 (ср. рис. 2.2б и рис. 2.4б) наблюдаются значительные отличия в уровне и характере распределения полей. Наблюдается увеличение уровня деформаций, возрастающее от $\max \varepsilon_1 = 0.582\%$ для варианта без упрочнения до $\max \varepsilon_1 = 1.24\%$ с упрочнением. В последнем случае максимум смещается в вершину выступа нижнего профиля (из точки А для идеально-пластического критерия) и зоны повышенных значений деформаций локализуются (рис. 2.4б). При сравнении максимальных главных значений тензора напряжений σ_1 в бетоне значительных отличий не наблюдается.

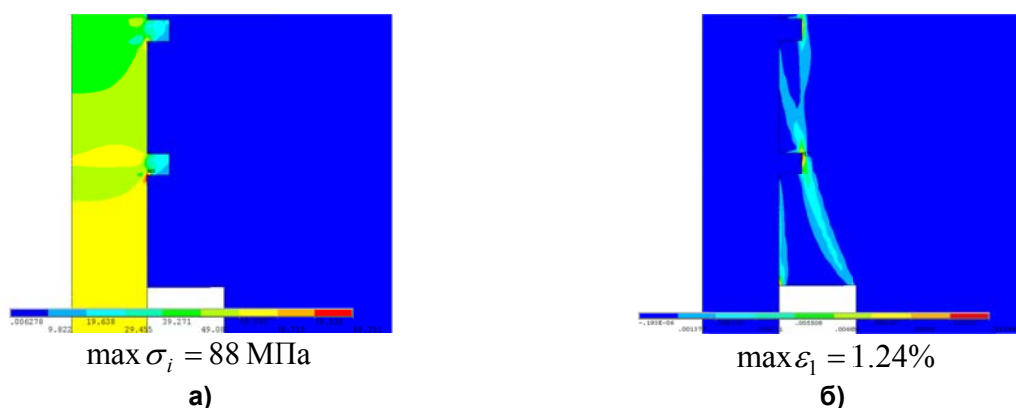


Рисунок 2.4. Распределение полей интенсивности напряжений (а) и максимальных главных деформаций (б) в задаче о вытягивании профилированной арматуры из бетонного блока (показан фрагмент). Упругопластическое решение с применением критерия расширенного Друккера – Прагера для случая жесткого монотонного нагружения ($u_z = -60$ мкм)

Зона пластичности в случае применения модели с упрочнением оказывается более обширной, чем при использовании модели без упрочнения (ср. рис. 2.3а и 2.3б). Анализ распределения полей интенсивности пластических деформаций показывает, что области максимальных значений имеют локализованный характер в виде полос, соединяющих вершины выступов и другие концентраторы (рис. 2.4б).

Полученные результаты позволяют сформулировать следующие выводы о возможностях применения моделей без учета несплошности соединения.

1. Использование гипотезы идеального сцепления (без учета возможности нарушения сплошности соединения, ослабления сил сцепления и изменения эффективных свойств материалов в области контакта) при упругом или упруго-пластическом решении задачи о вытягивании профилированной арматуры из бетонного блока **не позволяет корректно описать** наблюдаемые в экспериментах эффекты и зависимость сил сцепления от смещений.
2. Применение упругой модели материала для бетона приводит к неадекватно завышенным уровням напряжений, заниженным уровням деформаций и монотонно возрастающим диаграммам сцепления, что принципиально **не соответствует** экспериментальным результатам.
3. Практически отсутствуют отличия для случаев профилированной и гладкой арматуры при упругом решении задачи.
4. Применение упруго-пластической модели материала с критерием Друккера – Прагера позволяет качественно описать немонотонный характер диаграммы сцепления, однако количественного совпадения получить не удается, поскольку ее вид полностью определяется диаграммой деформирования бетона при растяжении, что опять же приводит к несовпадению с экспериментальными данными.

3. Решение задачи с учетом микрорастрескивания в бетоне

Одним из наиболее привлекательных вариантов описания процесса потери сцепления арматуры с бетоном в задаче о вытягивании арматуры из бетонного блока является подход, основанный на КЭ моделировании, которое учитывает возможность микрорастрескивания бетона в процессе деформирования. Несплошность сцепления не задается явно, а учитывается опосредованно, на основе изменения эффективных упругих свойств бетона в зависимости от уровня и вида нагрузки. Данный подход позволяет учесть реальные механизмы разрушения, происходящие в процессе выдергивания арматуры из бетона, и может быть применим для произвольных условий нагружения и вариаций геометрии армирования. Целью проведенных исследований, как и ранее, являлось получение диаграмм сцепления, а также анализ распределения микротрещин в бетоне.

3.1 Описание модели материала

Решение задачи получено в КЭ программном комплексе ANSYS [12] с использованием специальных конечных элементов SOLID65, позволяющих учесть эффекты микрорастрескивания при сложном напряженном состоянии на основе модификации матрицы жесткости. Принимается, что появление микротрещин происходит при выполнении критерия Вильяма – Варнке на площадках ортогональных действию главных растягивающих напряжений. В этом случае матрица связи напряжения – деформации изначально неповрежденного изотропного упругого материала

$$[D] = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{12} & 0 & 0 & 0 \\ D_{12} & D_{11} & D_{12} & 0 & 0 & 0 \\ D_{12} & D_{12} & D_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{44} \end{bmatrix}, \quad \begin{aligned} D_{11} &= \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \\ D_{12} &= \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \\ D_{44} &= \frac{E}{2(1+\nu)}, \end{aligned} \quad (3.1)$$

при появлении микрорастрескивания в одном направлении (микротрещины в плоскости с нормалью параллельной оси 1) заменяется матрицей, учитывающей уменьшение жесткости в направлении нормали к берегам трещины,

$$[D_{cr1}] = \begin{bmatrix} R_t & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & D_{11}^* & D_{12}^* & 0 & 0 & 0 \\ 0 & D_{12}^* & D_{11}^* & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_t D_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_t D_{44} \end{bmatrix}, \quad \begin{aligned} D_{11}^* &= \frac{E}{1-\nu^2}, \\ D_{12}^* &= \frac{\nu E}{1-\nu^2}, \\ D_{44} &= \frac{E}{2(1+\nu)}, \end{aligned} \quad (3.2)$$

где параметр R_t представляет собой секущий модуль ниспадающего участка диаграммы, β_t – константа, характеризующая уменьшение сдвиговой жесткости при появлении трещины. При микрорастрескивании в двух ортогональных направлениях (микротрещины в плоскостях с нормальными параллельными осям 1 и 2) используется матрица

$$[D_{cr12}] = \begin{bmatrix} R_t & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & R_t & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_t D_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_t D_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_t D_{44} \end{bmatrix}, \quad D_{44} = \frac{E}{2(1+\nu)}. \quad (3.3)$$

Если в процессе дальнейшего нагружения возникают сжимающие напряжения, приводящие к закрытию трещин, то также производится модификация матриц (3.2) и (3.3) путем использования левого верхнего блока 3×3 матрицы (3.1) для нерастрескавшегося материала и замены коэффициента β_t на β_c ($0 < \beta_t < \beta_c < 1$).

3.2. Результаты расчетов

Задача решалась в трехмерной постановке для 45-градусного сектора с условиями циклической симметрии в окружном направлении. Рассматривалось жесткое нагружение путем задания вертикальных перемещений на нижнем торце арматуры. На рисунке 3.1 представлены картины распределения микротрещин в бетоне для профилированной арматуры (плоскость окружности соответствует плоскости трещины).

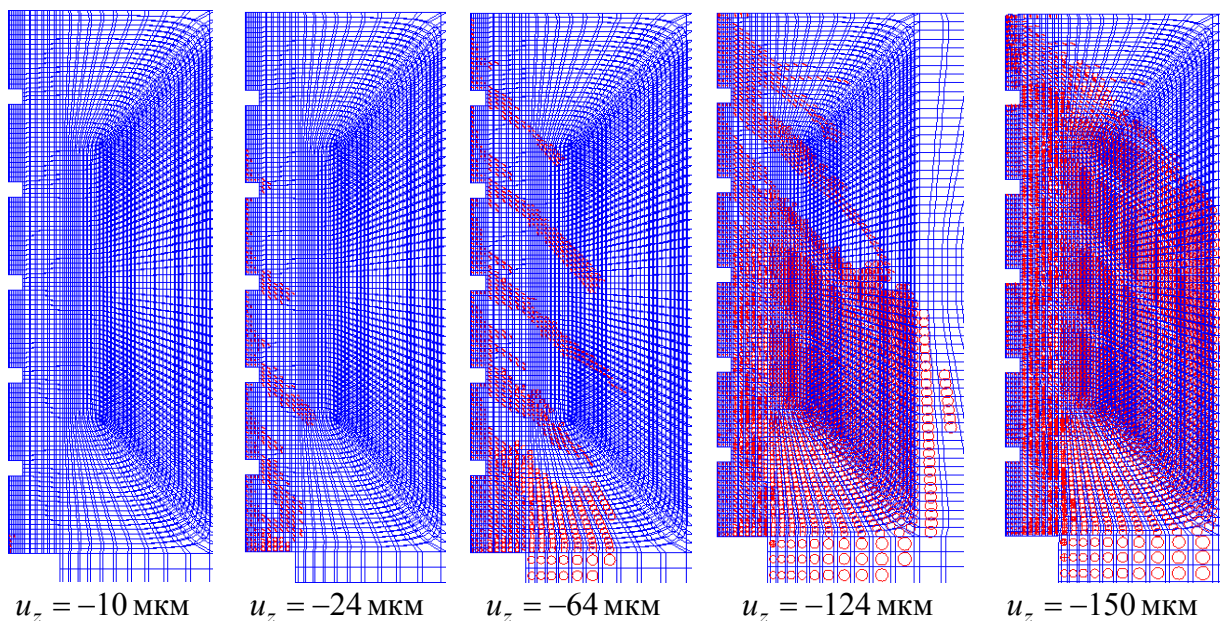
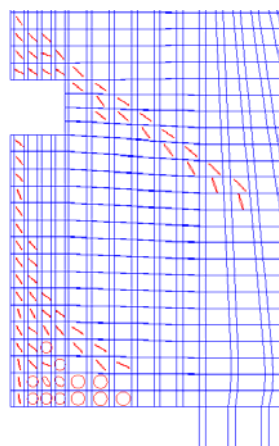


Рисунок 3.1. Эволюция роста микротрещин с увеличением заданного перемещения нижнего торца арматуры

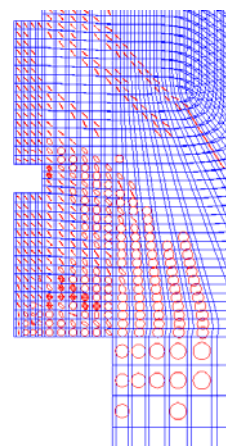
Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 2. Модели без учета несплошности соединения

Наблюдаемые в вычислительных экспериментах картины микротрещин хорошо коррелируют с наблюдаемыми в эксперименте системами трещин (см. в работе [1] рис. 1.2, 1.3). Сначала образуется система конических трещин, а затем, при увеличении нагрузки, растут радиальные трещины (см. также рис. 3.2 и 3.3).



$$u_z = -15 \text{ мкм}$$

Рисунок 3.2. Конусообразная трещина на профиле и зарождение радиальной трещины на поверхности



$$u_z = -50 \text{ мкм}$$

Рисунок 3.3. Конусообразные и радиальные трещины

Полученная в результате проведенных КЭ расчетов диаграмма сцепления (рис. 3.4) обладает наличием пика и ниспадающей ветвью, однако демонстрирует в сравнении с экспериментом заметные количественные отличия, объясняемые рассмотрением только процесса микрорастрескивания бетона и неучетом специфики самого соединения.

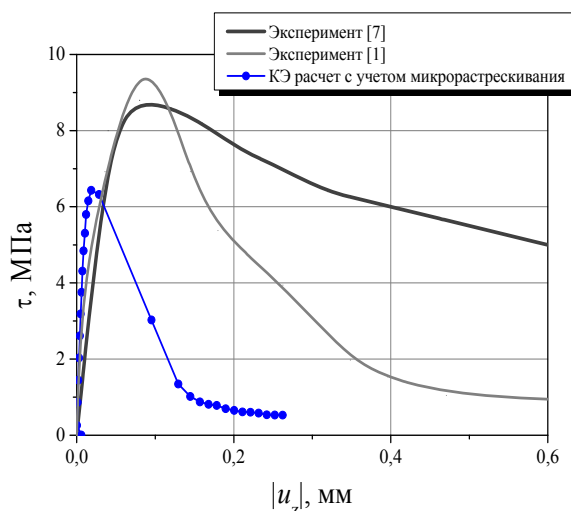


Рисунок 3.4. Зависимость касательного напряжения сцепления от смещения арматуры ($s = |u_z(z=z_{\max})|$)

Полученные результаты позволяют сформулировать следующие выводы о возможностях применения рассматриваемой модели:

- 1) использование модели деформирования бетона, учитывающей эффекты микрорастрескивания при растяжении и разрушения при сжатии, **позволяет качественно верно описать** процесс вытягивания арматуры из бетонного блока;
- 2) расчетный уровень пиковых значений касательных напряжений на диаграмме сцепления на 30% ниже экспериментально наблюдаемого, что **требует уточнения** жесткостных характеристик бетона при растрескивании, а также учета адгезионных и фрикционных сил сцепления;
- 3) при моделировании использовались лишь константы материала, получаемые при стандартных испытаниях, что, в свою очередь, делает этот метод описания данного процесса более ценным из-за отсутствия необходимости ставить дополнительные эксперименты.

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 2. Модели без учета несплошности соединения

4. Решение задачи с введением фиктивного слоя

Для учета специфики соединения бетона с арматурой был введен фиктивный нелинейно-упругий слой со свойствами, отличными от свойств бетона, задаваемыми в соответствии с диаграммой сцепления (рис. 1.3). Высота фиктивного слоя соответствовала высоте зоны контакта, а толщина равнялась диаметру арматуры.

Результаты проведенных КЭ вычислений показали качественное совпадение с результатами эксперимента, однако наблюдаются значительные количественные отличия. Результаты расчетов позволили установить наличие малонагруженного состояния основной массы бетона и локализацию изменений в распределении полей перемещений в пределах фиктивного слоя. Распределение полей касательной компоненты тензора напряжений вдоль линии контакта демонстрирует локализацию, причем зона максимальных значений смещается с ростом нагрузки снизу вверх (рис. 4.1), что соответствует постепенному включению в работу элементов, расположенных выше, за счет расслабления (перехода на ниспадающую ветвь заданной диаграммы деформирования) нижних. Получаемая диаграмма сцепления близка в допиковой и пиковой областях к полученной в разделе 3 – для модели с микрорастрескиванием. Она также значительно отличается от экспериментальной.

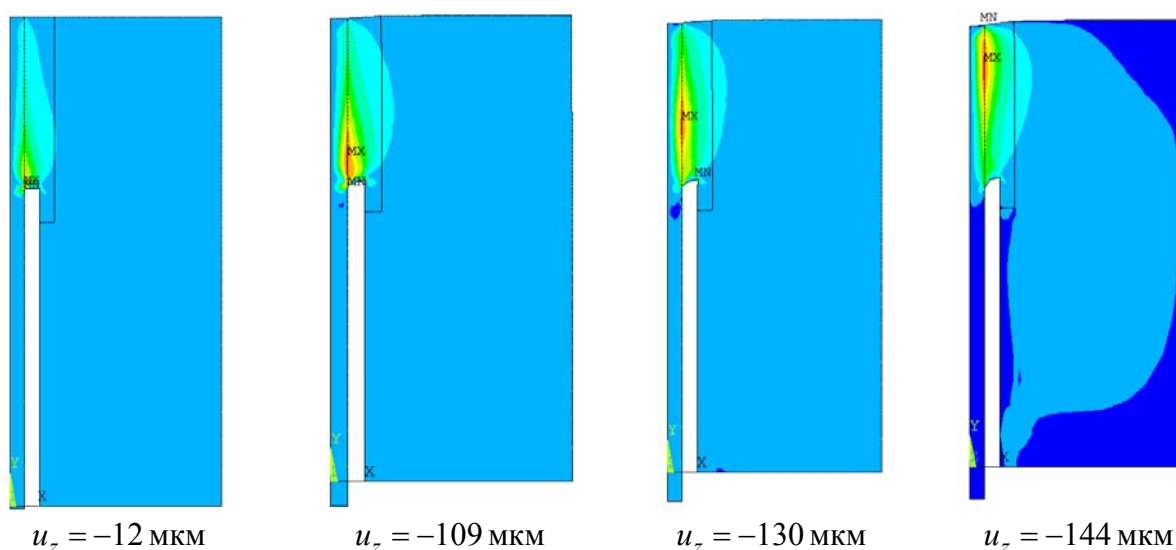


Рисунок 4.1. Эволюция полей касательных напряжений с ростом нагрузки, случай гладкой арматуры

5. Решение задачи с использованием методов механики континуальных повреждений

Использование связанных моделей механики континуальных повреждений, учитывающих взаимное влияние процессов деформирования и разрушения материала, позволяет неявно описывать наличие несплошностей путем уменьшения значений модулей упругости (и ряда других механических характеристик) в тех местах, где превзойден критический уровень деформаций или напряжений. Это эквивалентно использованию в расчетах эффективных напряжений, определяемых отношением действующих усилий не к полной площади элементарной площадки, а только к ее части без учета площади дефектов (несплошностей). Ниже рассматриваются модели упруго-поврежденного и упруго-поврежденно-пластического материала, отличие между которыми заключается в возможности одновременного учета эффектов накопления остаточных деформаций и деградации упругих свойств (рис. 5.1).

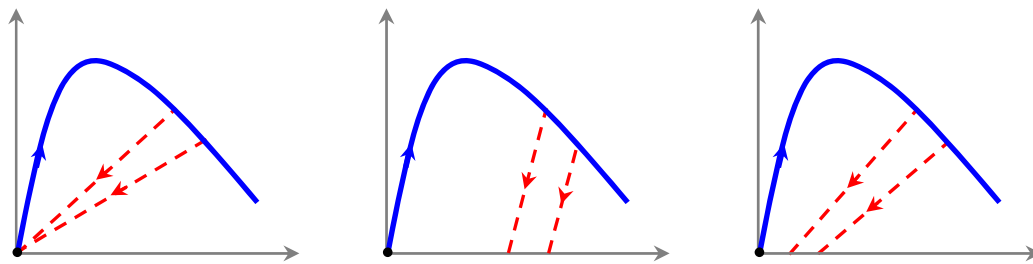


Рисунок 5.1. Схематическое представление диаграмм деформирования (с разгрузками) для: а) упруго-поврежденной, б) упруго-пластической и в) упруго-поврежденно-пластической моделей

5.1. Решение задачи с использованием модели упруго-поврежденного материала

Уравнение, описывающее связь между напряжениями и деформациями для упругого материала с учетом повреждений, имеет вид:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - D) \cdot {}^4 C_0^e \cdot \boldsymbol{\varepsilon} = {}^4 C^e \cdot \boldsymbol{\varepsilon}, \quad (5.1)$$

где D – скалярная мера повреждений ($0 \leq D \leq 1$), $\boldsymbol{\sigma}$ – тензор напряжений, $\boldsymbol{\varepsilon}$ – тензор деформаций, $\boldsymbol{\varepsilon}^p$ – тензор пластических деформаций, ${}^4 C_0^e$ – тензор начальных модулей упругости (неповрежденного материала), ${}^4 C^e = (1 - D) \cdot {}^4 C_0^e$ – тензор упругих модулей поврежденной среды. Поврежденность определяется на основе экспоненциального закона [20] для эквивалентной меры деформированного состояния $\tilde{\varepsilon}$:

$$D = \begin{cases} 0, & \tilde{\varepsilon} < k_0 \\ 1 - \frac{k_0}{\tilde{\varepsilon}} \left(1 - \alpha + \alpha e^{-\beta(\tilde{\varepsilon} - k_0)} \right), & \tilde{\varepsilon} \geq k_0 \end{cases}, \quad \tilde{\varepsilon} = \sqrt{\frac{1}{E} \boldsymbol{\varepsilon} \cdot {}^4 C \cdot \boldsymbol{\varepsilon}}. \quad (5.2)$$

Тензор эффективных напряжений (реально действующих в материале) определяется выражением:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = {}^4 C_0^{el} \cdot (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^p) = \frac{1}{1 - D} \boldsymbol{\sigma}. \quad (5.3)$$

При отсутствии повреждений ($D = 0$) тензор эффективных напряжений $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ равен напряжению Коши $\boldsymbol{\sigma}$.

В расчетах использовались следующие значения параметров, соответствующие диаграмме деформирования бетона В25: $k_0 = \varepsilon_b = 0.1472\%$, $\alpha = 0.96$, $\beta = 350$. Расчеты выполнялись с использованием КЭ программного комплекса PANTOCRATOR [14]. Для регуляризации решения на ниспадающей ветви рекомендуется использовать нелокальные меры континуальной поврежденности [21].

Эволюция полей повреждений с ростом заданных перемещений нижнего торца арматуры показана на рисунке 5.2. Наблюдается локализация поврежденности в бетоне в узком слое, прилегающем к арматуре. Распространение зоны критической поврежденности, происходящее снизу вверх, может рассматриваться как развитие несплошности. Зависимость касательных напряжений сцепления от перемещений (рис. 5.3) качественно соответствует характерным зависимостям, наблюдаемым в опытах. При использовании данных диаграммы растяжения ($k_0 = \varepsilon_b^t = 0.0123\%$) высота прогнозируемого пика в 4 раза ниже экспериментальной, однако высота пика отличается от экспериментальной менее чем на 7% при использовании данных диаграммы сжатия ($k_0 = \varepsilon_b = 0.1472\%$). Вместе с тем абсцисса пика в обоих случаях значительно меньше экспериментальной. Причиной этого является неучет пластических свойств бетона.

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 2. Модели без учета несплошности соединения

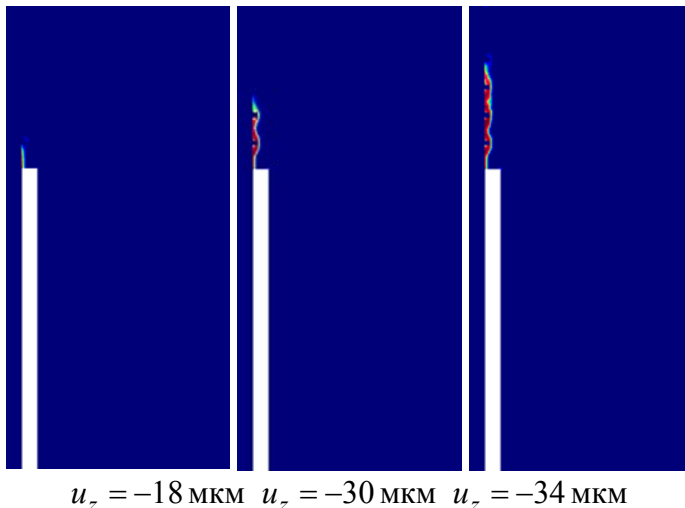


Рисунок 5.2. Эволюция полей повреждений с ростом перемещений арматуры при использовании упруго-поврежденной модели

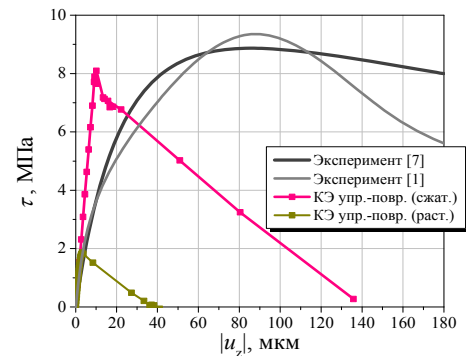


Рисунок 5.3. Зависимость касательного напряжения сцепления от смещения арматуры

5.2. Решение задачи с использованием модели упруго-поврежденно-пластического материала

Для описания неупругого поведения бетона использовалась связанная упруго-поврежденно-пластическая модель материала [22–23]. При низком уровне нагрузок модель демонстрирует линейно упругий отклик. При достижении нагрузкой пороговых значений начинается накопление повреждений в соответствии с двумя различными механизмами – трещинообразование при растяжении и раскрашивание (разрушение структуры) при сжатии. Неупругое поведение бетона с учетом деградации упругих свойств описывается путем введения скалярной меры поврежденности и тензора остаточных (пластических) деформаций, закон эволюции которого вводится по аналогии с теорией пластичности и позволяет описать на макроуровне эффекты, отражающие процесс распространения микротрещин в бетоне.

Определяющее уравнение упруго-поврежденно-пластического материала имеет вид:

$$\sigma = (1 - D) \cdot C_0^e \cdot (\epsilon - \epsilon^p) = C^e \cdot (\epsilon - \epsilon^p). \tag{5.4}$$

Тензор пластических деформаций ϵ^p определяется на основе неассоциированного закона пластического течения

$$\dot{\epsilon}^p = \begin{cases} \mathbf{0}, & F < 0 \text{ или } F = 0, \dot{F} < 0; \\ \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}, & F = 0, \dot{F} = 0; \end{cases} \tag{5.5}$$

где функция нагружения $F(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^p) \leq 0$ вводится для описания начала пластического течения и определяется выражением [12], являющимся обобщением критерия Друккера – Прагера:

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} \left(\sqrt{3\bar{J}_2} + \alpha \cdot \bar{I}_1 + \theta(\tilde{\epsilon}^p) \langle \bar{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{\max} \rangle \right) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^p) = 0, \tag{5.6}$$

где α и γ – безразмерные константы материала; $-\frac{1}{3}\bar{I}_1$ является эффективным гидростатическим давлением ($\bar{I}_1 = \mathbf{1} \cdot \bar{\sigma}$, где $\mathbf{1}$ – единичный тензор); $\sqrt{3\bar{J}_2}$ – эффективное эквивалентное напряжение по Мизесу ($\bar{J}_2 = \frac{1}{2} \text{dev} \bar{\sigma} \cdot \text{dev} \bar{\sigma}$), $\text{dev} \bar{\sigma} = \bar{\sigma} - \frac{1}{3}\bar{I}_1 \mathbf{1}$ – девиатор эффективных напряжений. Форма поверхности нагружения на девиаторной плоскости определяется параметром γ . Параметр α рассчитывается на основе кривой Купфера [24]. $\bar{\sigma}_{\max}$ – максимальное главное

собственное число $\bar{\sigma}$. Скобки Макойли $\langle \cdot \rangle$ задаются выражением $\langle x \rangle = \frac{1}{2}(|x| + x)$. Функция $\theta(\tilde{\epsilon}^p)$ определяется выражением $\theta(\tilde{\epsilon}^p) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^p)}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\epsilon}_t^p)}(1 - \alpha) - (1 + \alpha)$, где $\bar{\sigma}_c, \bar{\sigma}_t$ – эффективные пределы текучести при сжатии и растяжении, $\tilde{\epsilon}_c^p, \tilde{\epsilon}_t^p$ – эквивалентные пластические деформации при сжатии и растяжении.

Пластический потенциал G , не совпадающий в общем случае с F , задает в (5.5) направление пластического течения и определяется [12] выражением, обобщающим критерий Друкера – Прагера:

$$G = \sqrt{(R_b - m \cdot R_b^t \cdot \tan \beta)^2 + 3\bar{J}_2} + \frac{1}{3}\bar{I}_1 \cdot \tan \beta, \quad (5.7)$$

где R_b^t и R_b – пределы прочности бетона при одноосном растяжении и сжатии, β – угол дилатации, измеренный на плоскости $\frac{1}{3}\bar{I}_1 - \sqrt{3\bar{J}_2}$ при больших значениях сжимающего давления; m является параметром, определяющим скорость, с которой потенциал асимптотически стремится к прямолинейной образующей (конуса).

Для вычисления поврежденности используется соотношение $D = D(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^p)$, которое задается на основе диаграммы деформирования материала по наклонам модуля упругости при разгрузке для различных уровней напряжений (деформаций). Предполагается, что при растяжении и при сжатии механизмы накопления повреждений бетона различны (микрорастрескивание и потеря несущей способности (раскрашивание) соответственно), поэтому в КЭ расчетах использовались различные формы зависимости $D = D(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^p)$ при растяжении и сжатии.

При проведении исследований использовался КЭ программный комплекс ABAQUS [13].

Распределение полей повреждений, вызванных растяжением и сжатием, показано на рисунке 5.4. Наблюдается локализация повреждений в бетоне в виде наклонных и вертикальных полос в слое, прилегающем к арматуре. Первые являются прообразами конических трещин. Распространение зоны критической поврежденности, происходящее снизу вверх, может рассматриваться как развитие несплошности. Зависимость касательных напряжений сцепления от перемещений (рис. 5.5) качественно соответствует характерным зависимостям, наблюдаемым в опытах. Однако высота прогнозируемого пика почти в 2 раза выше экспериментально наблюдаемого.

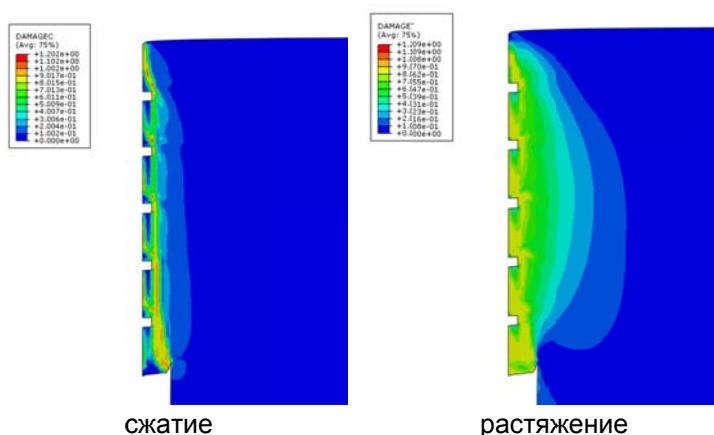


Рисунок 5.4. Распределение полей повреждений от сжатия (слева) и от растяжения (справа) при использовании упруго-поврежденно-пластической модели ($u_z = -500$ мкм)

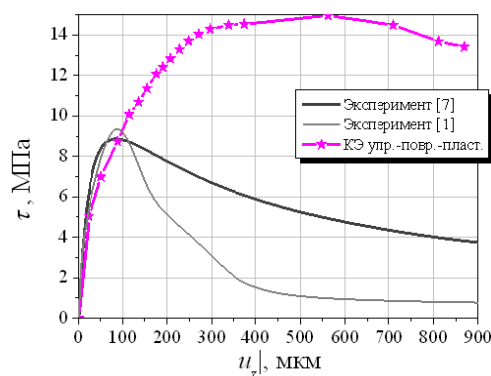


Рисунок 5.5. Зависимость касательного напряжения сцепления от смещения арматуры

Объяснением факта наилучшего совпадения с экспериментом результатов упруго-поврежденной модели в сравнении с более сложной упруго-поврежденно-пластической моделью является то, что в первом случае поврежденность (определяющая уменьшение модуля упругости и соответственно имитирующая возникновение несплошности соединения) полностью определяется всей диаграммой деформирования бетона, а во втором случае поврежденность будет меньше, поскольку она определяется частью диаграммы за вычетом пластических эффектов.

Заключение

Произведено систематическое сравнение возможностей различных подходов при конечно-элементном (КЭ) моделировании процессов разрушения связей сцепления арматуры с бетоном в задаче о вытягивании стержневой профилированной арматуры из бетонного блока. Получены (упругие и упруго-пластические) решения задачи о вытягивании профилированного арматурного стержня из бетонного блока при использовании различных подходов (без учета и с учетом несплошности в зоне сцепления) моделирования соединения арматуры с бетоном. Выполнено сравнение результатов расчета с экспериментами с использованием 7 различных классов моделей:

- 1) идеальное сцепление без учета несплошности соединения (гетерогенная среда),
- 2) с введением фиктивного слоя,
- 3) с учетом несплошности и с использованием одномерных пружинных элементов,
- 4) с применением алгоритма «выключения» элементов,
- 5) с учетом микрорастрескивания бетона,
- 6) с использованием модели упруго-поврежденного материала,
- 7) с использованием модели упруго-поврежденно-пластического материала.

Сравнение диаграмм сцепления для рассматриваемых моделей показано на рисунке 6.1.

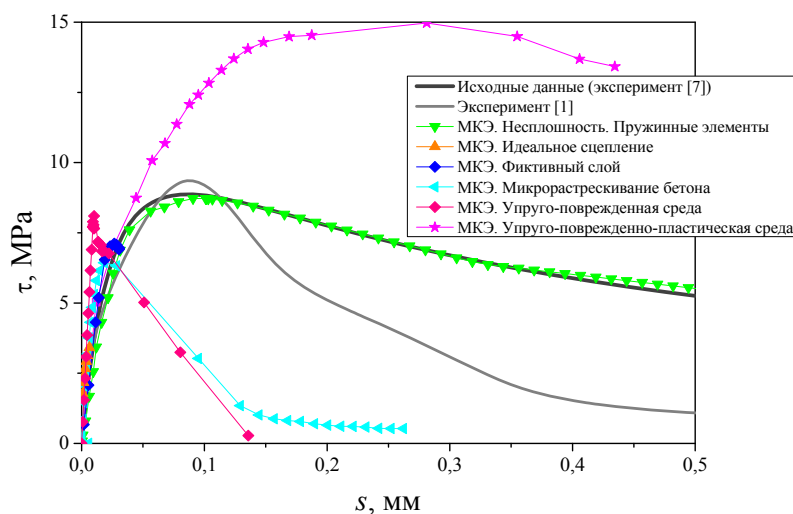


Рисунок 6.1. Зависимость касательного напряжения сцепления от смещения арматуры

Установлено, что использование гипотезы **идеального сцепления** (без учета возможности нарушения сплошности соединения, ослабления сил сцепления и изменения эффективных свойств материалов в области контакта) при упругом или упруго-пластическом решении задачи о вытягивании профилированной арматуры из бетонного блока **не позволяет корректно описать** наблюдаемые в экспериментах эффекты и зависимость сил сцепления от смещений.

Показано, что использование гипотезы **полного нарушения сплошности** вдоль линии раздела арматуры и бетона и учет сил сцепления посредством **дискретного набора нелинейных пружинных элементов** (без учета изменения эффективных свойств материалов в области контакта, без рассмотрения процессов трещинообразования, без прямого учета сил трения и адгезии) при упругом решении задачи о вытягивании профилированной арматуры из бетонного блока **позволяют корректно описать** зависимость сил сцепления от смещений.

Непосредственное использование многоосной модели деформирования бетона, учитывающей эффекты микрорастрескивания и разрушения, позволяет **качественно верно** описать диаграмму сцепления, эволюцию возникновения и развития трещин различной формы и ориентации, однако для количественного совпадения требуется дальнейшее ее усовершенствование.

Модель упруго-поврежденности позволяет достаточно точно **описать ординату пика** диаграммы сцепления, однако значение абсциссы пика оказывается заниженным в несколько раз. Модели упруго-поврежденности и упруго-поврежденно-пластичности предлагают оценку снизу и оценку сверху для диаграммы сцепления, однако демонстрируют количественные отличия в сравнении с диаграммой сцепления. Путем искусственного выбора параметров материала удается улучшить точность прогноза, однако вряд ли это можно считать решением проблемы, поскольку механизмы растрескивания бетона и потери сцепления имеют качественно различный характер, который может проявиться при изменении режима нагружения.

Резюмирующие результаты исследования по наличию предсказательной способности различных эффектов у рассматриваемых моделей представлены в таблице 6.1.

Учитывая значительный статистический разброс экспериментальных диаграмм сцепления и чувствительность ниспадающей ветви к условиям проведения экспериментов, в ряде случаев для получения первичных оценок возможно использование любой из рассматриваемых моделей в зависимости от интересующих эффектов (см. табл. 6.1), однако для получения достоверных количественных оценок необходимо использовать модели с учетом несплошности соединения.

Полученные результаты и рассмотренные методы могут быть использованы при решении актуальной для практики задачи оценки несущей способности железобетонных конструкций, содержащих макротрещины [2, 3, 7, 25 и др.].

Рассмотренные в статье модели нашли применение при расчетах реальных железобетонных конструкций [26–31]. Однако следует иметь в виду, что практическая реализация рассматриваемого подхода с учетом дискретного расположения арматуры требует привлечения значительных вычислительных ресурсов и дополнительных экспериментальных данных.

Таблица 6.1. Сравнение предсказательной способности рассматриваемых моделей

	Описание восходящей ветви	Наличие пика	Качественное описание ниспадающей ветви	Количественное описание ниспадающей ветви	Качественное описание роста трещин
Гетерогенная среда	-	-	-	-	-
Фиктивный слой	+	+	-	-	-
Пружинные элементы	+	+	+	+	-
Выключение элементов	-	-	-	-	+
Микрорас-трескивание	+	+	+	-	+
Упруго-поврежденность	+	+	+	-	-
Упруго-поврежд.-пластичность	+	+	+	-	-

Исследование выполнено при поддержке РФФИ (проект №12-08-00943). Авторы благодарят за помощь в проведении расчетов студентов ФГБОУ ВПО «СПбГПУ» Фёдорова И.В. и Лашина В.А.

Литература

1. Бенин А.В., Семёнов А.С., Семёнов С.Г., Мельников Б.Е. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения // Инженерно-строительный журнал. 2013. №5(40). С. 86–99.
2. Прокопович А.А. Сопротивление изгибу железобетонных конструкций с различными условиями сцепления продольной арматуры с бетоном. Самара: НВФ «Сенсоры. Модули. Системы», 2000. 296 с.
3. Белов В.В. Силовое сопротивление массивных бетонных и железобетонных конструкций с трещинами и швами: дис. докт. техн. наук. Санкт-Петербург, 1998. 376 с.
4. Карпенко Н.И., Судаков Г.Н. О задаче сцепления арматурного стержня с цилиндрическим образцом // Сцепление арматуры с бетоном. М.: НИИЖБ, 1971. С. 22–30.
5. Гвоздев А.А. Состояние и задачи исследования сцепления арматуры с бетоном // Бетон и железобетон. 1968. №12. С. 1–4.
6. Назаренко П.П. Контактное взаимодействие арматуры в бетоне в элементах железобетонных конструкций. Автореф. дисс. докт. тех. наук. М., 1998. 34 с.
7. Веселов А.А. Нелинейная теория сцепления арматуры с бетоном и ее приложения. Автореф. дисс. докт. тех. наук. Санкт-Петербург, 2000. 44 с.
8. Brisotto D., Bittencourt E., Bessa V. Simulating bond failure in reinforced concrete by a plasticity model // Computers and Structures. 2012. Vol. 106–107. Pp. 81–90.
9. Sharabi M.N. Numerical modeling of reinforced-concrete bond // Nuclear Engineering and Design. 1986. Vol. 91. Pp. 207–216.
10. Gribniak V., Kaklauskas G., Hung Kwan A.K., Bacinskas D., Ulbinas D. Deriving stress-strain relationships for steel fibre concrete in tension from tests of beams with ordinary reinforcement // Engineering Structures. 2012. Vol. 42. Pp. 387–395.
11. Torre-Casanova A., Jason L., Davenne L., Pinelli X. Confinement effects on the steel–concrete bond strength and pull-out failure // Engineering Fracture Mechanics. 2013. Vol. 97. Pp. 92–104.
12. ANSYS release 14. Basic analysis guide. ANSYS Inc.
13. Abaqus Analysis User's Manual, Version 6.10.
14. Семёнов А.С. PANTOCRATOR – конечно-элементный программный комплекс, ориентированный на решение нелинейных задач механики // Труды V-ой Международной конференции «Научно-технические проблемы прогнозирования надежности и долговечности конструкций и методы их решения». Санкт-Петербург, 14–17 октября 2003. СПб.: Изд-во СПбГПУ, 2003. С. 466–480.
15. RILEM/CEB/FIB. Recommendation on reinforcement steel for reinforced concrete. RC6. Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out tests. 1983. 8 p.
16. Ватин Н.И., Горшков А.С., Глумов А.В. Влияние физико-технических и геометрических характеристик штукатурных покрытий на влажностный режим однородных стен из газобетонных блоков // Инженерно-строительный журнал. 2011. №1(19). С. 28–33.
17. Мельников Б.Е., Семенов А.С., Семенов С.Г. Многомодельный анализ упругопластического деформирования материалов и конструкций. Современное состояние // Труды ЦНИИ им. акад. А.Н. Крылова. 2010. №53. С. 85–92.
18. Семенов А.С. Вычислительные методы в теории пластичности: Учебное пособие. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2008. 210 с.
19. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. М.: Стройиздат, 1981. 184 с.
20. Mazars J. A description of micro- and macro-scale damage of concrete structures // Engineering Fracture Mechanics. 1986. Vol. 25. No.5/6. Pp. 729–737.
21. Семёнов А.С. Механика нелокальных континуальных повреждений // Научно-технические ведомости СПбГПУ. 2006. №6-1(48). С. 148–159.
22. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E. A Plastic-Damage Model for Concrete // International Journal of Solids and Structures. 1989. Vol. 25. No.3. Pp. 229–326.
23. Lee J., Fenves G.L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures // Journal of Engineering Mechanics. 1998. Vol. 124. No.8. Pp. 892–900.

24. Kupfer H., Hilsdorf H.K., Rusch H. Behaviour of concrete under biaxial stress // Journal of the American Concrete Institute. 1969. Vol. 66. Pp. 656–666.
25. Meskenas A., Kaklauskas G., Daniunas A., Bacinskas D., Jakubovskis R., Gribniak S., Gelazius V. Determination of the Stress-Crack Opening Relationship of SFRC by an Inverse Analysis // Mechanics of Composite Materials. 2014. Vol. 49. No.6. Pp. 685–690.
26. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G. Modeling of fracture process in concrete reinforced structures under steel corrosion // Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering. 2010. Vol. 39. Issue 2. 2010. Pp. 168–175.
27. Бенин А.В., Семёнов А.С., Семёнов С.Г. Моделирование процесса разрушения элементов железобетонных конструкций под действием коррозии арматуры // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2010. №2. С. 126–137.
28. Бенин А.В., Семёнов А.С., Семёнов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений // Инженерно-строительный журнал. 2012. №7(33). С. 32–42.
29. Бенин А.В., Семёнов А.С., Семёнов С.Г., Фёдоров И.В. Конечно-элементное моделирование процессов неупругого деформирования и разрушения элементов железобетонных конструкций // Морские Интеллектуальные Технологии. 2011. №3. С. 105–108.
30. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G. Fracture simulation of reinforced concrete structure with account of bond degradation and concrete cracking under steel corrosion // Advances in Civil Engineering and Building Materials. London: Taylor & Francis Group, 2013. Pp. 233–237.
31. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G. Fracture analysis of reinforced concrete bridge structures with account of concrete cracking under steel corrosion // Advanced Materials Research. 2014. Vol. 831. Pp. 364–369.

*Андрей Владимирович Бенин, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)911-50-80 эл. почта: benin.andrey@mail.ru*

*Артём Семенович Семенов, Санкт-Петербург, Россия
Тел. раб.: +7(812)552-63-03; эл. почта: semenov.artem@gmail.com*

*Сергей Георгиевич Семенов, Санкт-Петербург, Россия
Тел. раб.: +7(812)552-63-03; эл. почта: ssgrus@gmail.com*

*Борис Евгеньевич Мельников, Санкт-Петербург, Россия
Тел. раб.: +7(812)552-63-03; эл. почта: kafedra@ksm.spbstu.ru*

© Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е., 2014

doi: 10.5862/MCE.45.4

The Simulation of Bond Fracture between Reinforcing Bars and concrete. Part 2. Models without taking the Bond Discontinuity into account

A.V. Benin*Petersburg State Transport University, Saint-Petersburg, Russia
+7(921)911-50-80; e-mail: benin.andrey@mail.ru***A.S. Semenov***Saint-Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia
+7(812)552-63-03; e-mail: semenov.artem@googlemail.com***S.G. Semenov***Saint-Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia
+7(812)5526303; e-mail: ssgrus@gmail.com***B.E. Melnikov***Saint-Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia
+7(812)5526303; e-mail: kafedra@ksm.spbstu.ru*

Key words

reinforced-concrete bond degradation; mathematical models; finite element simulation; pullout test; cracking; damage; failure

Abstract

In order to improve the accuracy of the strength assessment of operating reinforced concrete structures, it is rational to use the model with a discrete location of reinforcing bars with the actual characteristics of adhesion to concrete reinforcement. The problem of pulling the reinforcing bar from the concrete block is relevant for the practice, as it represents the most widespread method of experimental evaluation of characteristics of reinforced-concrete bond behavior.

Fracture of bond during the pulling of rebar from concrete is a complex multistep process, characterized with the presence of inhomogeneous and inelastic deformation, the rupture of adhesive bonds, the initiation and propagation of cracks of different shape and orientation, the presence of contact and tribological phenomena.

The nonlinear finite-element solutions of the pulling the reinforcing bar from the concrete block problem have been obtained by using various models of bond behavior and concrete cracking. The comparison between the obtained numerical results and experimental data has been presented and discussed. The first part of the article is devoted to the models taking into account the discontinuity of the connection. The second part is concerned with the models without explicitly taking into account discontinuities.

References

1. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G., Melnikov B.E. *Magazine of Civil Engineering*. 2013. No.5(40). Pp. 86–99. (rus)
2. Prokopovich A.A. *Soprotivleniye izgibu zhelezobetonnykh konstruktsiy s razlichnymi usloviyami stsepleniya prodolnoy armatury s betonom* [Bending resistance ferroconcrete structures with diverse conditions of adhesion between concrete and longitudinal reinforcement;]. Samara: NVF «Sensory. Moduli. Sistemy», 2000. 296 p. (rus)
3. Belov V.V. *Silovoye soprotivleniye massivnykh betonnykh i zhelezobetonnykh konstruktsiy s treshchinami i shvami* [Power resistance of massive concrete and ferroconcrete structures with cracks and joints]. Doctoral dissertation. Saint-Petersburg, 376 p. (rus)
4. Karpenko N.I., Sudakov G.N. *Stsepleniye armatury s betonom* [Adhesion between concrete and reinforcement]. Moscow: NIIZhB, 1971. Pp. 22–30 p. (rus)
5. Gvozdev A.A. *Beton i zhelezobeton*. 1968. No.12. Pp. 1–4. (rus)
6. Nazarenko P.P. *Kontaknoye vzaimodeystviye armatury v betone v elementakh zhelezobetonnykh konstruktsiy* [Contact interaction of reinforcement in concrete in ferroconcrete structures' elements]. Abstract of doctoral dissertation. Moscow, 1998. 34 p. (rus)

Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G., Melnikov B.E. The simulation of bond fracture between reinforcing bars and concrete. Part 2. Models without taking the bond discontinuity into account

7. Veselov A.A. *Nelineynaya teoriya stsepleniya armatury s betonom i yeye prilozheniya* [Nonlinear theory of adhesion between concrete and reinforcement and its application]. Abstract of doctoral dissertation. Moscow, 2000. 44 p. (rus)
8. Brisotto D., Bittencourt E., Bessa V. Simulating bond failure in reinforced concrete by a plasticity model. *Computers and Structures*. 2012. Vol. 106–107. Pp. 81–90.
9. Sharabi M.N. Numerical modeling of reinforced-concrete bond. *Nuclear Engineering and Design*. 1986. Vol. 91. Pp. 207–216.
10. Gribniak V., Kaklauskas G., Hung Kwan A.K., Bacinskas D., Ulbinas D. Deriving stress-strain relationships for steel fibre concrete in tension from tests of beams with ordinary reinforcement. *Engineering Structures*. 2012. Vol. 42. Pp. 387–395.
11. Torre-Casanova A., Jason L., Davenne L., Pinelli X. Confinement effects on the steel–concrete bond strength and pull-out failure. *Engineering Fracture Mechanics*. 2013. Vol. 97. Pp. 92–104.
12. ANSYS release 14. *Basic analysis guide*. ANSYS Inc.
13. *Abaqus Analysis User's Manual, Version 6.10*.
14. Semenov A.S. *Trudy V Mezhdunarodnoy konferentsii «Nauchno-tekhnicheskiye problemy prognozirovaniya nadezhnosti i dolgovechnosti konstruktiv i metody ikh resheniya»* [Proceedings of V International conference “Scientific and technical problems of predicting the reliability and durability of the structures and methods of solving them”]. Saint-Petersburg: SPbGPU, 2003. Pp. 466–480. (rus)
15. RILEM/CEB/FIB. *Recommendation on reinforcement steel for reinforced concrete. RC6. Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out tests*. 1983. 8 p.
16. Vatin N.I., Gorshkov A.S., Glumov A.V. *Magazine of Civil Engineering*. 2011. No.1(19). Pp. 28–33. (rus)
17. Melnikov B.E., Semenov A.S., Semenov S.G. *Trudy TsNII im. akad. A.N. Krylova* [Proceedings of Krylov Shipbuilding Research Institute]. 2010. No. 53. Pp. 85–92. (rus)
18. Semenov A.S. *Vychislitelnyye metody v teorii plastichnosti: Uchebnoye posobiye* [Computational methods in theory of plasticity: Tutorial]. Saint-Petersburg: Izd-vo Politekhn. un-ta, 2008. 211 p. (rus)
19. Kholmyanskiy M.M. *Kontakt armatury s betonom* [Contact between concrete and reinforcement]. Moscow: Stroyizdat, 1981. 184 p. (rus)
20. Mazars J. A description of micro- and macro-scale damage of concrete structures. *Engineering Fracture Mechanics*. 1986. Vol. 25. No.5/6. Pp. 729–737.
21. Semenov A.S. *Nauchno-tekhnicheskiye vedomosti SPbGPU*. 2006. No. 6-1(48). Pp. 148–159. (rus)
22. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E. A Plastic-Damage Model for Concrete. *International Journal of Solids and Structures*. 1989. Vol. 25. No.3. Pp. 229–326.
23. Lee J., Fenves G.L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Journal of Engineering Mechanics*. 1998. Vol. 124. No.8. Pp. 892–900.
24. Kupfer H., Hilsdorf H.K., Rusch H. Behaviour of concrete under biaxial stress. *Journal of the American Concrete Institute*. 1969. Vol. 66. Pp. 656–666.
25. Meskenas A., Kaklauskas G., Daniunas A., Bacinskas D., Jakubovskis R., Gribniak S., Gelazius V. Determination of the Stress-Crack Opening Relationship of SFRC by an Inverse Analysis. *Mechanics of Composite Materials*. 2014. Vol. 49. No.6. Pp. 685–690.
26. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G. Modeling of fracture process in concrete reinforced structures under steel corrosion. *Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering*. 2010. Vol. 39. Issue 2. Pp. 168–175.
27. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G. *Izvestiya Peterburgskogo universiteta putey soobshcheniya*. 2010. No.2. Pp. 126–137. (rus)
28. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G., Melnikov B.E. *Magazine of Civil Engineering*. 2012. No.7(33). Pp. 32–42. (rus)
29. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G., Fedorov I.V. *Morskiye Intellektualnyye Tekhnologii*. 2011. No.3. Pp. 105–108. (rus)
30. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G. Fracture simulation of reinforced concrete structure with account of bond degradation and concrete cracking under steel corrosion. *Advances in Civil Engineering and Building Materials*. London: Taylor & Francis Group, 2013. Pp. 233–237.
31. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G. Fracture analysis of reinforced concrete bridge structures with account of concrete cracking under steel corrosion. *Advanced Materials Research*. 2014. Vol. 831. Pp. 364–369.

Full text of this article in Russian: pp. 23–40

Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G., Melnikov B.E. The simulation of bond fracture between reinforcing bars and concrete. Part 2. Models without taking the bond discontinuity into account