

## Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

*К.т.н., доцент А.В. Бенин,*

*ФГБОУ ВПО Петербургский государственный университет путей сообщения;*

*к.ф.-м.н., доцент А.С. Семёнов\*;*

*ассистент С.Г. Семёнов;*

*д.т.н., профессор Б.Е. Мельников,*

*ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

**Ключевые слова:** моделирование; разрушение; коррозия арматуры; поврежденность бетона; автодорожный мост; ресурс

Бетон и железобетон являются лидирующими конструкционными строительными материалами. Это обусловлено их уникальными физико-механическими свойствами, большой сырьевой базой для производства и относительно простой технологией получения. Однако с течением времени в железобетонных конструкциях развивается процесс разрушения. Одним из основных факторов, влияющих на работоспособность железобетонных конструкций транспортных сооружений, таких, как опоры и пролетные строения автодорожных и железнодорожных мостов, является агрессивная среда, необратимо изменяющая деформативно-прочностные свойства бетона, снижающая защитные свойства бетона по отношению к арматуре, приводящая к корродированию армирующих элементов и нарушению их сцепления с бетоном. Данные инженерных обследований показывают, что железобетонные конструкции, работающие в условиях агрессивных сред, могут придти в аварийное состояние в возрасте 10 – 15 лет и ранее. Указанная проблема, в связи с ее широким распространением и высокими затратами на ремонтно-восстановительные работы, привлекает большое внимание как российских, так и зарубежных ученых [1-6].

Учитывая, что необходимы не только эффективные меры по ремонту и восстановлению поврежденных конструкций, мониторингу состояния арматуры [7-8], но прежде всего эффективные методы оценки долговечности железобетонных конструкций, работающих при совместных силовых воздействиях и агрессивности окружающей среды, появляются отраслевые нормативные документы по прогнозированию срока службы железобетонных конструкций, в частности автодорожных мостов [9]. Таким образом, прогнозирование процесса разрушения железобетонных конструкций с учётом коррозионного растрескивания в процессе их эксплуатации является важной и актуальной для практики задачей.

Одним из современных методов решения данного класса задач является конечно-элементное (КЭ) моделирование процесса разрушения железобетонных конструкций на основе использования в расчетах нелинейных моделей бетона с учётом накопления континуальных повреждений. Применение подобных моделей, позволяющих установить механизм трещинообразования и определить направление роста трещин, ранее рассматривалось при прогнозировании кинетики распространения коррозионных трещин в железобетонных плитах в работах [10-12], при решении задач о вытягивании арматурного стержня из бетонного блока и о трехточечном изгибе железобетонной балки в работах [13-15].

В качестве объекта исследования выбран построенный в 1976 г. автодорожный мост через реку Вуоннемйок на автодороге Кировск – Коашва (Мурманская область). Автодорожный мост является двухполосным и трехпролетным, каждый пролёт длиной по 16,8 м, ширина моста 11,5 м. На боковом участке моста имеются локальные разрушения (рис. 1) вдоль плоскости залегания нижних прокорродированных арматурных стержней [16]. Основными целями проведенных расчётов являлись: моделирование процесса разрушения под действием коррозии арматуры и оценка остаточного ресурса частично разрушенной железобетонной конструкции.



Рисунок 1. Автодорожный мост с участком локального разрушения вследствие коррозионного растрескивания [16]

### 1. Геометрия представительного объема бокового участка моста и схема его армирования

При решении краевой задачи рассматривался представительный объем (ячейка периодичности) участка моста, содержащий 6 рядов арматуры в продольном направлении (вдоль направлений движения автотранспорта) и 2 ряда в поперечном направлении (рис. 2). Ширина (в направлении, перпендикулярном направлению движения) рассматриваемого участка соответствует размеру фрагмента обрушения. Высота представительного объема 200 мм, длина 660 мм, ширина 400 мм, диаметр нижней поперечной (длинной U-образной и короткой прямолинейной) арматуры  $d_1 = 12$  мм и диаметр верхней продольной арматуры  $d_2 = 10$  мм. Схема армирования на различных уровнях и твердотельная модель исследуемого участка моста показаны на рис. 2. Особенностью армирования являлась его нерегулярность и использование стержней различной длины в поперечном направлении (см. рис. 2).

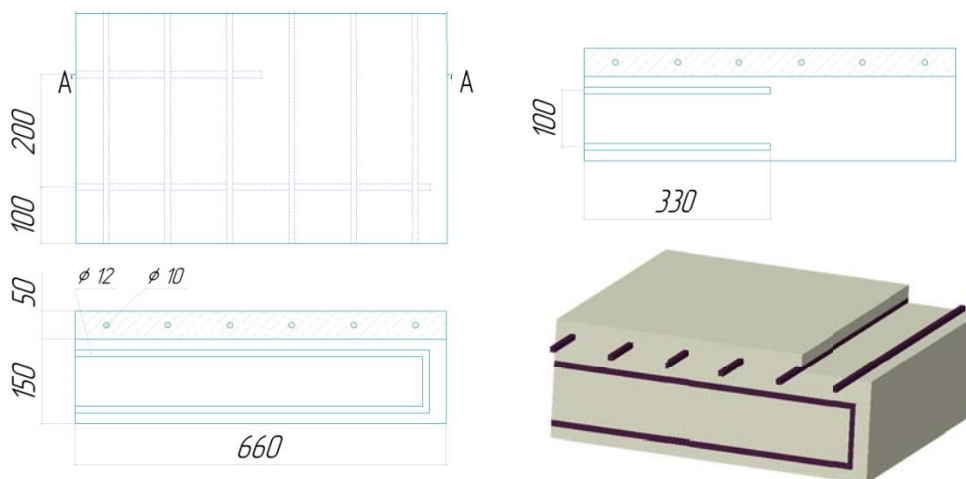


Рисунок 2. Схема армирования представительного объема участка автодорожного моста

### 2. Учет коррозионного воздействия

Коррозионное воздействие введено в расчётную модель путем задания радиальных деформаций арматуры (эквивалентный нагрев с ненулевым коэффициентом температурного расширения только в радиальном направлении). Характеристикой степени коррозии служит величина радиальных перемещений границы корродируемой арматуры с бетоном  $\Delta$  [17] (рис. 3). Величина  $\Delta$  в характерных точках может быть выражена через избыточное давление на границе [12] и через температуру эквивалентного нагрева. Удельный объем (площадь кольца) продуктов коррозии (однозначно определяется  $\Delta$ )  $S_{нк} = \pi(R + \Delta)^2 - \pi(R - \Delta)^2 = 4\pi R\Delta$  более чем в 2 раза превышает потерю удельного объема стали  $S_{нс} = \pi R^2 - \pi(R - \Delta)^2 = 2\pi R\Delta - \Delta^2 \approx 2\pi R\Delta$  (см. рис. 3).

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

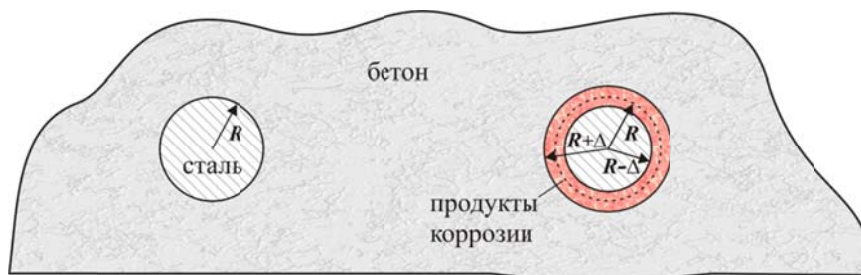


Рисунок 3. Схематическое представление коррозионного воздействия

При проведении КЭ расчетов коррозионное воздействие прикладывалось только на нижних поперечных арматурных стержнях (частей U-образных и прямолинейных), что соответствует характеру наблюдающегося разрушения моста.

Внешнее воздействие задавалось в упрощенной форме посредством приложения на верхней плоскости рассматриваемого фрагмента моста равномерно распределенного давления ( $p=0,01$  МПа, что эквивалентно весовой нагрузке 1 т на  $1\text{ м}^2$ ) и путём учёта собственного веса конструкции. В качестве кинематических граничных условий на внешних поверхностях рассматриваемого участка моста задавались условия периодичности на двух параллельных боковых плоскостях (внутренние поперечные сечения с нормалью вдоль направления движения), запрет всех перемещений (заделка) на внутренней поверхности, примыкающей к несущей балке моста. Нижняя поверхность и фасадная боковая поверхность полагались свободными от действия нагрузок.

### 3. Модель неупругого деформирования бетона

Для описания неупругого поведения бетона использовалась связанная упруго-поврежденно-пластическая модель материала [18-19]. При низком уровне нагрузок модель демонстрирует линейно упругий отклик. При достижении нагрузки пороговых значений начинается накопление повреждений в соответствии с двумя различными механизмами – трещинообразование при растяжении и раскрашивание (разрушение структуры) при сжатии. Неупругое поведение бетона с учётом деградации упругих свойств описывается путем введения скалярной меры поврежденности и тензора остаточных (пластических) деформаций, закон эволюции для 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 со скалярной мерой поврежденности  $D$  ( $0 \leq D \leq 1$ ) имеет вид:

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

где  $\sigma$  – тензор напряжений,  $\varepsilon$  – тензор деформаций,  $\varepsilon^p$  – 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. Тензор эффективных напряжений (реально действующих в материале) определяется выражением:

$$\bar{\sigma} = {}^4 C_0^{el} \cdot (\varepsilon - \varepsilon^p) = \frac{1}{1 - D} \sigma. \quad (2)$$

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

Тензор пластических деформаций определяется на основе неассоциированного закона пластического течения:

$$\dot{\varepsilon}^p = \begin{cases} \mathbf{0}, & F < 0 \text{ или } F = 0, \dot{F} < 0; \\ \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}, & F = 0, \dot{F} = 0, \end{cases} \quad (3)$$

где функция нагружения  $F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^p) \leq 0$  вводится для описания начала пластического течения и определяется [18] выражением, являющимся обобщением критерия Друккера-Прагера:

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

$$F = \frac{1}{1-\alpha} \left( \sqrt{3\bar{J}_2} + \alpha \cdot \bar{I}_1 + \theta(\tilde{\varepsilon}^p) \langle \bar{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{\max} \rangle \right) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^p) = 0, \quad (4)$$

где  $\alpha$  и  $\gamma$  – 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  $\gamma$ . Параметр  $\alpha$  рассчитывается на основе кривой Купфера [20].  $\bar{\sigma}_{\max}$  – максимальное главное собственное число  $\bar{\sigma}$ . Скобки Макойли  $\langle \cdot \rangle$  задаются выражением  $\langle x \rangle = \frac{1}{2} (|x| + x)$ . Функция  $\theta(\tilde{\varepsilon}^p)$  определяется выражением  $\theta(\tilde{\varepsilon}^p) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^p)}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^p)} (1-\alpha) - (1+\alpha)$ , где  $\bar{\sigma}_c, \bar{\sigma}_t$  – эффективные пределы текучести при сжатии и растяжении,  $\tilde{\varepsilon}_c^p, \tilde{\varepsilon}_t^p$  – эквивалентные пластические деформации при сжатии и растяжении. При двухосном сжатии с  $\bar{\sigma}_{\max} = 0$  уравнение (4) сводится к известному условию текучести Друкера-Прагера.

Пластический потенциал  $G$ , не совпадающий в общем случае с  $F$ , задаёт в (3) направление пластического течения и определяется [18] выражением, обобщающим критерий Друкера-Прагера:

$$G = \sqrt{\left( R_b - m \cdot R_b^t \cdot \tan \beta \right)^2 + 3\bar{J}_2} + \frac{1}{3} \bar{I}_1 \cdot \tan \beta, \quad (5)$$

где  $R_b^t$  и  $R_b$  – пределы прочности бетона при одноосном растяжении и сжатии,  $\beta$  – 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:

$$D = D(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^p), \quad (6)$$

которое определяется на основе диаграммы деформирования материала по наклонам модуля упругости при разгрузке для различных уровней напряжений (деформаций). Неповрежденному состоянию соответствует значение  $D = 0$ . При достижении значения  $D = D_c$  (обычно  $D_c = 1$ ) постулируется, что происходит полное разрушение материала (образование макротрещины). 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 (6) при растяжении и сжатии.

#### 4. Характеристики материала

Используемые в расчётах значения основных констант, определяющих механические свойства материалов железобетонной конструкции, приведены в табл. 1.

Таблица 1. Механические свойства материалов

		Единица измерения	Материал бетон В15	Материал сталь А-II
Модуль упругости	E	МПа	24 000	206 000
Коэффициент Пуассона	$\nu$	-	0,2	0,3
Предел текучести	$\sigma_{02}$	МПа	-	235
Предел прочности на сжатие	$R_b$	МПа	11	-
Предел прочности на растяжение	$R_b^t$	МПа	1,2	-

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

На рис. 4 и рис. 5 представлены диаграмма деформирования бетона и график зависимости поврежденности  $D$  от деформаций, кусочно-линейные аппроксимации которых использовались при задании неупругих свойств при проведении КЭ расчетов.

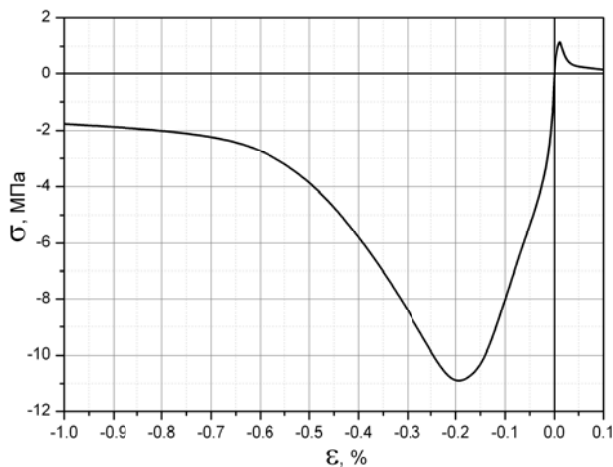


Рисунок 4. Диаграмма деформирования бетона В15

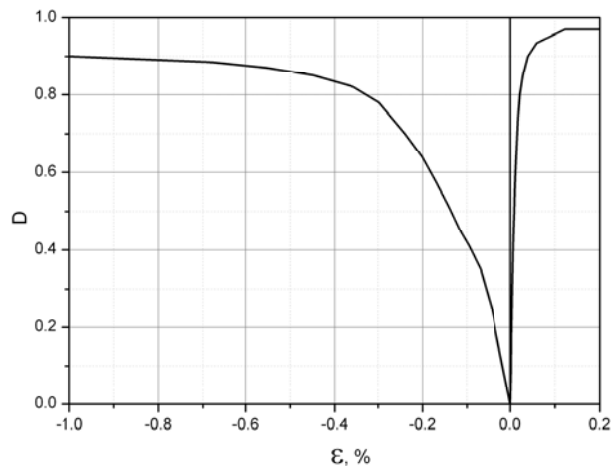


Рисунок 5. График зависимости поврежденности от деформаций для бетона В15

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 [21].

### 5. Конечно-элементная модель

При проведении исследований использовался КЭ программный комплекс ABAQUS [22]. Для анализа напряженно-деформированного состояния бокового участка автодорожного моста была создана трехмерная КЭ модель представительного объема (рис. 6) с учетом дискретного расположения арматуры. На рис. 6а ось  $z$  соответствует направлению движения, ось  $x$  направлена от центральной линии моста к периферии. В расчетах применялись изопараметрические восьмиузловые линейные конечные элементы C3D8R. Параметры КЭ модели представлены в табл. 2.

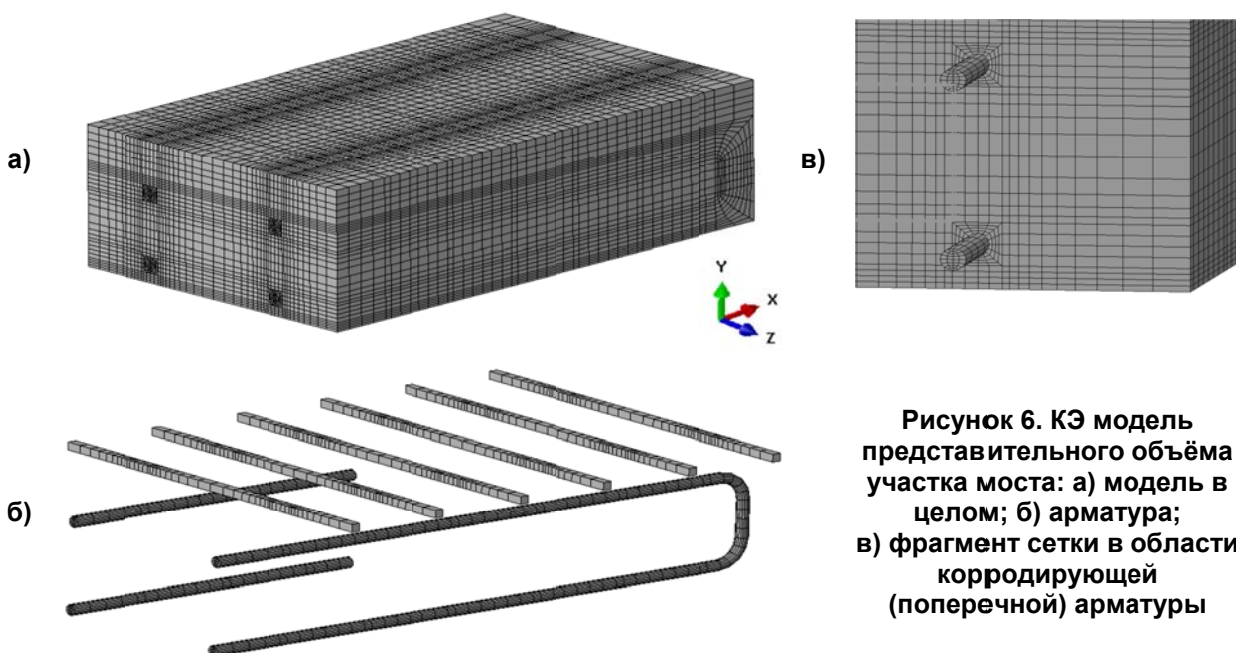


Рисунок 6. КЭ модель представительного объема участка моста: а) модель в целом; б) арматура; в) фрагмент сетки в области корродирующей (поперечной) арматуры

Арматурные стержни, как и бетонная матрица, моделировались объёмными конечными элементами (см. рис. 6б). При моделировании нижних арматурных стержней, подверженных коррозии, учитывалась их круговая форма поперечного сечения и использовалась детальная КЭ дискретизация (см. рис. 6б и в). Верхние арматурные стержни, не подверженные коррозии, моделировались огрублено – стержнями квадратного поперечного сечения эквивалентной жесткости. Сгущение КЭ сетки вводилось в нижнем защитном слое бетона – области потенциального разрушения и в областях, прилегающих к нижним арматурным стержням.

**Таблица. 2. Параметры КЭ трехмерной модели представительного объема участка моста**

Число узлов	87 205
Число элементов	82 400
Число степеней свободы	261 615

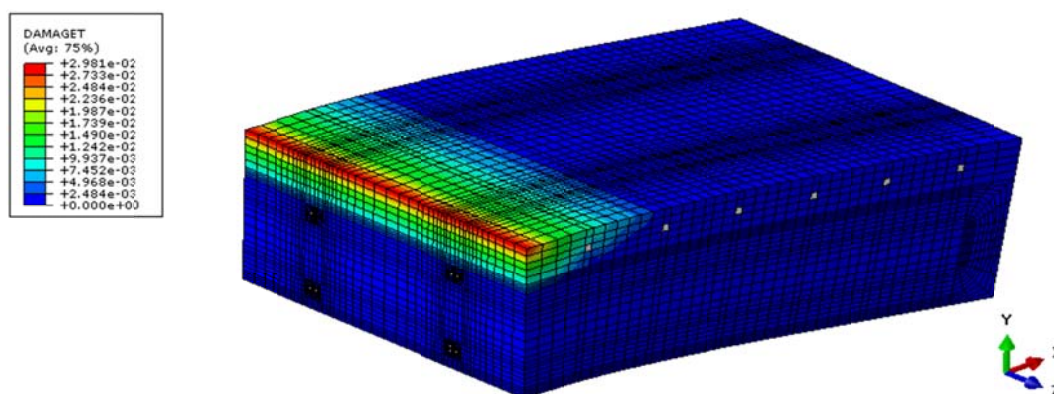
Решение нелинейной краевой задачи получено на основе использования инкрементально-итерационных процедур с автоматическим выбором размера шага. Для преодоления проблем со сходимостью при поиске решения для модели материала, учитывающей разупрочнение и деградацию жесткости, была использована вязкопластическая регуляризация. Для получения КЭ решения нелинейной задачи потребовалось 2018 шагов. Общее время решения данной задачи на  $2^x$  процессорном  $24^x$  ядерном сервере (2×Intel Xeon X5660, 48 Гб RAM) составило 286 часов.

## 6. Результаты конечно-элементного моделирования процесса разрушения

Задача решалась с использованием упруго-поврежденно-пластической модели материала (рис. 1-6). Использование упругой модели или упруго-пластической модели без учёта повреждений не позволяет корректно описать процесс разрушения защитного слоя бетона.

Сценарий приложения нагрузки включал два этапа. Сначала прикладывалось равномерно распределенное нормальное давление  $p = 0,01$  МПа на верхней грани представительного объема, а затем при постоянном давлении постепенно увеличивалось коррозионное распухание  $\Delta$  от 0 до 25  $\mu\text{m}$  на нижних арматурных стержнях.

На рис. 7 показано распределение полей повреждений от действия равномерно распределенного давления  $p$  без учёта коррозии. Действие только рассматриваемой механической нагрузки приводит к относительно низкому уровню максимальной поврежденности при растяжении (менее 3%), который наблюдается в верхнем слое в области заделки (левый торец на рис. 7). Реализующееся напряженно-деформированное состояние соответствует изгибу гетерогенной консоли.

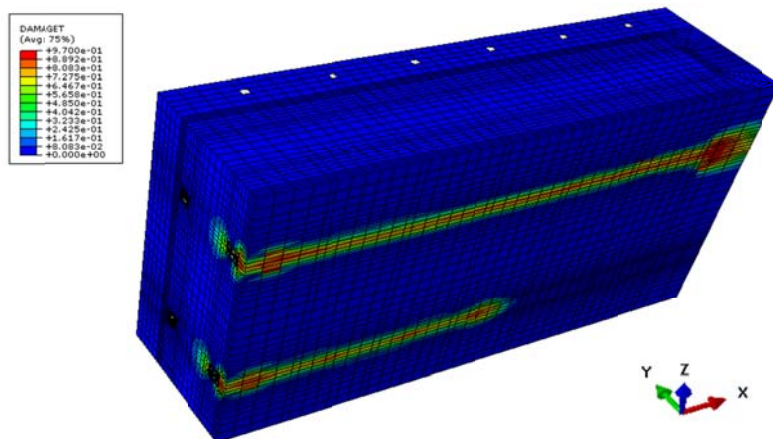


**Рисунок 7. Распределение полей повреждений (max D = 3%) от действия поверхностной нагрузки  $p=0,01$  МПа без учёта коррозии. Для наглядности деформированное состояние увеличено в 8000 раз**

При увеличении коррозионного распухания  $\Delta$  наблюдается возникновение и развитие зон поврежденности вокруг корродирующей арматуры. Зоны поврежденности локализованы, их местоположение соответствует возникновению горизонтальных (отслаивающих защитное покрытие) и вертикальных (фрагментирующих защитное покрытие и ускоряющих коррозию) трещин в защитном слое бетона в нижней части представительного объема. На рис. 8 показано

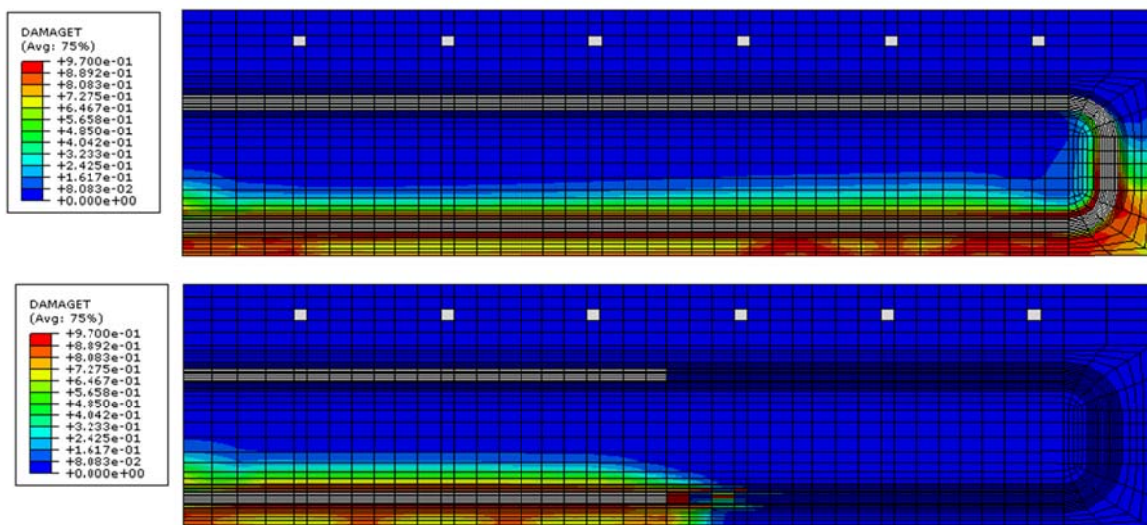
Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

распределение полей повреждений (вид снизу) при коррозионном распухании  $\Delta = 25 \mu\text{м}$ . Разрушению подвергается тонкий слой бетона под арматурными стержнями на протяжении их всей длины.



**Рисунок 8. Распределение полей повреждений (max D = 97%) при коррозии  $\Delta = 25 \mu\text{м}$ . Вид снизу**

Распределение полей повреждений в вертикальных поперечных сечениях, содержащих оси корродирующих арматурных стержней, показаны на рис. 9. Области высоких значений повреждений располагаются в бетоне под арматурными стержнями и практически не наблюдаются над ними. Характер распределения поврежденности вдоль длины стержней близок к равномерному.

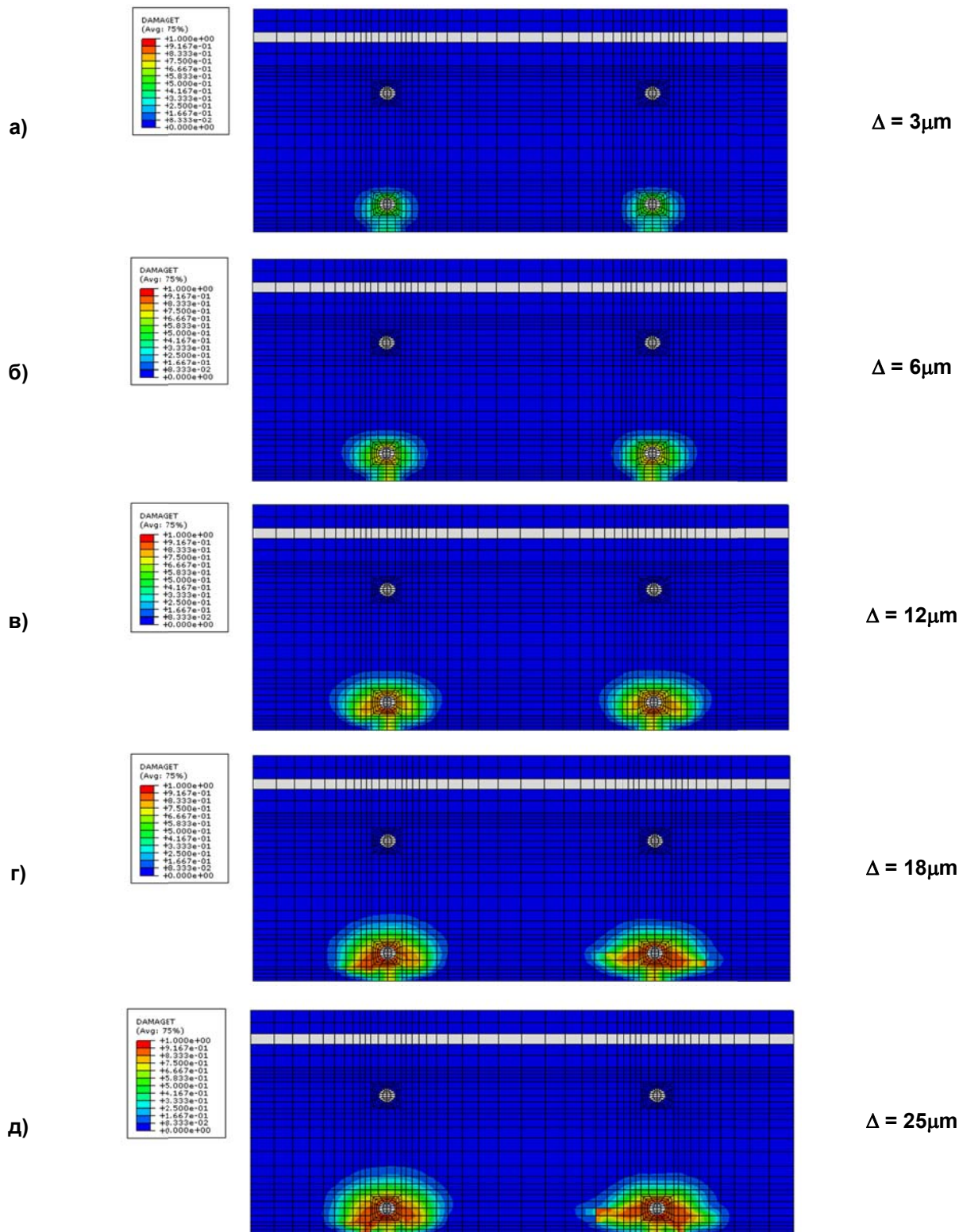


**Рисунок 9. Распределение полей повреждений (max D = 97%) при коррозии  $\Delta = 25 \mu\text{м}$ : (а) поперечное сечение участка моста, проходящее через длинный (U-образный) арматурный стержень, (б) поперечное сечение участка моста, проходящее через короткий арматурный стержень**

Эволюция развития зон повреждений с ростом коррозионного распухания в диапазоне от  $\Delta = 3 \mu\text{м}$  до  $25 \mu\text{м}$  показана на рис. 10 для сечения параллельного плоскости заделки, проходящего через первый продольный арматурный стержень. При увеличении  $\Delta$  наблюдается локализация зон высокой поврежденности в виде двух узких горизонтальных полос в стороны от арматурного стержня (рис. 10г,д). Аналогичный результат наблюдался при непосредственном моделировании роста трещин при коррозии [10-12, 17] (ср. рис. 11а и 11б). Высота появления этих зон коррелирует с наблюдаемой в реальности границей излома (рис. 1). Кроме этого, полученное решение демонстрирует возникновение нового очага поврежденности на свободной поверхности под арматурой, что также подтверждается расчётами [10-12] и экспериментом [17], где при определенном уровне коррозии инициируется возникновение новой вертикальной трещины (рис. 10д, 11б), развитие которой и определяет окончательное разрушение защитного слоя.

Следует отметить, что используемый в данной работе подход моделирования процессов разрушения на основе использования концепции континуальных повреждений без необходимости перестроения сетки требует значительно меньше вычислительных усилий, чем прямое моделирование процесса роста трещины.

Для дальнейшей локализации зон повышенной поврежденности и приближения результатов к прогнозам моделей при наличии трещин необходимо использовать более мелкие КЭ сетки.



**Рисунок 10. Распределение полей повреждений при различных уровнях коррозии  $\Delta = 3, 6, 12, 18, 25 \mu\text{m}$ . Продольное сечение, проходящее через первый продольный арматурный стержень (показан в верхней части сечения светлой горизонтальной полосой)**

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений



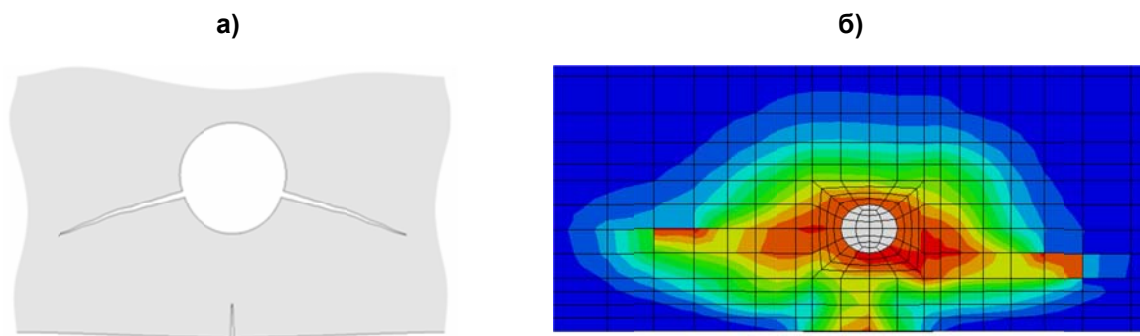


Рисунок 11. Сравнение прогнозов коррозионного растрескивания: а) в плите [10] на основе прямого моделирования процессов роста трещин методами механики разрушения; б) в представительном объеме моста на основе методов механики непрерывных повреждений

## 7. Оценка остаточного ресурса частично разрушенной конструкции

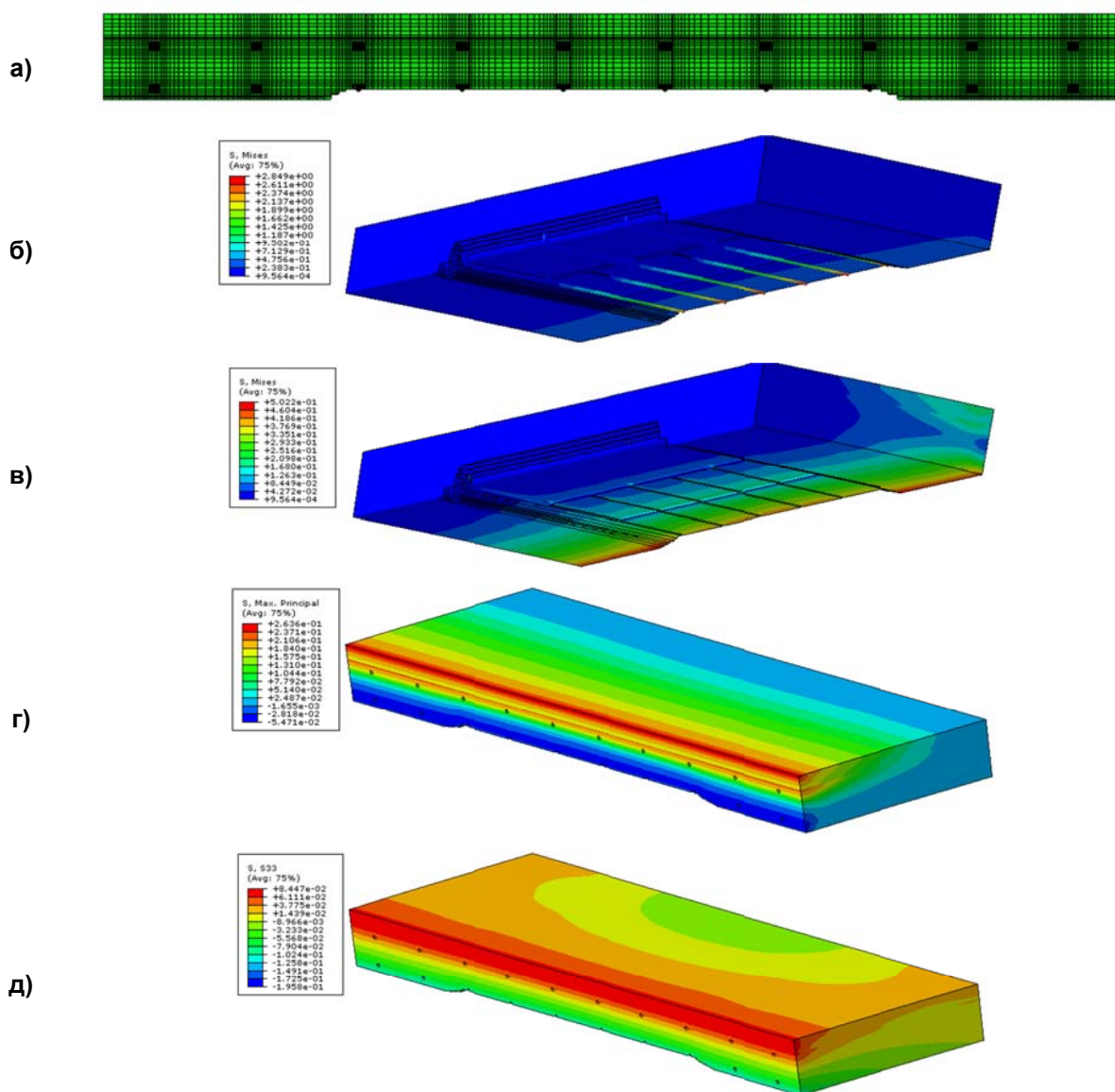
В результате обрушения защитного слоя бетона на части бокового участка автодорожного моста (см. рис. 1) произошло изменение несущей способности конструкции. Для ее оценки был произведен КЭ расчет с учетом изменения геометрии (см. рис. 12а, ср. с рис. 1). Следует отметить, что наблюдаемое в реальности обрушение фрагментов бетона произошло вдоль плоскости залегания прокорродированных арматурных стержней нижнего слоя. Это соответствует результатам, полученным в предыдущем разделе, и позволяет рассматривать КЭ оценку остаточного ресурса, как продолжение КЭ расчетов, начатых в разделе 6.

На рис. 12б показано распределение интенсивности напряжений по Мизесу в рассматриваемом фрагменте конструкции. Экстремальные значения наблюдаются в нижнем слое арматуры в области заделки. Распределение интенсивности напряжений и максимальных главных напряжений в бетоне представлено на рис. 12в и г. Полученные значения и для арматуры, и для бетона не превосходят критических (ср. с табл. 1). Неоднородность напряженного состояния в направлении движения наиболее заметна для продольной компоненты тензора напряжений (рис. 12 д).

Результаты КЭ исследований позволили установить, что в результате обрушения защитного слоя максимальные прогибы увеличились на 35 %, максимальные и минимальные главные значения тензора напряжений в бетоне выросли на 12 % и 26 % соответственно, интенсивность напряжений в арматуре – на 86 %. Несмотря на значительное изменение вышеперечисленных относительных показателей, абсолютные их значения остались ниже критических значений. Однако прогрессирующая коррозия оголившихся нижних арматурных стержней может привести к их дальнейшему ускоренному разрушению.

КЭ расчет конструкции на следующей стадии разрушения показал, что после разрушения нижнего слоя арматуры максимальные прогибы увеличились еще на 38 %, максимальные и минимальные главные значения тензора напряжений в бетоне выросли еще на 13.5 % и 30 % соответственно, но на данной стадии разрушения все еще не достигли критических значений, лишь вплотную приблизились к ним.

Детальный анализ кинетики коррозионного износа арматуры требует наличия обширной информации о параметрах электрохимических процессов, происходящих в конструкции. На практике для оценки ресурса поврежденных железобетонных конструкций с учетом коррозионного износа арматуры могут быть использованы простейшие эмпирические полиномиальные зависимости толщины прокорродированного слоя или площади поперечного сечения стальных армирующих элементов от времени [3, 6, 23, 24]. Однако валидность подобных прогнозов в каждом конкретном случае требует дополнительной экспериментальной проверки.



**Рисунок 12. Результаты КЭ расчетов с учетом обрушения фрагмента защитного слоя:**  
 а) КЭ модель; б) распределение полей интенсивности напряжений  $\sigma_i$ ; в)  $\sigma_i$  в бетоне;  
 г) максимальные напряжения  $\sigma_1$  в бетоне; д) продольные напряжения  $\sigma_{zz}$  в бетоне

### Выводы

Выполнено исследование процессов деформирования и разрушения бетонной матрицы участка автодорожного моста под действием эксплуатационных нагрузок и коррозионного распухания арматуры на основе прямого конечно-элементного моделирования с учётом накопления в бетоне континуальных повреждений. Полученные результаты решения нелинейной краевой задачи в трехмерной постановке с учётом дискретного расположения арматуры для представительного объёма бокового участка моста демонстрируют корреляцию с наблюдаемым в реальности характером разрушения.

Предложенный подход позволяет на стадии проектирования железобетонных конструкций определять потенциальные механизмы трещинообразования и производить анализ долговечности подобных конструкций с учётом степени коррозии арматуры. Данный подход позволяет также производить оценку остаточного ресурса частично разрушенной конструкции с учётом предыстории её эксплуатации. Однако практическая реализация данного подхода требует привлечения значительных вычислительных ресурсов и дополнительных экспериментальных данных об изменении механических свойств бетона и железобетона вследствие агрессивного воздействия окружающей среды.

*Исследование выполнено при поддержке РФФИ (проект №12-08-00943).*

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

## Литература

1. Бондаренко В. М. Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде // Бетон и железобетон. 2008. №2. С. 25-28.
2. Овчинников И. Г., Раткин В. В., Землянский А. А. Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридосодержащих сред / Саратов. гос. техн. ун-т. Саратов, 2000. 232 с.
3. Попеско А. И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии / СПб гос. архит.-строит. ун-т. СПб., 1996. 182 с.
4. Васильев А. И. Вероятностная оценка остаточного ресурса физического срока службы железобетонных мостов // Труды ЦНИИС. Вып. 208. 2002. С. 101-120.
5. Иосилевский Л. И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов. М.: Науч.-изд. Центр «Инженер», 2001. 296 с.
6. Corrosion of Steel in Concrete. RILEM Report. 1980. 102 p.
7. Пузанов А. В., Улыбин А. В. Методы обследования коррозионного состояния арматуры железобетонных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2011. №7 (25). С. 18-25.
8. Степанов В. Б. Методика определения ширины раскрытия коррозионных трещин для оценки технического состояния железобетонных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2012. №5 (31). С. 6-11.
9. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов. М.: Министерство транспорта РФ, 2002.
10. Бенин А. В., Семёнов А. С., Семёнов С. Г. Моделирование процесса разрушения элементов железобетонных конструкций под действием коррозии арматуры с использованием различных моделей неупругости и поврежденности // Труды XXIII межд. конф. «Мат. моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов». СПб., 2009. С. 65-71.
11. 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.
12. 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. № 2. Pp. 168-175.
13. Бенин А. В. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения элементов железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 5. С. 16-20.
14. Бенин А. В. Моделирование процессов деформирования и разрушения при вытягивании арматурного стержня из бетонного блока // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2011. № 1. С. 129-142.
15. Фёдоров И. В., Семёнов С. Г., Семёнов А. С., Бенин А. В. Сравнительный анализ результатов конечно-элементного моделирования вытягивания арматуры из бетона с использованием различных моделей процесса разрушения связей сцепления блока // XXXIX Неделя науки СПбГПУ. Материалы международной научно-практической конференции. Ч. I. СПб., 2010. С. 366-367.
16. Бенин А. В. Моделирование процессов разрушения участка автомобильного моста под действием коррозии арматуры // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 6. С. 9-11.
17. Алексеев С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне. М.: Госстройиздат, 1962. 187 с.
18. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E. A. Plastic-Damage Model for Concrete // Int. Journal of Solids and Structures. 1989. Vol. 25. № 3. Pp. 229-326.
19. Lee J., Fenves G. L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures // Journal of Engineering Mechanics. 1998. Vol. 124. № 8. Pp. 892-900.
20. 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.
21. 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.
22. Abaqus Analysis User's Manual, Version 6.10.
23. Цикерман Л. Я. Долгосрочный прогноз опасности грунтовой коррозии металлов. М.: Недра, 1966. 176 с.
24. Roberts M. B., Atkins C., Hogg V. A proposed empirical corrosion model for reinforced concrete // Proceedings of the ICE – Structures and Buildings. 2000. № 140(1). Pp. 1-11.

\* Артём Семёнович Семёнов, Санкт-Петербург, Россия  
Тел. раб.: +7(812)-552-63-03; эл. почта: [Semenov.Artem@googlemail.com](mailto:Semenov.Artem@googlemail.com)

© Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е., 2012

Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений

doi: 10.5862/MCE.33.4

## Finite element modeling of fracture processes and estimation of durability of the road bridge with account of corrosion damages

**A.V. Benin,**

*Saint-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@googlegmail.com*

### Key words

Modeling; fracture; damage; corrosion; resource; concrete; road bridge; finite element method

### Abstract

The direct finite element modeling of deformation and fracture processes in the concrete matrix of the road bridge under the operating loads and the reinforcement corrosion has been performed with account of damage accumulation in concrete. The obtained results of nonlinear boundary value problems in three-dimensional formulation for a representative volume of the lateral part of the bridge show an agreement with the failure character observed in reality.

The proposed approach allows identifying potential mechanisms of cracking of reinforced concrete structure at the design stage and analyzing the durability of such structures subjected to corrosion of steel reinforcement. This approach also allows estimating the residual life of partially damaged structure with account of prehistory of its use.

However, the practical implementation of this approach requires the large computational effort and additional experimental data on changes in the mechanical properties of concrete due to aggressive environmental influences.

### References

1. Bondarenko V. M. *Beton i zhelezo* [Concrete and iron]. 2008. No. 2. Pp. 25-28. (rus)
2. Ovchinnikov I. G., Ratkin V. V., Zemlyanskiy A. A. *Modelirovanie povedeniya zhelezobetonnnykh elementov konstruktsiy v usloviyakh vozdeystviya khloridosoderzhestctikh sred* [Modeling the behavior of reinforced concrete structural elements under the effect of chloride-containing environments]. Saratov: Saratov State Technical University, 2000. 232 p. (rus)
3. Polesko A. I. *Rabotosposobnost zhelezobetonnnykh konstruktsiy, podverzhennykh korrozii* [Serviceability of reinforced concrete structures exposed to corrosion]. Saint-Petersburg: SPSPU, 1996. 182 p. (rus)
4. Vasilev A. I. *Trudy TSNIS* [Proceedings of CSRI]. 2002. No. 208. Pp. 101-120. (rus)
5. Iosilevskiy L. I. *Prakticheskie metody upravleniya nadezhnostyu zhelezobetonnnykh mostov* [Management practices reliability of concrete bridges]. Moscow: Scientific Publishing Center "Engineer", 2001. 296 p. (rus)
6. *Corrosion of Steel in Concrete*. RILEM Report. 1980. 102 p.
7. Puzanov A. V., Ulybin A. V. *Magazine of Civil Engineering*. 2011. No. 7 (25). Pp. 18-25. (rus)
8. Stepanov V. B. *Magazine of Civil Engineering*. 2012. No. 5 (31). Pp. 6-11. (rus)
9. *Metodika raschetnogo prognozirovaniya sroka sluzhby zhelezobetonnnykh proletnykh stroeniy avtodorozhnykh mostov* [The method of forecasting the estimated service life of reinforced concrete highway bridge spans]. Moscow: Ministry of transport RF, 2002. (rus)
10. Benin A. V., Semenov A. S., Semenov S. G. *Trudy XXIII mezhdunarodnoy konferentsii "Matematicheskoe modelirovanie v mekhanike deformiruemyykh tel i konstruktsiy. Metody granichnykh i konechnykh elementov"* [Proceedings of the XXIII Conference "Mathematical modeling in the mechanics of deformable bodies and structures. The method of boundary and finite elements"]. Saint-Petersburg. 2009. Pp. 65-71. (rus)
11. Benin A. V., Semenov A. S., Semenov S. G. *Izvestiya Peterburgskogo universiteta putey soobshcheniya* [Proceedings of the St. Petersburg University of Communications]. 2010. No. 2. Pp. 126-137. (rus)

Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G., Melnikov B.E. Finite element modeling of fracture processes and estimation of durability of the road bridge with account of corrosion damages

12. Benin A. V., Semenov A. S., Semenov S. G. *Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering*. 2010. Vol. 39. No. 2. Pp. 168-175. (rus)
13. Benin A. V. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo* [Industrial and Civil Construction]. 2011. No. 5. Pp. 16-20. (rus)
14. Benin A. V. *Izvestiya Peterburgskogo universiteta putey soobshcheniya* [Proceedings of the St. Petersburg University of Communications]. 2011. No. 1. Pp. 129-142. (rus)
15. Fedorov I. V., Semenov S. G., Semenov A. S., Benin A. V. *XXXIX Nedelya nauki SPbGPU. Materialy mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii* [Science Week XXXIX SPSPU. Materials of the International Scientific Conference]. 2010. Part 1. Pp. 366-367. (rus)
16. Benin A. V. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo* [Industrial and Civil Construction]. 2012. No. 6. Pp. 9-11. (rus)
17. Alekseev S. N. *Korroziya i zashchita armatury v betone* [Corrosion and protection of reinforcement in concrete]. Moscow: Gosstroyizdat, 1962. 187 p. (rus)
18. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E. A Plastic-Damage Model for Concrete. *Int. Journal of Solids and Structures*. 1989. Vol. 25. No. 3. Pp. 229-326.
19. 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.
20. 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.
21. Melnikov B. E., Semenov A. S., Semenov S. G. *Trudy TSNII im. akademika A. N. Krylova* [Proceedings of CSRI of A. N. Krylov]. 2010. No. 53. Pp. 85-92. (rus)
22. *Abaqus Analysis User's Manual*. Version 6.10.
23. Tsikerman L. Ya. *Dolgosrochnyy prognoz opasnosti gruntovoy korrozii metallov* [Long-term weather hazards soil corrosion of metals]. Moscow: Nedra, 1966. 176 p. (rus)
24. Roberts M. B., Atkins C., Hogg V. A proposed empirical corrosion model for reinforced concrete. *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings*. 2000. No. 140(1). Pp. 1-11.

**Full text of this article in Russian: pp. 32-42**