

Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном

Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения

К.т.н., доцент 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»

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

Сцепление арматуры с бетоном является одним из основных факторов, позволяющих работать железобетону как единому монолитному телу. Снижение связей сцепления арматуры с бетоном приводит к чрезмерному раскрытию трещин, уменьшению жесткости и снижению несущей способности конструкции [1–4]. 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. Целью данной работы являлось 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. При получении соответствующей эксперименту диаграммы сцепления с учетом ниспадающей ветви учитывалось наличие несплошности на поверхности соединения, накопление повреждений и неупругое деформирование бетона. Для получения решений использовались конечно-элементные программные комплексы ANSYS [5], ABAQUS [6] и PANTOCRATOR [7], каждый из которых обладает определенной спецификой используемых моделей и методов решения рассматриваемого класса задач.

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

- 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 представлены модели 3 и 4, остальные рассмотрены во второй части статьи, которая будет опубликована в одном из следующих выпусков журнала.

1. Математические модели для описания сцепления арматуры с бетоном

1.1. Основные определения и постановка задачи

Задача о вытягивании стержневой арматуры периодического профиля из бетонного блока является одной из важнейших задач строительной механики [1, 2]. На основе решения данной задачи могут быть сделаны оценки прочности элементов железобетонных конструкций при наличии макротрещин [8]. Для корректного решения указанного класса задач необходимо использовать достоверные модели, описывающие взаимодействие арматуры с бетоном, которое характеризуется силами сцепления.

Одним из ключевых факторов, обеспечивающих совместную работу арматуры и бетона в конструкции и позволяющих работать двухкомпонентному железобетону как единому телу, является **сцепление арматуры с бетоном**. Сцепление арматуры с бетоном определяется следующими основными факторами [3]:

- 1) сопротивление бетона **смятию** и **срезу** вследствие механического зацепления, возникающего из-за искусственно созданных неровностей и выступов (рифления) на поверхности арматуры (70–75% от общего сопротивления сдвигу арматуры);
- 2) **трение**, возникающее на поверхности арматуры вследствие обжатия арматурных стержней при усадке бетона (15–20% от общего сопротивления сдвигу);
- 3) **адгезионное** и молекулярное сцепление («склеивание») арматуры с бетоном вследствие клеящей способности цементного геля (около 10% общего сопротивления сдвигу).

Каждому из трех перечисленных выше факторов соответствуют различные силы сцепления, схематически показанные на рисунке 1.1.

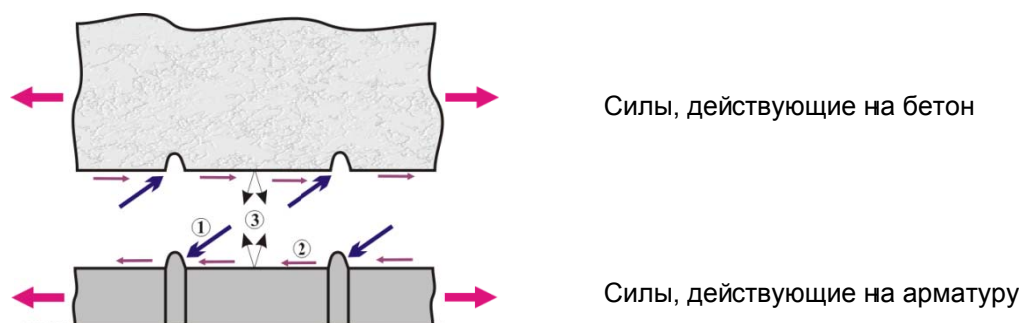


Рисунок 1.1. Схематическое представление различных силовых факторов, совокупное действие которых характеризует явление сцепления арматуры с бетоном [9]: ① – силы сопротивления смятию и срезу вследствие наличия выступов арматуры; ② – силы трения; ③ – силы адгезионного взаимодействия

Для гладкой арматуры суммарное сопротивление стержня выдергиванию примерно в 2–3 раза меньше [3], чем для стержня периодического профиля, так как механическое зацепление у стержней с гладкой поверхностью ничтожно мало.

Прочность сцепления возрастает с повышением класса бетона, уменьшением водоцементного отношения, а также с увеличением возраста бетона. Важную роль для обеспечения сцепления арматуры с бетоном играет вид и форма поверхности арматурного стержня: наибольшим сцеплением обладают круглые рифленые стержни, в то время как стержни, имеющие квадратную либо прямоугольную форму сечения, характеризуются меньшим сцеплением (в ряде случаев до 40%). Существенное влияние на величину сцепления оказывает вид напряженного состояния в области контакта арматурного стержня с бетоном. Сжимающие напряжения, вызванные внешними нагрузками и действующие в направлении, перпендикулярном арматурному стержню, существенно повышают напряжения сцепления. Влияние на сцепление оказывает также направление действия усилия в арматурном стержне (так, усилия, вдавливающие стержень в бетон (продольное сжатие), являются большими, чем усилия, выдергивающие стержень из бетона).

Проблеме сцепления арматуры с бетоном уделяется большое внимание. Для решения этой задачи в нашей стране и за рубежом проведены обширные экспериментально-теоретические исследования. Среди них работы Б.А. Бромса, Я. Гото, Ю.А. Иванченко, Н.И. Карпенко, В. Куускоски, С.М. Мирза и Ю. Хауд, П.П. Назаренко, А.А. Оатула, Ж. Рема, С.М. Скоробогатова, Г.Н. Судакова, А.В. Трофимова, М.М. Холмянского и др. В последние годы в исследованиях Н.И. Карпенко и Г.Н. Судакова сцепление арматуры и бетона и их взаимное смещение рассматривается с учетом образования так называемых кольцевых трещин, которые ранее были обнаружены Б.А. Бромсом, Я. Гото, Н.Г. Овчинниковой и другими. Г.Н. Шоршнев, Г.П. Яковленко, А.В. Трофимов решали задачу сцепления с позиций составных стержней Р.А. Ржаницина. Проблема ползучести сцепления бетона и арматуры впервые была затронута Я.Р. Шенком и получила первую теоретическую апробацию в условиях линейной ползучести в работах И.И. Улицкого, А.А. Оатула, Ю.А. Ивашенко. Анализ исследований в области сцепления арматуры

с бетоном свидетельствует о неоднозначности подходов к решению этой проблемы и об отсутствии единой теоретически обоснованной методики расчета [10].

В общем случае при выполнении КЭ расчетов железобетонных конструкций с учетом дискретного расположения арматуры требуется выбрать законы, описывающие поведение бетона, стали и связующего их соединения. Основными характеристиками при описании их нелинейных свойств являются диаграммы деформирования для бетона и стали, а также кривая **зависимости касательных напряжений сцепления от смещения арматуры относительно бетона**.

Кривая зависимости касательных напряжений сцепления от смещения арматуры относительно бетона определяется экспериментально. Существует достаточно много различных вариантов экспериментального определения прочности сцепления арматуры с бетоном [10]. Основные из них (наиболее достоверные) – это **выдергивание арматурного стержня из бетонного образца** или продавливание арматурного стержня сквозь бетонный образец. Сопротивление продавливанию больше сопротивления выдергиванию, так как при сжатии арматурного стержня поперечное сечение его увеличивается, в связи с чем возрастают силы, повышающие сопротивление сдвигу.

1.2. Физические механизмы процесса потери сцепления арматуры с бетоном

Процесс разрушения связей сцепления арматуры с бетоном при выдергивании стержня из бетонного блока представляет собой сложный многостадийный процесс, характеризующийся неупругим деформированием и возникновением и развитием трещин различной формы и ориентации. Форма кривых зависимости касательных напряжений сцепления τ от смещения арматуры относительно бетона s определяется условиями нагружения, геометрией арматуры (профилированием) и степенью проявления различных физических механизмов процессов трещинообразования в соединении бетона с арматурой. Анализ разрушенных образцов указал [11–15] на существование трещин двух характерных типов: конусообразных и продольных (радиальных, раскалывающих), а также областей полного разрушения бетона в непосредственной близости от арматуры.

Рассмотрим эволюцию процесса трещинообразования и его связь с характерными участками на диаграмме сцепления. На начальном этапе нагружения при малых смещениях сначала наблюдается практически линейная зависимость $\tau(s)$, характеризующаяся упругим деформированием бетона и стали, а также появлением и малым раскрытием конусообразных трещин, возникающих на краях профиля (рис. 1.2). Конусообразные трещины имеют начальный наклон 45° – 80° [15] по отношению к оси арматуры.

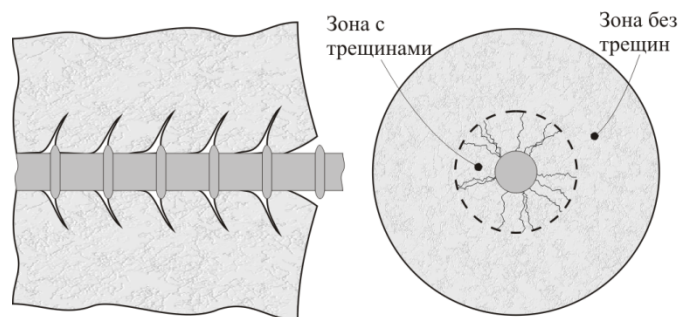


Рисунок 1.2. Конусообразные трещины, возникающие на начальной стадии нагружения [9]

При увеличении нагрузки, действующей на стержень, возникают сдвиговые трещины [13] (рис. 1.3), которые значительно уменьшают жесткость соединения и вызывают появление нелинейного участка на диаграмме сцепления. Длина данных трещин колеблется в диапазоне 2–6 высот профиля [13, 14].

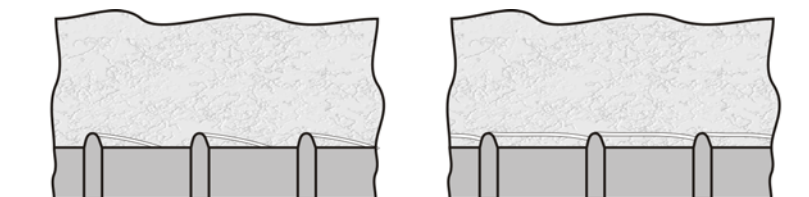


Рисунок 1.3. Сдвиговые трещины, возникающие на более поздних стадиях нагружения [9]

Ряд экспериментов показал [12, 14], что максимум на кривой сцепления достигается при значении смещения около 1.2 высоты профиля арматуры. При этом около 50% длины межпрофильного выступа бетона оказываются срезанными.

При дальнейшем увеличении смещения наблюдается постепенное уменьшение несущей способности соединения вследствие прогрессирующего среза профилем арматуры оставшихся зон неповрежденного сцепления. Трещины сдвига развиваются, возникают также новые конусообразные трещины. При достижении значений сдвига, равных шагу профиля, происходит полный срез выступов бетона, и кривая выходит на практически горизонтальную асимптоту, уровень которой определяется трением арматуры о бетон.

Экспериментальные исследования показали также, что продольные трещины (см. рис. 1.2 справа) появляются уже после возникновения конусообразных трещин [15] и их развитие в основном определяется степенью стеснения рассматриваемого фрагмента железобетонной конструкции.

1.3. Аппроксимации зависимости касательных напряжений сцепления от смещения

В литературе предложены различные аналитические зависимости касательных напряжений τ сцепления от смещения s , обобщающие результаты экспериментов. В одной из наиболее распространенных моделей СЕВ-FIP Model Code 90 сцепление определяется выражениями [16, с. 83]:

$$\tau = \begin{cases} \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha, & 0 \leq s < s_1; \\ \tau_{\max}, & s_1 \leq s < s_2; \\ \tau_{\max} + (\tau_f - \tau_{\max}) \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right), & s_2 \leq s < s_3; \\ \tau_f, & s > s_3. \end{cases} \quad (1.1)$$

Модификация (1.1), учитывающая нелинейный характер ниспадающей ветви диаграммы, определяется равенством [17, с. 1515]:

$$\tau = \begin{cases} \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_{\max}} \right)^\alpha, & s \leq s_{\max} \\ \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_{\max}} \right)^{-\alpha'}, & s > s_{\max}. \end{cases} \quad (1.2)$$

В отечественной литературе широкое распространение получил «нормальный закон», предложенный М.М. Холмянским [18]:

$$\tau = B \frac{\ln(1 + \alpha s)}{1 + \alpha s}. \quad (1.3)$$

Идентификация параметров B и α может быть произведена непосредственно на основе результатов эксперимента:

$$B = e \tau_{\max}, \quad \alpha = (e - 1) / s_{\max}. \quad (1.4)$$

Дальнейшее обобщение логарифмической зависимости (1.3) дано в работе Х. Шима, Л.Л. Чоу, Х. Окамура [19]:

$$\tau = B \frac{[\ln(1 + \alpha s)]^3}{1 + \beta s}. \quad (1.5)$$

Заслуживает внимания также простая аппроксимация [20]:

$$\tau = \tau_{\max} \frac{2s_{\max}s}{s_{\max}^2 + s^2}. \quad (1.6)$$

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения

Сравнение зависимостей (1.1)–(1.6) при выборе параметров, обеспечивающих совпадение координат максимума, представлено на рисунке 1.4 (зависимости получены для бетона В25 и арматуры диаметром 14).

Следует отметить, что приведенные зависимости требуют коррекции в соответствии с реальными условиями нагружения железобетонной конструкции. При низком уровне давления обжатия арматуры со стороны бетона, наряду с механизмом разрушения по типу выдергивания (pull-out failure), возможно развитие механизма разрушения по типу расщепления (splitting failure) [11]. Также, при наличии макротрещин в области расположения арматуры, необходима коррекция введенных зависимостей. В работах [12, 16] указывается, что подобные коррекции необходимы для областей, удаленных от трещины менее чем на 5 диаметров арматуры.

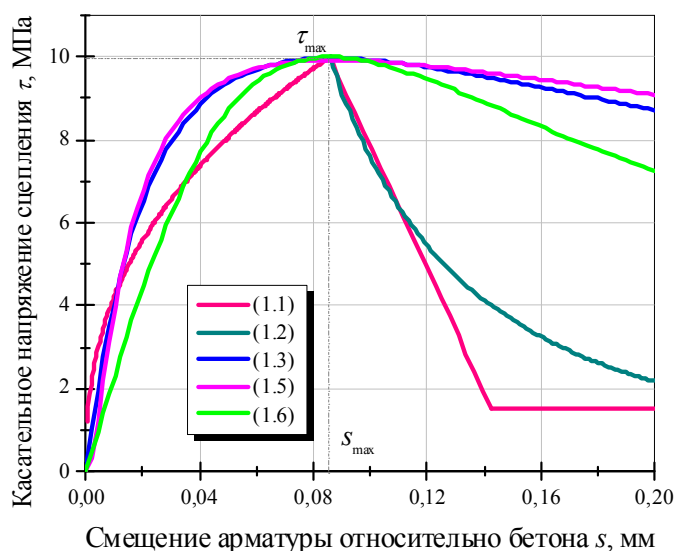


Рисунок 1.4. Результаты сравнительного анализа зависимостей касательных напряжений сцепления от смещения арматуры относительно бетона для различных законов (1.1)–(1.6) при выборе параметров, обеспечивающих совпадение координат максимума

Представленный обзор вариантов аналитических зависимостей касательных напряжений сцепления от смещения демонстрирует значительный разброс результатов как в случае определения констант на основе оригинальных рекомендаций, так и при идентификации по единым значениям координат максимума. Это указывает на необходимость проведения дальнейших исследований проблемы прочности сцепления соединения бетон–арматура, а также на актуальность использования в расчетах железобетонных конструкций экспериментальных данных по кривым сцепления, соответствующим конкретным условиям.

2. Объект исследования и его конечно-элементные модели

Краевая задача о вытягивании стержневой профилированной арматуры из бетонного блока допускает различные подходы к решению, отличающиеся способом учета явления сцепления. Отличия возникают в способе описания несплошностей, возникающих 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 ниже конечно-элементных моделей. Специфические данные, отражающие особенности модели, рассматриваются в соответствующих разделах.

Рассматривается 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 [21] (рис. 2.1).

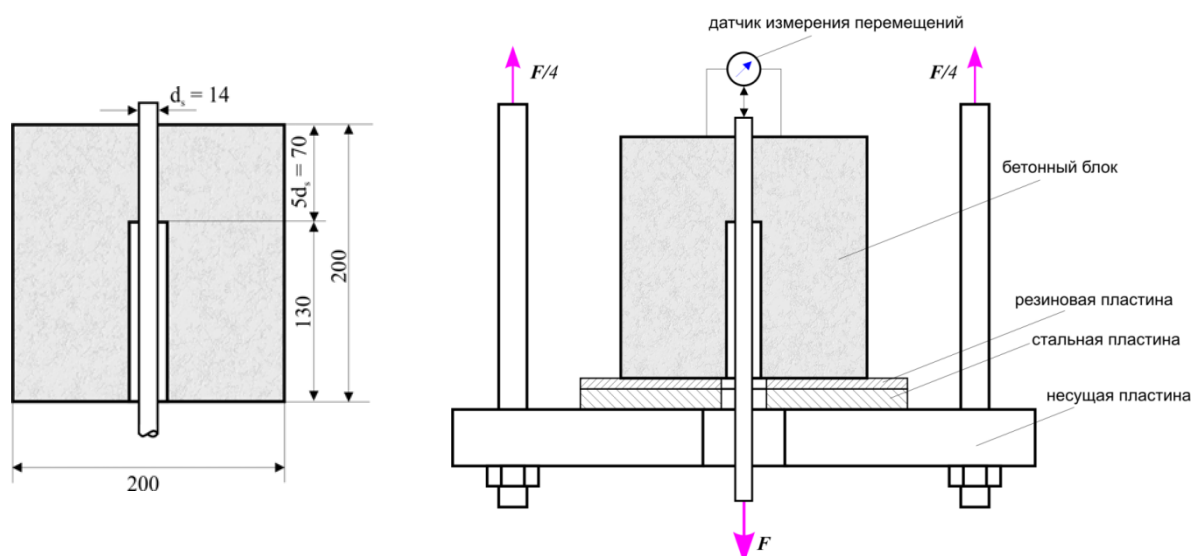


Рисунок 2.1. Геометрия и условия нагружения образца-куба для экспериментального определения прочности сцепления арматуры с бетоном в соответствии с требованиями RILEM/CEB/FIB [21]

В расчетах при анализе напряженно-деформированного состояния использовались осесимметричные и трехмерные КЭ модели (см. рис. 2.2).

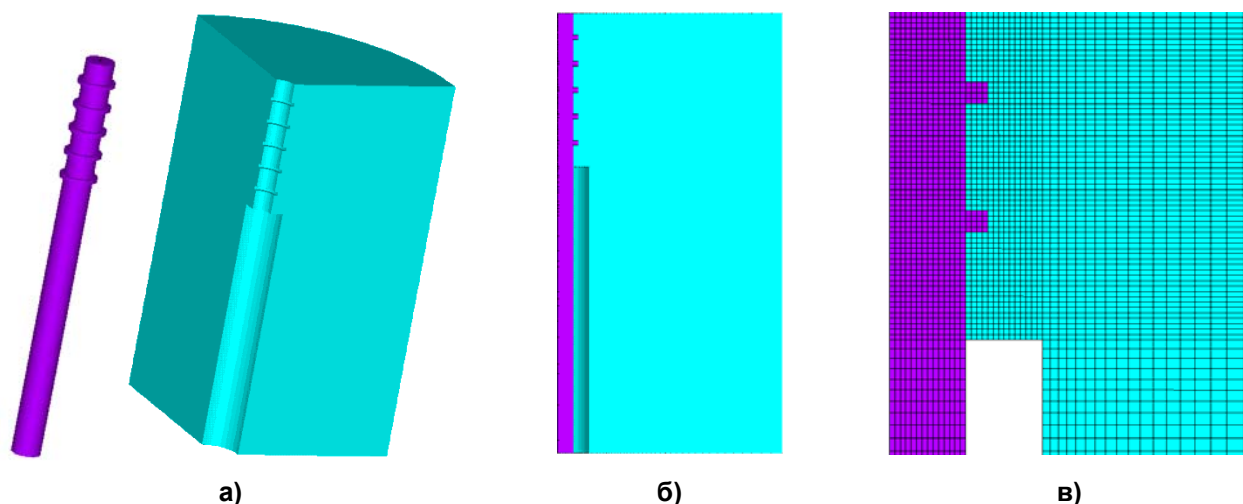


Рисунок 2.2. Твёрдотельная модель в задаче о вытягивании арматуры из бетонного блока: а) трёхмерная модель с рассовмещенным представлением арматуры и бетонной матрицы; б) ее осевое сечение; в) фрагмент сетки осесимметричной КЭ модели

Используемые в расчетах значения основных констант, определяющих механические свойства материалов, приведены в таблице 2.1.

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 [22].

Таблица 2.1. 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	-
Деформация пика на диаграмме сжатия	ε_b	-	0.1472%	-
Деформация пика на диаграмме растяжения	ε_b^t	-	0.0123%	-
Параметр критерия Друккера–Прагера	γ	-	0.845	-

3. Экспериментальные исследования по определению сил сцепления арматуры с бетоном

Как отмечалось в разделе 1.3 настоящей статьи и в монографии [4], существует значительное расхождение между диаграммами сцепления арматуры с бетоном, полученными по европейским нормам Model Code 90 и по «нормальному закону» М.М. Холмянского. Поэтому с целью уточнения зависимости «касательные напряжения сцепления – проскальзывание арматуры» в Механической лаборатории им. проф. Н.А. Белелюбского ПГУПС были проведены экспериментальные исследования по определению сил сцепления арматуры с бетоном. Так как отечественных норм на данный вид испытаний нет, для определения сцепления арматуры с бетоном использовалась методика, основанная на рекомендациях RILEM/CEB/FIB [21] – pull-out test (рис. 2.1).

Для испытаний было изготовлено 6 образцов-кубов из бетона класса В25 с ребром 200 мм с заделанной в них на глубину 70 мм арматурой диаметром 14 мм. Испытания проводились на испытательной машине AG-300kN производства компании Shimadzu, для контроля перемещений использовалась многоканальная система индуктивных датчиков с дискретностью отсчетов 0,001 мм (рис. 3.1).

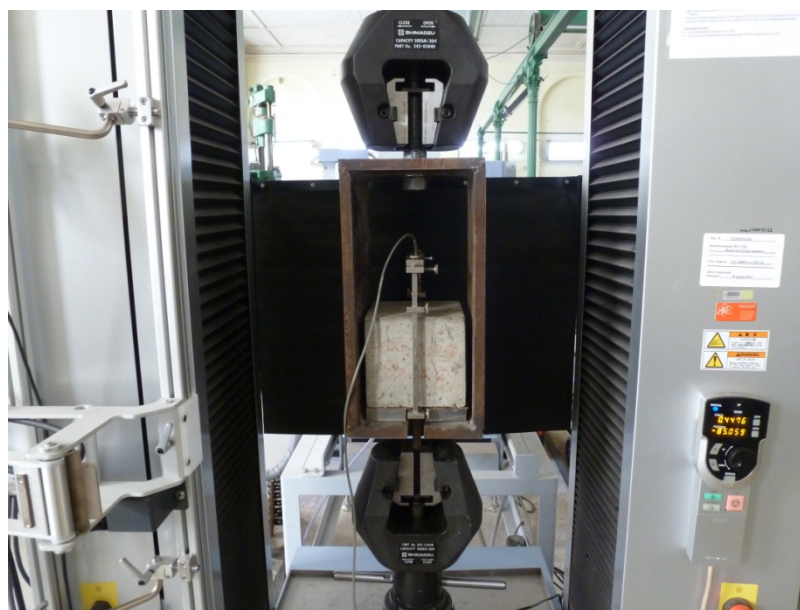


Рисунок 3.1. Экспериментальные исследования сил сцепления арматуры с бетоном

В результате испытаний были получены диаграммы «сила выдергивания – проскальзывание арматуры» (рис. 3.2). При сравнении полученных диаграмм с вариантами европейских норм Model Code 90 и «нормальным законом» М.М. Холмянского установлено, что экспериментальный график оказался ближе к диаграмме, построенной по европейскому закону [4].

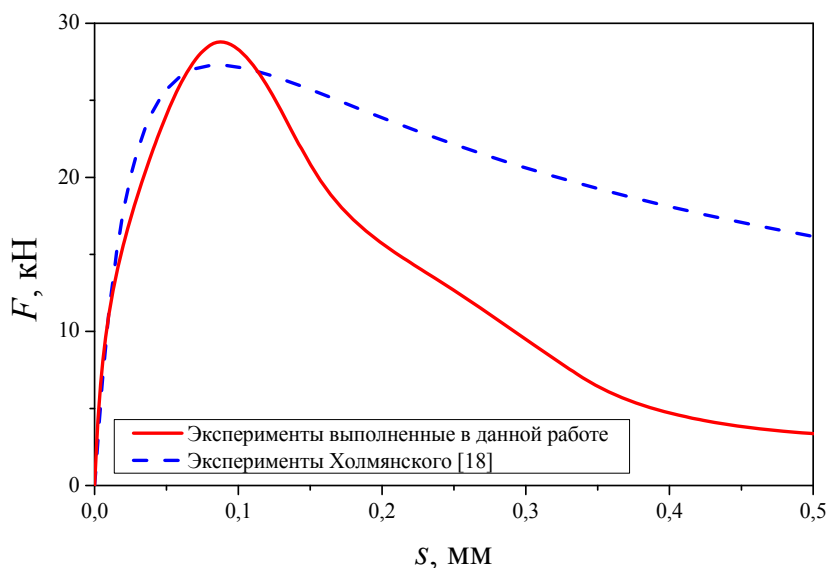


Рисунок 3.2. Экспериментально полученные диаграммы сцепления

4. Решение задачи с учетом несплошности и с использованием одномерных пружинных элементов

Наиболее простые способы описания процессов деформирования и разрушения при решении задачи о выдергивании арматурного стержня из бетонного блока основаны на использовании гипотезы сплошности и применении традиционных подходов конечно-элементного анализа гетерогенных сред и рассмотрены во второй части настоящей статьи. Однако нарушение сплошности и твердотельное смещение арматуры по отношению к бетону наблюдаются в экспериментах и являются принципиальными при описании процессов разрушения связей сцепления. Поэтому методы, явно учитывающие несплошность соединения, являются наиболее перспективными.

В данном разделе рассматривается решение, допускающее явное возникновение **несплошностей** (разрывов полей перемещений) на границе соединения бетона с арматурой. Однако для описания свойств соединения используется инженерный прием, подменяющий рассмотрение реальных процессов разрушения в области соединения на задание дополнительных эффективных нелинейных дискретных жесткостей. При моделировании процесса проскальзывания арматуры относительно бетона использовался ряд нелинейных **пружин**, соединяющих соседние узлы КЭ сетки бетона и арматуры [4]. Эффективные жесткости данных пружин находятся на основе диаграммы сцепления. Задача решалась в осесимметричной постановке.

Для моделирования нелинейных пружин в ANSYS использовался элемент COMBIN39. Величина начального зазора между арматурой и бетоном задавалась равной нулю. Если принять гипотезу о равенстве жесткостных характеристик всех пружин, то переменные (секущие) жесткости $C(s)$ в зависимости от смещения s для каждой пружины вычисляются исходя из равенства:

$$C(s) = \frac{\tau(s)\pi dh}{Ns}, \quad (4.1)$$

где $\tau(s)$ – касательное напряжение сцепления (определяется на основе экспериментально полученной диаграммы сцепления); d – диаметр арматуры (14 мм); h – длина линии контакта арматуры и бетона ($h = 5d$); N – количество пружинных элементов. В расчетах в качестве иллюстрации использовалась зависимость касательных напряжений сцепления от смещения в соответствии с уравнением М.М. Холмянского (1.3). Очевидно, что используемый подход не ограничен только диаграммами (1.3) и предлагаемый метод применим для любых видов Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения

экспериментальных диаграмм сцепления, обеспечивая высокую точность решения в пределах условий нагружения, близких к базовому опыту.

Сила реакции отдельной пружины при смещении недеформированной арматуры s определяется равенствами:

$$F_{\text{пруж}}(s) = \frac{F(s)}{N} = \frac{\tau(s)\pi dh}{N} = C(s)s. \quad (4.2)$$

В расчетах задавались параметры пружин на основе кусочно-линейной аппроксимации зависимости (4.2), включающей 6 участков (см. табл. 4.1).

Таблица. 4.1. Параметры диаграммы растяжения пружинного элемента

Удлинение пружины s , $\mu\text{м}$	0	40	80	120	320	800	1200
Сила реакции в пружине $F_{\text{пруж}}$, Н	0	307.72	338.49	330.80	246.18	153.86	115.40

Задача решалась в физически нелинейной и геометрически линейной постановке в условиях квазистатического нагружения. При проведении нелинейных расчетов использовались пошаговые методы, основанные на инкрементально-итерационных процедурах метода Ньютона-Рафсона. Величина начального шага выбиралась равной 1/100 от максимальной нагрузки. Для получения ниспадающих участков диаграмм использовался arc-length метод со значениями максимального множителя 10 и минимального 0.1.

КЭ расчеты проводились при двух способах нагружения: **мягком** (задание растягивающего однородного давления на нижнем торце арматуры) и **жестком** (задание вертикальных перемещений, направленных вниз, на нижнем торце арматуры). Нижний край бетонного блока был зафиксирован в вертикальном направлении. Остальные стороны оставались свободными.

4.1. Результаты решения задачи при мягком нагружении

На нижнем торце арматуры задавалась постоянная по сечению, направленная вертикально вниз компонента тензора напряжений:

$$\sigma_z = F \frac{1}{\pi d^2 / 4} = \tau \frac{4h}{d}. \quad (4.3)$$

Результаты решения задачи о вытягивании арматуры из бетонного блока при наличии нелинейных пружинных элементов представлены на рисунке 4.1.

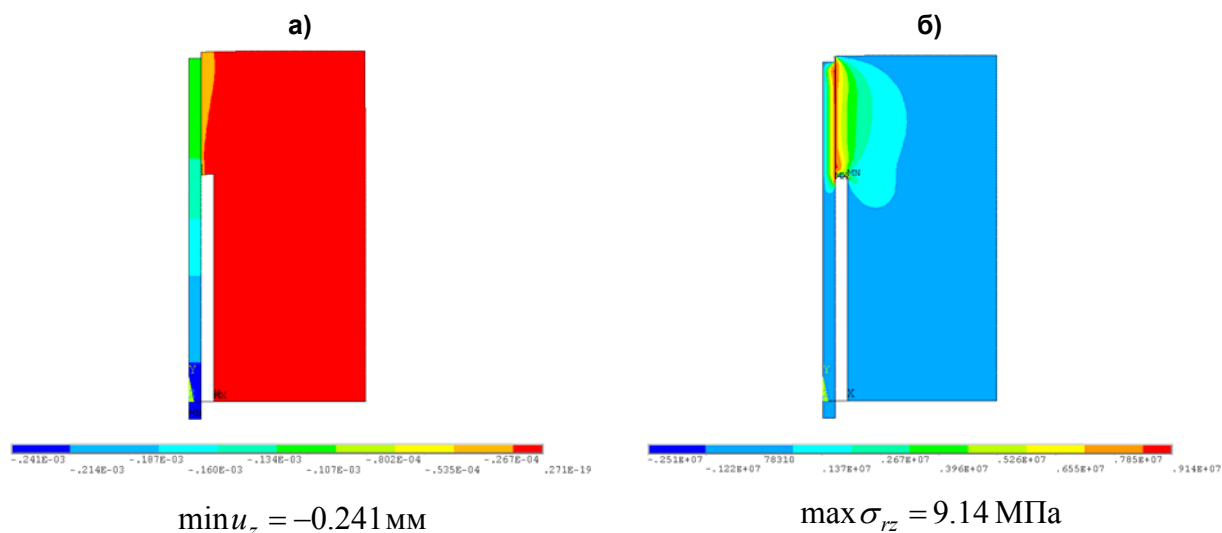


Рисунок 4.1. Распределение полей вертикальных перемещений u_z (а) и касательных напряжений σ_{tz} (б) в задаче о вытягивании арматуры из бетонного блока при учете скольжения посредством введения разрыва вдоль линии контакта бетона и арматуры и наличии между ними множественных пружинных связей для случая мягкого нагружения ($\sigma_z = 182 \text{ МПа}$)

Распределения полей перемещений и напряжений показаны для момента времени, соответствующего пиковой нагрузке. При введении несплошности вдоль линии контакта арматуры и бетона наблюдается разрыв в распределении полей вертикальных перемещений u_z (см. рис. 4.1а). Это приводит к малонагруженному напряженному состоянию основной массы бетона и локализации касательных напряжений σ_{rz} вдоль линии контакта (рис. 4.1б). Следует отметить, что максимальный уровень σ_{rz} соответствует максимуму на диаграмме сцепления.

4.2. Результаты решения задачи при жестком нагружении

На нижнем торце арматуры задавалось постоянное по сечению перемещение $u_z = -1.2$ мм. Результаты решения задачи о вытягивании арматуры из бетонного блока при наличии нелинейных пружинных элементов представлены на рисунке 4.2 для момента времени, соответствующего пиковой нагрузке. Наблюдаются разрыв в вертикальных перемещениях u_z (рис. 4.2а) и локализация касательных напряжений σ_{rz} вдоль линии контакта (рис. 4.2б). Следует отметить, что полученные результаты при жестком нагружении близки по характеру распределения и экстремальным значениям полей к рассмотренным при мягком нагружении (ср. рис. 4.1 и 4.2).

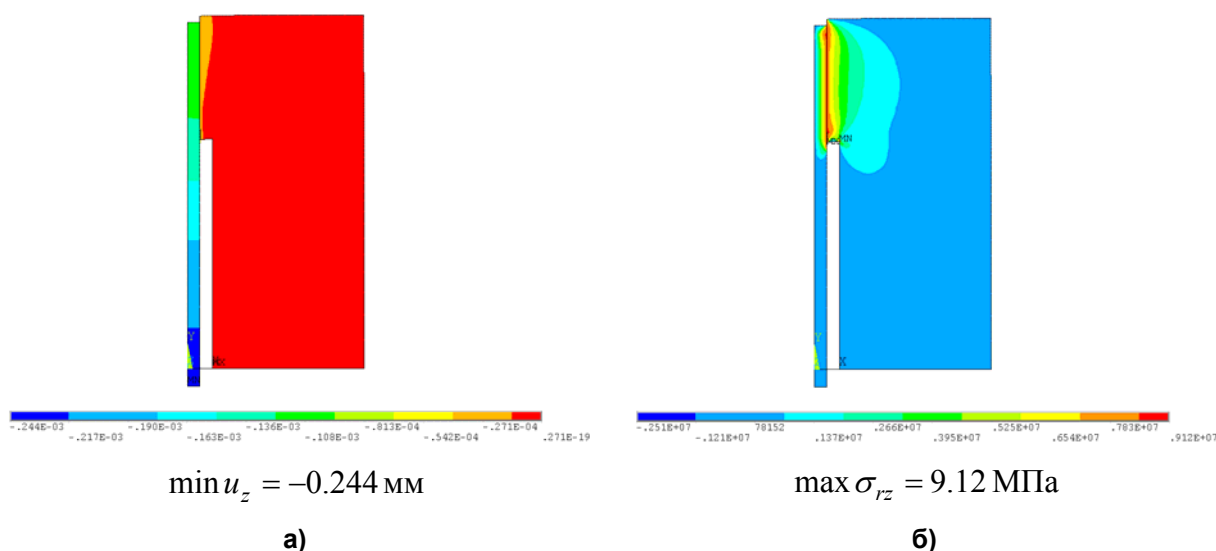


Рисунок 4.2. Распределение полей вертикальных перемещений u_z (а) и касательных напряжений σ_{rz} (б) в задаче о вытягивании арматуры из бетонного блока при учете скольжения посредством введения разрыва вдоль линии контакта бетона и арматуры и наличии между ними множественных пружинных связей для момента пиковой нагрузки при жестком нагружении

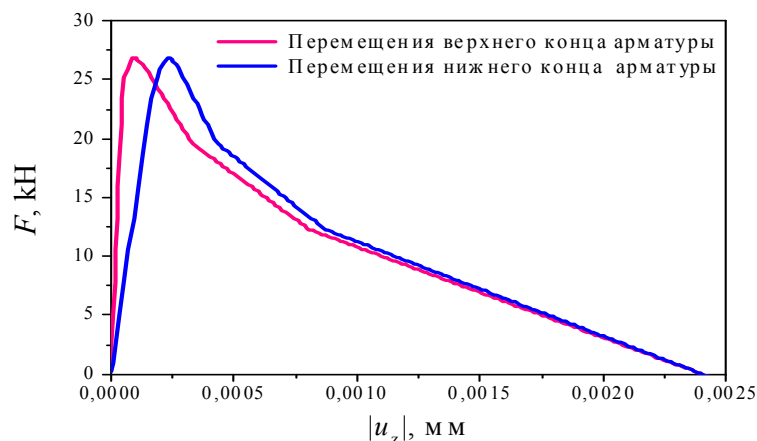


Рисунок 4.3. Сравнение зависимостей силы выдергивания от перемещений верхнего (синяя линия) и нижнего (красная линия) торцов арматуры

На рисунке 4.3 представлено сравнение зависимостей силы реакции от перемещений верхнего и нижнего края арматуры. Наблюдается их существенное расхождение, указывающее на недопустимость рассмотрения в данной задаче арматуры как абсолютно твердого тела, несмотря на то, что жесткость стали на порядок больше жесткости бетона.

На рисунке 4.4 представлено сравнение расчетных зависимостей сил выдергивания от перемещения верхнего торца арматуры при мягком и жестком нагружениях с данными эксперимента. Наблюдается хорошее совпадение всех трех зависимостей. Незначительное расхождение результатов присутствует лишь вблизи пика графика. Причиной расхождения являются численные погрешности при проведении расчетов, связанные с недостаточной малостью шага приращения нагрузки, требованию к которому существенно возрастают при решении задач с немонотонной нелинейностью, обусловленной наличием ниспадающей ветви. Значения смещений, соответствующих максимумам графиков, представлены в таблице 4.2.

Таблица 4.2. Перемещения верхнего конца арматуры, соответствующие пику нагрузки

	Эксперимент (исходные данные)	Мягкое нагружение (силой)	Жесткое нагружение (перемещение торца)
$ u_z $, мм	0.095	0.101	0.105

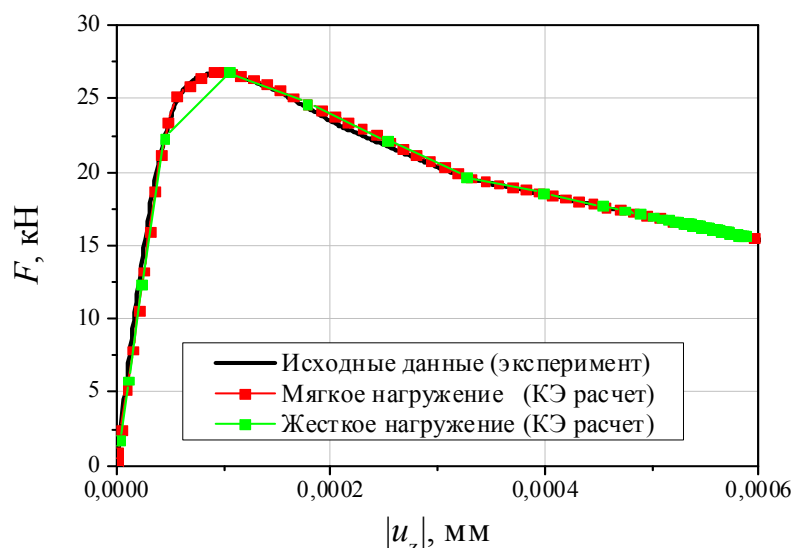


Рисунок 4.4. Сравнение расчетных зависимостей сил выдергивания от перемещения верхнего торца арматуры для различных вариантов нагружения с экспериментом

Соответствующие приведенным на рисунке 4.4 зависимости силы выдергивания F от перемещений на нижнем конце u_z могут быть получены путем масштабирования оси ординат диаграммы сцепления (зависимости касательных напряжений сцепления $\tau = F / \pi d h$ от смещения арматуры относительно бетона).

Полученные результаты позволяют сформулировать следующие выводы о возможностях применения моделей с учетом несплошности соединения и с использованием одномерных пружинных элементов.

1. 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 **позволяет корректно описать** зависимость сил сцепления от смещений.
2. Выбор эффективных жесткостей нелинейных пружин в соответствии с экспериментально наблюдаемой диаграммой сцепления **обеспечивает** получение в конечно-элементных расчетах адекватных диаграмм сцепления.

3. Корректность используемого инженерного подхода для моделирования процессов нарушения связей сцепления для задач, отличных (по условиям нагружения или геометрии) от одноосного выдергивания арматуры из симметричного бетонного блока, следует проверять для каждого нового класса задач.
4. Задание мягкого или жесткого нагружения не оказывает влияния на вид диаграммы сцепления.

5. Решение задачи с применением алгоритма «выключения» элементов

Одним из простейших, но достаточно грубых способов введения в рассмотрение несплошности является последовательное исключение из модели конечных элементов, в которых нарушены ограничения по прочности. Данный подход чувствителен к степени дискретизации модели и требует использования более мелких КЭ сеток. Для автоматического моделирования роста трещин (зон повреждений) в рамках пакета ANSYS была написана процедура «выключения» конечных элементов на языке APDL (параметрический язык разработчика ANSYS).

Задача решалась в осесимметричной постановке. Результаты проведенных расчетов показали, что использование силовых критериев разрушения типа $\sigma_1 = R_b^t$ и/или $\sigma_3 = R_b$ не позволяет обнаружить локализацию областей выключенных элементов, соответствующую экспериментально наблюдаемым системам трещин. Применение деформационных критериев разрушения типа $\varepsilon_1 = \varepsilon_b^t$ и/или $\varepsilon_3 = \varepsilon_b$ позволяет получать области выключенных элементов, местоположение которых локализовано и соответствует коническим и радиальным трещинам (рис. 5.1). При использовании упругопластической модели с критерием Друкера–Прагера развитие конических трещинообразных дефектов проявляется наиболее отчетливо в сравнении с упругим решением (ср. рис. 5.1б и а). Однако получаемые диаграммы сцепления в обоих случаях значительно отличаются от экспериментально наблюдаемой.

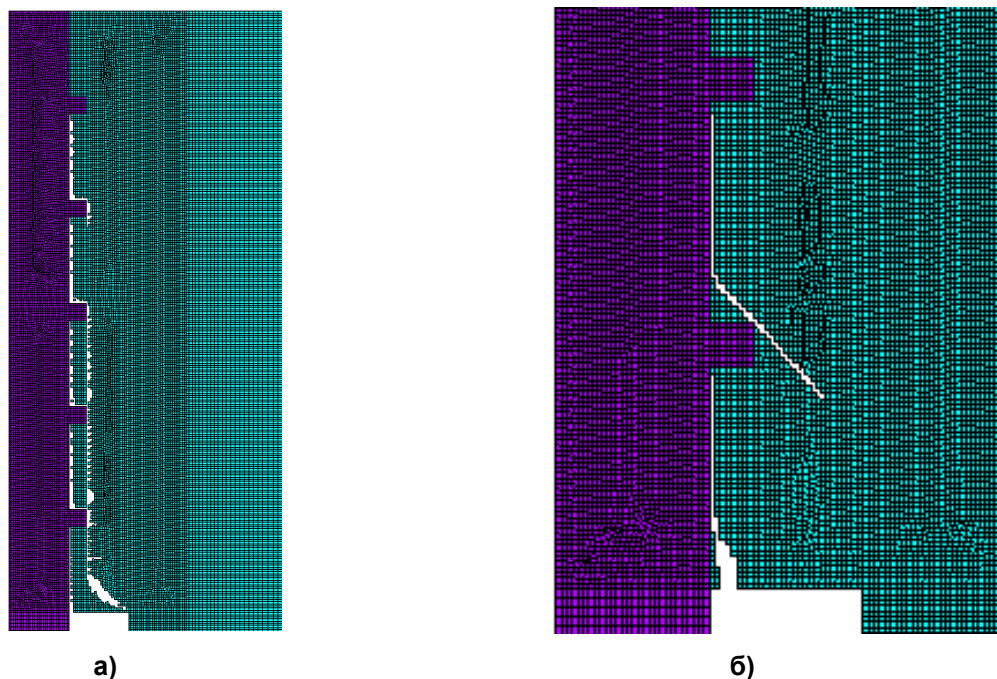


Рисунок 5.1. Конфигурации трещинообразных дефектов, полученные путем «выключения» элементов на основе использования деформационного критерия:
а) упругое решение; б) упругопластическое решение

Следует отметить, что данный класс моделей идейно близок к моделям механики континуальных повреждений (рассматриваемых во второй части статьи), при использовании которых скачкообразное изменение модуля упругости (от значения для неповрежденного бетона до нуля – для воздуха) заменяется непрерывным изменением.

Заключение

Выполнены экспериментальные исследования и произведено сравнение их результатов с результатами расчета с использованием различных моделей разрушения связей сцепления арматуры с бетоном в задаче о вытягивании стержневой профилированной арматуры из бетонного блока. Результаты сравнительного анализа диаграмм сцепления показаны на рисунке 6.1 для рассмотренных в первой и второй частях статьи моделей:

- 1) с учетом несплошности и с использованием одномерных пружинных элементов;
- 2) с применением алгоритма «выключения» элементов;
- 3) идеального сцепления без учета несплошности соединения;
- 4) с введением фиктивного слоя;
- 5) с учетом микрорастрескивания в бетоне;
- 6) с использованием модели упруго-поврежденного материала;
- 7) с использованием модели упруго-поврежденно-пластического материала.

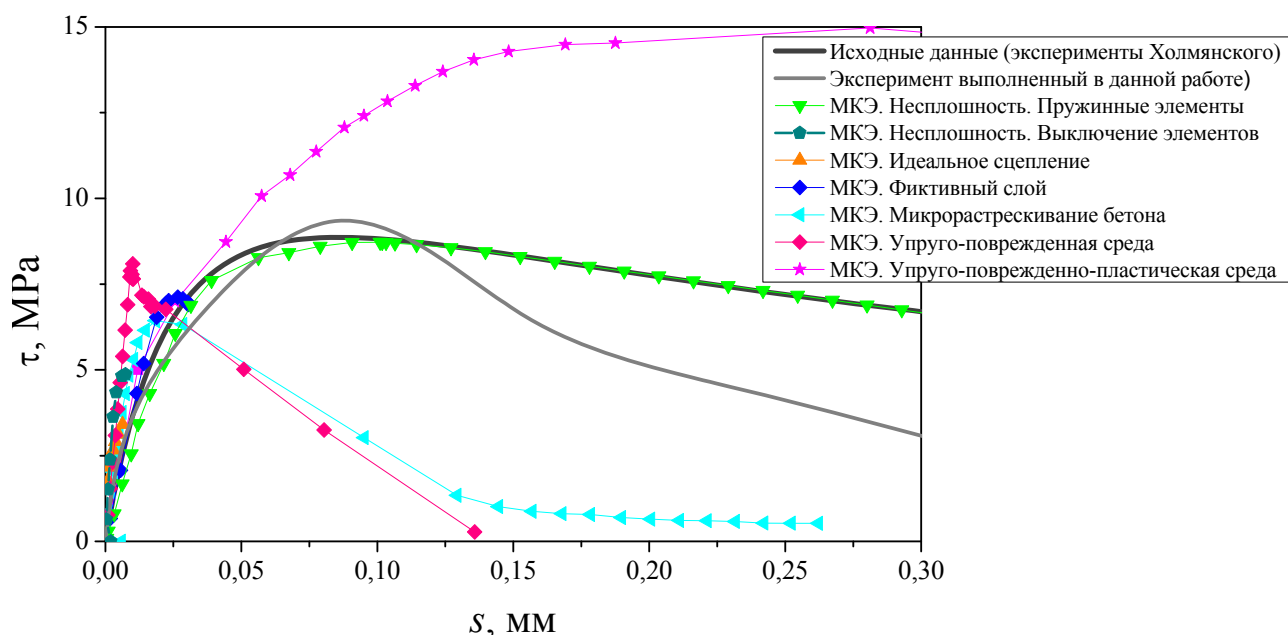


Рисунок 6.1. Зависимость касательного напряжения сцепления от смещения арматуры

Представленные результаты расчетов демонстрируют большой разброс. В ряде случаев наблюдается лишь качественное совпадение с результатами экспериментов. Заметные количественные отличия объясняются использованием в расчетах нелинейных характеристик бетона без специального учета специфики самого соединения (адгезионных и фрикционных сил сцепления).

Результаты проведенных вычислительных экспериментов показали, 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.

Примеры применения на практике рассмотренных в первой и во второй частях статьи моделей при расчетах реальных железобетонных сооружений и конструкций, в том числе с учетом дополнительного воздействия, возникающего от коррозии арматуры, представлены в работах [23–26].

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. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1984. 728 с.
2. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
3. Попов Н.Н., Чарыев М. Железобетонные и каменные конструкции. М.: Высшая школа, 1996. 255 с.
4. Бенин А.В. Деформирование и разрушение железобетона: аналитические, численные и экспериментальные исследования. СПб.: ПГУПС, 2006. 127 с.
5. ANSYS release 14. Basic analysis guide. ANSYS Inc.
6. Abaqus Analysis User's Manual, Version 6.10.
7. Семёнов А.С. PANTOCRATOR – конечно-элементный программный комплекс, ориентированный на решение нелинейных задач механики // Труды V 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.
8. Белов В.В. Сопротивление массивных бетонных и железобетонных конструкций с трещинами и швами: дис. ... докт. техн. наук. СПб., 1998. 376 с.
9. Alvarez M. Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton. Zürich: Promotionarbeit. 1998. 192 p.
10. Веселов А.А. Нелинейная теория сцепления арматуры с бетоном и ее приложения: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. СПб., 2000. 320 с.
11. Eligehausen R. Lap splices of straight reinforcing bars (Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden) // Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 1979. No.301. 188 p.
12. Eligehausen R., Popov E.P., Bertero V.V. Local Bond Stress-Slip Relationship of Deformed Bars under Generalized Excitations // EERC Report 83-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 1983. 169 p.
13. Rehm G. Ueber die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton // Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. 1961. No.138. 59 p.
14. Mayer U. Zum Einfluß der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen. Stuttgart: Promotionarbeit, 2001. 239 p.
15. Goto Y. Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars // Journal of the American Concrete Institute. 1971. Vol. 68. No.4. Pp. 244–251.
16. CEB-FIP Model Code 1990. Design Code // Comite Euro-International du Beton. 1991. 437 p.
17. Cruz J.S., Barros J. Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete // Computers and Structures. 2004. No.82. Pp.1513–1521.
18. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. М.: Стройиздат, 1981. 184 с.
19. Shima H., Chou L.-L., Okamura H. Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete // Journal of the Faculty of Engineering: University of Tokyo. 1987. Vol. XXXIX. No. 2. Pp. 133–194.
20. Balázs G.L. Connecting Reinforcement to Concrete by Bond // Beton- und Stahlbetonbau. 2007. No.102. Pp. 46–50.
21. RILEM/CEB/FIB. Recommendation on reinforcement steel for reinforced concrete. RC6. Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out tests. 1983. 8 p.
22. 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.
23. 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.
24. Бенин А.В. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения элементов железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2011. №5. С. 16–20.
25. 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. С. 32–42.
26. 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.

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

© Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е., 2013

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения

doi: 10.5862/MCE.40.10

Simulation of degradation of bond between reinforcing bar and concrete. Part 1. Models with account of the discontinuity

A.V. Benin,*Petersburg State Transport University, Saint Petersburg, Russia***A.S. Semenov;****S.G. Semenov;****B.E. Melnikov,***Saint Petersburg State Polytechnical University, Saint Petersburg, Russia*+7(812)552-63-03; e-mail: semenov.artem@gmail.com

Key words

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

Abstract

The problem of pulling the reinforcing bar from the concrete block is urgent for the practice, as it represents the most widespread method of experimental evaluation of characteristics of reinforced-concrete bond behavior, which are necessary for an estimation of the strength and durability of reinforced concrete structures.

Fracture process of bonds at pulling the rebar from the concrete is a complex multistep process, accompanied by the presence of inhomogeneous and inelastic deformation, a 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 problem of pulling the reinforcing bar from the concrete block have been obtained with using various models of bond behavior and concrete cracking. The comparison of obtained numerical results with 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, while the second part is concerned with the models without explicitly taking into account of discontinuities.

References

1. Baykov V.N., Sigalov E.E. *Zhelezobetonnyye konstruksii* [Ferroconcrete structures]. Moscow: Stroyizdat, 1984. 728 p. (rus)
2. Karpenko N.I. *Obshchiye modeli mekhaniki zhelezobetona* [General models of mechanics of reinforced concrete]. Moscow: Stroyizdat, 1996. 416 p. (rus)
3. Popov N.N., Charyev M. *Zhelezobetonnyye i kamennyye konstruksii* [Ferroconcrete and stone structures]. Moscow: Vysshaya shkola, 1996. 255 p. (rus)
4. Benin A.V. *Deformirovaniye i razrusheniye zhelezobetona: analiticheskiye, chislennyye i eksperimentalnyye issledovaniya* [Distortion and destruction of reinforced concrete: analytic, numerical and experimental research]. Saint-Petersburg: PGUPS, 2006. 127 p. (rus)
5. *ANSYS release 14. Basic analysis guide*. ANSYS Inc.
6. *Abaqus Analysis User's Manual, Version 6.10*.
7. Semenov A.S. *Trudy V Mezhdunarodnoy konferentsii «Nauchno-tekhnicheskiye problemy prognozirovaniya nadezhnosti i dolgovechnosti konstruksiy i metody ikh resheniya»* [Proceedings of V International conference "Scientific and technical problems of forecasting of reliability and durability of structures and methods of its solving"]. Saint-Petersburg, 14–17 October, 2003. Saint-Petersburg: Izd-vo SPbGPU, 2003. Pp. 466–480. (rus)
8. Belov V.V. *Soprotivleniye massivnykh betonnykh i zhelezobetonnykh konstruksiy s treshchinami i shvami* [Resistance of concrete and reinforced concrete structures with crazing and joints]. Doctoral thesis. Saint-Petersburg, 1998. 376 p. (rus)
9. Alvarez M. *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*. Zürich: Promotionarbeit. 1998. 192 p.

10. Veselov A.A. *Nelineinaya teoriya stsepleniya armatury s betonom i ee prilozheniya* [Nonlinear theory of adhesion between concrete and reinforcement and its application]. Doctoral thesis. Saint-Petersburg, 2000. 320 p. (rus)
11. Eligehausen R. Lap splices of straight reinforcing bars (Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden). *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. 1979. No.301. 188 p.
12. Eligehausen R., Popov E.P., Bertero V.V. *Local Bond Stress-Slip Relationship of Deformed Bars under Generalized Excitations*. EERC Report 83-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 1983. 169 p.
13. Rehm G. Ueber die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. 1961. No.138. 59 p.
14. Mayer U. *Zum Einfluß der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen*. Stuttgart: Promotionarbeit, 2001.
15. Goto Y. Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars. *Journal of the American Concrete Institute*. 1971. Vol. 68. No.4. Pp. 244–251.
16. CEB-FIP Model Code 1990. *Design Code*. Comite Euro-International du Beton. 1991. 437 p.
17. Cruz J.S., Barros J. Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete. *Computers and Structures*. 2004. No.82. Pp.1513–1521.
18. Kholmianskiy M.M. *Kontakt armatury s betonom* [Contact between concrete and reinforcement]. Moscow: Sroizdat, 1981. 184 p. (rus)
19. Shima H., Chou L.-L., Okamura H. Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete. *Journal of the Faculty of Engineering: University of Tokyo*. 1987. Vol. XXXIX. No. 2. Pp. 133–194.
20. Balázs G.L. Connecting Reinforcement to Concrete by Bond. *Beton- und Stahlbetonbau*. 2007. No.102. Pp. 46–50.
21. RILEM/CEB/FIB. *Recommendation on reinforcement steel for reinforced concrete. RC6. Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out tests*. 1983. 8 p.
22. Melnikov B.E., Semenov A.S., Semenov S.G. *Trudy TsNII im. akad. A.N. Krylova*. 2010. No.53. Pp. 85–92. (rus)
23. 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.
24. Benin A.V. *Industrial and Civil Engineering*. 2011. No.5. Pp. 16–20. (rus)
25. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G., Melnikov B.E. *Magazine of Civil Engineering*. 2012. No.7. Pp. 32–42. (rus)
26. 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.

Full text of this article in Russian: pp. 86–99