

## Допущения математических моделей трещиностойкости стержневых железобетонных элементов

О.В. Радайкин<sup>1,2</sup>, Л.С. Сабитов<sup>1,2</sup>, О.А. Король<sup>3</sup>, М.С. Хассун<sup>1,2</sup>, И.Н. Гарькин<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Казанский (Приволжский) федеральный университет

<sup>2</sup> Казанский государственный энергетический университет

<sup>3</sup> Национальный исследовательский московский государственный строительный университет

<sup>4</sup> Московский государственный университет технологий и управления  
им. К.Г. Разумовского (Первый казачий университет)

**Аннотация:** Рассмотрены допущения математических моделей расчёта трещиностойкости железобетонных конструкций. По каждому из них проведен анализ на предмет соответствия их действительности на протяжении всего жизненного цикла конструкции: начиная от затвердения бетонной смеси, заканчивая разрушением. По результатам проведённого анализа предложено на уровне норм для оценки трещиностойкости конструкций использовать только один единственный расчёт – по ширине раскрытия трещин,  $a_{срс}$ . Так, например, при определённом значении  $a_{срс}$  конструкция по-прежнему будет оставаться герметичной (трещины будут несквозными), а при превышении этого значения – нет. При этом, уже имеющиеся в нормах расчёты на ограничение проницаемости и сохранность арматуры по-прежнему останутся востребованными. На стыке теории накопления повреждений и нелинейной механики разрушения предложен сжатый алгоритм возможного учёта влияния трещин на всех масштабных уровнях структуры бетона, ключевым для которого является нормирование статистических параметров распределения несплошностей по диаметрам, длинам, раскрытиям, заглублениям, направлениям, расстояниям между несплошностями и т.д.

**Ключевые слова:** железобетон, трещиностойкость, момент трещинообразования, ширина раскрытия трещин, коэффициент пластичности, повреждаемость, нелинейная механика разрушения.

На предшествующем этапе исследований по теме данной публикации было показано, что следствием устоявшегося представления о трещиностойкости железобетонных конструкций являются два типа инженерных расчётов: на образование трещин и на ограничение их ширины раскрытия (некогда ранее практиковался также расчёт на закрытие трещин). Такой взгляд основывается на определенных допущениях, с одной стороны, упрощающих расчёт до возможности его выполнения «вручную», а с другой

стороны, пренебрегающих какими-то реальными физическими процессами, происходящими в железобетоне под нагрузкой. Всего их выделено семь, наиболее значимых. Допущения нужно отсортировать в две группы:

а) физические – первичные допущения, связанные с упрощением либо полным пренебрежением некоторыми реальными физическими процессами, происходящими в железобетоне под нагрузкой;

б) модельные – вторичные допущения, связанные с математическим описанием работы железобетона с учётом упрощений из предыдущего пункта «а». Были подробно рассмотрены допущения первой группы. Для их уточнения и повышения достоверности и объективности получаемых результатов расчёта трещиностойкости, представлен формальный алгоритм построения альтернативных моделей железобетона. Его суть - в интеграции моделей механики разрушения и теории накопления повреждений.

Цель данной публикации - изучить допущения второй группы: допущения математических моделей трещиностойкости стержневых железобетонных элементов:

1) напряжённо-деформированное состояние (НДС) стержневых железобетонных элементов считается линейным (одноосным); если говорить о современных отечественных нормах, то в них приведена оценка трещиностойкости лишь сечений, находящихся в условиях прямого чистого либо продольного изгиба (внецентренного сжатия), а для других условий нагружения она отсутствует, то есть, напряжённое состояние стержня максимально упрощено:  $\sigma_{ij} = \sigma_{xx} = \sigma_1, \varepsilon_{ij} = \varepsilon_{xx} = \varepsilon_1$ , все прочие компоненты тензоров напряжений и деформаций приравниваются нулю;

3) в качестве условия зарождения трещин используется силовой либо деформационный критерий, соответственно:  $M = M_{crc}, \varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt,ult}$ ;

7) следствием таких допущений служит ещё одно вынужденное упрощение, это – отказ от рассмотрения НДС в точке (бесконечно-малом

объёме) твердого тела и применяемого в таком случае тензорного анализа в приложении к задачам механики (в котором устанавливаются взаимосвязи между напряжениями, деформациями, модулями деформаций и прочими дифференциальными величинами), вместо этого рассматриваются интегральные (обобщенные) величины: усилия, искривления оси стержня, жёсткости сечений и т.п. Допущения 2,4,5 и 6 были изучены в предыдущих работах авторов [1,2].

Начнем разбор допущения первого. Рассмотрение НДС стержневых железобетонных конструкций и их элементов в виде линейного (одноосного) было оправданным в эпоху «ручного» расчёта. С конца 1980-х гг., когда компьютерное моделирование, автоматизированный расчёт на ЭВМ и т.п. стал активно применяться в рутинном инженерном проектировании, появилась возможность рассчитывать любые строительные конструкции, в том числе, с учётом физической нелинейности железобетона, в объёмной постановке. Благо, теоретическая основа к этому времени уже существовала и широко внедрялась в различные программные комплексы отечественного происхождения. Однако, по некоей инерции, вплоть до сегодняшнего момента, нормы по проектированию железобетонных конструкций продолжали развиваться по пути максимального упрощения расчётов, чтобы их было возможным производить «вручную». Появление в 2003 г. в СНиПе 52-01-2003 так называемой нелинейной деформационной модели (НДМ) несколько изменило ситуацию: стало возможным выполнять расчёты железобетонных сечений, нормальных к продольной оси стержня, по обеим группам предельных состояний на всех этапах нагружения с единых позиций и с учётом физической нелинейности бетона и арматуры (на основе соответствующих диаграмм деформирования при одноосном растяжении и сжатии). И это, в целом – значимое достижение того времени. Однако такое нововведение произошло в ущерб возможности считать конструкции

---

«вручную» по данной модели: нужно решать задачу в несколько итераций, а в пределах расчётного сечения, которое разбивается на небольшие области, приходится выполнять множественные вычисления параметров НДС для каждой области. При этом модель, к сожалению, сохранила «родимые пятна» эпохи «ручного» расчёта: НДС стержневых железобетонных конструкций и их элементов по-прежнему рассматривается в виде линейного (одноосного). Решению ряда теоретических и прикладных проблем такого подхода посвящены статьи авторов [3-5]. Эти результаты сблизили расчётные и экспериментальные данные для достаточно широкого круга задач, но глобально ситуация осталась прежней.

В связи с этим, перед наукой дня настоящего ставится задача о внедрении в нормы методик расчёта железобетонных конструкций в объёмной постановке на основе тензорного анализа НДС твёрдого тела в точке (малом объёме) с учётом физической нелинейности материалов, что может быть оформлено в рамки концепта машиночитаемых норм.

Что касается допущения № 3- впервые формула для оценки момента образования трещин в железобетонных элементах была предложена А.А. Гвоздевым и С.А. Дмитриевым в [6] в рамках рассмотрения железобетона, как жёстко-пластического тела (исходя из прямоугольной эпюры нормальных напряжений в растянутой зоне бетона) и затем вошла в советские, позже – российские, нормы по проектированию железобетонных конструкций практически в неизменном виде:

$$M_{crc} = R_{bm} W_{pl}, \quad (1)$$

где  $R_{bm}$  – расчётная прочность бетона при осевом растяжении для расчётов по второй группе предельных состояний;  $W_{pl}$  – упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения, равный:

$$W_{pl} = \gamma W_{red}, \quad (2)$$

---

где  $W_{red}$  – упругий момент сопротивления приведённого сечения;  $\gamma$  – коэффициент пластичности.

Попутно отметим, что внедрение теории жёстко-пластического тела, максимально упрощающей нелинейное поведение бетона и арматуры под нагрузкой, было, в своё время, вынужденной мерой из-за отсутствия тогда возможности широко применять на практике автоматизацию расчётов на ЭВМ: конструкции, здания и сооружения считали «вручную». Это перекликается в целом с тем, что было изложено выше для допущения № 1.

Ранее первым по порядку автором данной статьи было исследовано заметное расхождение в 35 % в определении коэффициента  $\gamma$  по силовому подходу в СНиП 2.03.01-84\* ( $\gamma=1,75$ ) и в СП 63.13330.2012 ( $\gamma=1,3$ ) [6]. Установлено, что методика предыдущего норматива даёт в целом более адекватную оценку влияния пластических деформаций на момент трещинообразования. Тем не менее, неучёт прочности бетона и наличия арматуры в сечении при определении коэффициента  $\gamma$ , как показало сравнение с экспериментом, приводит к погрешности от +64% до –17%. Для устранения этого несоответствия расчёта действительности, была предложена своя формула, полученная с применением нелинейной деформационной модели:

$$\gamma = \begin{cases} 1,6 + \frac{1}{100\sqrt{\mu_s}}, & \text{если } \mu_s \geq 0,003 \\ 1,6, & \text{если } \mu_s < 0,003 \end{cases}, \quad (3)$$

которая в интервале изменения прочности бетона от В15 до В35 даёт практически полное совпадение с экспериментом.

Однако, в ходе исследований было установлено два противоречия между теорией нелинейной деформационной модели и опытом:

В теории коэффициент  $\gamma$  является практически постоянным по мере увеличения класса бетона по прочности на всём интервале изменения, в

опытах – для бетонов низкой и средней прочности эта закономерность подтверждается, но после класса В40 рассматриваемый коэффициент начинает заметно уменьшаться. В теории коэффициент  $\gamma$  с увеличением процента армирования также растёт, в опытах – он, наоборот, падает.

Переосмысление полученных результатов привело к постановке следующих вопросов и попытке их решения в рамках данной статьи:

Насколько актуальными являются на сегодняшний день исследования силового критерия появления трещин типа формул (1), (2), что ещё можно в них уточнить, чтобы сблизить теорию с экспериментом, какие факторы учесть?

При какой нагрузке на самом деле появляются трещины и что наиболее правильным будет принять в качестве критерия их появления, от чего он будет зависеть?

Отвечая на первый вопрос, обратимся вначале к *Eurocode-2*. Анализ положений этого иностранного нормативного документа показывает, что такого понятия, как момент трещинообразования  $M_{cr}$ , в нём нет. Однако п. 7.1 (2) гласит: «При определении напряжений и деформаций сечения рассматриваются, как сечения без трещин, при условии, что напряжения при изгибе не превышают  $f_{ct,eff}$  (среднее значение прочности бетона при растяжении во время, когда впервые может произойти возникновение трещин). Значения  $f_{ct,eff}$  может быть принято, как  $f_{ctm}$  (среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении) или  $f_{ctm,fi}$  при условии, что расчёт минимального количества продольной арматуры производится также на основании данного значения». После этого замечания следуют положения по расчёту ширины раскрытия трещин [7,8]. Из приведённой цитаты, применяя известную формулу сопротивления материалов  $\sigma = \frac{M}{W} \leq R$ , можно получить, как следствие, выражение типа (1):  $M_{cr} = R_{ct,eff} W$ , однако в самом

---

*Eurocode-2* не оговаривается, какую следует принимать эпюру напряжений в растянутой зоне бетона перед появлением трещины, как учитывать пластические деформации (информация в целом довольно скудная). При этом отметим, что в английских – *BS 8110*, французских – *BAEL 91*, нормах нет даже и этого.

Более развернуто момент трещинообразования представлен в американских нормах – *ACI 318*:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}, \quad (4)$$

где  $f_r = 7,5\lambda\sqrt{f'_c}$  – модуль бетона на разрыв (прочность бетона на растяжение при изгибе),  $f'_c$  – заданная прочность бетона на сжатие,  $\lambda$  – коэффициент перехода от свойств тяжёлого бетона к свойствам лёгкого бетона;  $y_t$  – расстояние от центра тяжести сечения без учёта армирования до растянутой грани бетона (иначе высота растянутой зоны бетона);  $I_g$  – момент инерции относительно главных центральных осей сечения без учёта армирования.

Как видно из пояснений к формуле (4), в *ACI 318* принято всё довольно упрощённо.

Такое положение дел наводит на мысль: либо определение момента появления трещин – это есть малозначащая совершенно неактуальная задача, либо задача всё-таки значимая и актуальная, но настолько нетривиальная и сложная, что зарубежным разработчикам норм она оказалась не по силам и они либо обошли её стороной (*BS 81*, *BAEL 91*), либо приняли весьма грубые допущения (*Eurocode-2*, *ACI 318*) [9,10]. А наши учёные с ней более или менее успешно справились, причём уже давно (1957).

Согласно СП 63.13330, момент трещинообразования необходим для следующих случаев:

Ответ на вопрос, появляются ли трещины при заданном уровне проектной нагрузки, что важно для неармированных бетонных элементов

(центрально нагруженные фундаменты, полы по грунту и т.д.), поскольку стадия появления трещин для них является одновременно и стадией разрушения, а также для армированных железобетонных элементов, в которых появление трещин не допускается (конструкции, которые находятся под давлением жидкостей и газов, т.е. которые должны обеспечивать непроницаемость и герметичность – резервуары, напорные трубы, и т.п.; конструкции с повышенными сроками долговечности (например, защитные железобетонные оболочки эксплуатируемых ядерных установок); конструкции, подвергающиеся сильным агрессивным воздействиям внешней среды (например, морские причалы));

Установления, по каким формулам метода предельных усилий считать прогибы изгибаемых конструкций: прогибы с трещинами или без.

Для расчёта по методу предельных усилий коэффициента  $\psi_s$ , учитывающего работу растянутого бетона на участке между двумя смежными трещинами – в предположении треугольной эпюры нормальных напряжений в сжатой зоне бетона и полного выключения растянутой зоны бетона из работы, в том числе, над вершиной появившейся трещины [11, 12].

Ошибка в определении  $M_{crc}$  в каждом из вышеописанных случаев может привести к следующим затруднениям:

Когда нужно выяснить: трещины появятся или нет? Если  $M_{crc}^{расч.} > M_{crc}^{факт.}$ , то возникнут трещины в конструкциях, в которых их появление не допустимо, что чревато дополнительными затратами на ремонтно-восстановительные мероприятия на этапе эксплуатации неверно запроектированных конструкций; если  $M_{crc}^{расч.} < M_{crc}^{факт.}$ , то благодаря запасу трещин не возникнет, но возможен заметный перерасход материалов.

Когда нужно посчитать прогибы. Если  $M_{crc}^{расч.} > M_{crc}^{факт.}$ , то в расчётах прогибов конструкций без учёта трещин, они будут существенно недооценены – из своего опыта расчётов и проектирования – более, чем в два

---

раза, что в каких-то случаях потребует усиления на этапе эксплуатации неверно запроектированных конструкций; если  $M_{crc}^{расч.} < M_{crc}^{факт.}$ , рассчитывая прогибы с учётом трещин, которых на самом деле не возникнет, мы перейдём к их переоценке – также не менее, чем в два раза, что, особенно для конструкций с большими пролётами, приведёт к заметному перерасходу материалов.

Когда нужно определить ширину раскрытия трещин. Если  $M_{crc}^{расч.} > M_{crc}^{факт.}$ , то появившиеся трещины будут иметь фактическую ширину раскрытия, меньше расчётного значения, что в каких-то случаях приведёт к перерасходу материалов; если  $M_{crc}^{расч.} < M_{crc}^{факт.}$ , то появившиеся трещины будут иметь фактическую ширину раскрытия, больше расчётного значения, что чревато дополнительными затратами на ремонтно-восстановительные мероприятия на этапе эксплуатации неверно запроектированных конструкций.

Перечисленные выше последствия будут тем ощутимее, чем больше отношение  $M_{crc}^{расч.} / M_{crc}^{факт.}$ . Таким образом, величина момента трещинообразования  $M_{crc}$  является весьма значимым для практики параметром в рамках расчётов по методу предельных усилий.

Что касается расчётов по нелинейной деформационной модели (НДМ) диаграммным методом:

Вопрос, появляются ли трещины при заданном уровне проектной нагрузки, решается на основе деформационного критерия следующего вида:

$$\varepsilon_{bt}^{\max} = \varepsilon_{bt,ult}, \quad (5)$$

где  $\varepsilon_{bt}^{\max}$  – относительные деформации бетона на наиболее растянутой грани сечения;  $\varepsilon_{bt,ult}$  – предельные относительные деформации растянутого бетона.

В силу единства алгоритма диаграммного метода для обеих групп предельных состояний на всех этапах нагружения – от нуля вплоть до

разрушения, становится неважно, какие прогибы мы считаем: с трещинами или без них – формула для определения жесткости сечения (основной характеристики, определяющей сопротивляемость железобетонной конструкции прогибам) на всех стадиях НДС остаётся одна и та же. При этом условие прорастания нормальной трещины по высоте (вглубь) сечения конструктивного элемента имеет схожий с (5) вид:

$$\varepsilon_{bt,i} = \varepsilon_{bt,ult}, \quad (6)$$

где  $\varepsilon_{bt,i}$  – относительные деформации в  $i$ -й растянутой площадке (полоске) бетонной части сечения, на которые оно разбито, при действующей на элемент нагрузке выше уровня трещинообразования.

В той части сечения, где проросла трещина, просто обнуляется модуль деформаций растянутого бетона, то есть если  $\varepsilon_{bt,i} > \varepsilon_{bt,ult}$ , то  $E_{bt,i} = 0$ , что влечёт за собой и обнуление напряжений в этой области:  $\sigma_{bt,i} = E_{bt,i} \varepsilon_{bt,i} = 0$ .

При определении коэффициента  $\psi_s$  в НДМ момент  $M_{crc}$  не используется (см. формулу (8.161) СП 63.13330), он вычисляется через относительные деформации в арматуре: а) возникающие от заданной нагрузки – это усредненные относительные деформации растянутой арматуры, пересекающей трещины, в рассматриваемой стадии расчета –  $\varepsilon_s$ , и б) возникающие от нагрузки сразу появления первой трещины –  $\varepsilon_{s,crc}$ .

Таким образом, знание об  $M_{crc}$  для расчётов по НДМ диаграммным методом перестаёт быть востребованным. Тем не менее,  $M_{crc}$ , как производная (вторичная) величина, легко определяется путём численного интегрирования (суммирования) произведений нормальных напряжений  $\times$  площади, на которых они действуют,  $\times$  соответствующие плечи пары сил, по

всем компонентам сечения элемента: 
$$M_{crc} = \sum_{i=1}^{n-1} \sigma_i A_i h_i = \sum_{i=1}^{n-1} E_i \varepsilon_i A_i h_i.$$

Кроме того, из предыдущих рассуждений вытекает, что во всех случаях, связанных с влиянием нормальных трещин на НДС железобетонного элемента, согласно НДМ, фигурируют только относительные деформации, причём при их вычислении в полной мере учитываются пластические деформации материалов – через соответствующие физические соотношения для бетона и арматурной стали в виде зависимостей « $\sigma$ - $\epsilon$ ». То есть, проблема в точном определении коэффициента  $\gamma$  отпадает сама собой – он становится попросту не нужен.

Однако определить этот коэффициент  $\gamma$  по НДМ тем не менее возможно, если выполнить два независимых расчёта с критерием (7), пользуясь при этом идентичными исходными данными по конструированию, нагружению и т.д., но за исключением данных о законе деформирования материалов – в них будет отличие: в первом случае должны быть применены зависимости « $\sigma$ - $\epsilon$ », учитывающие физическую нелинейность бетона и арматурной стали, во втором случае должен быть применён линейный закон Гука. Тогда в результате получим, соответственно, два момента трещинообразования: пластический –  $M_{crc}^{pl}$ , и упругий –  $M_{crc}^{el}$ . Их отношение и даст искомый коэффициент:

$$\gamma = \frac{M_{crc}^{pl}}{M_{crc}^{el}}. \quad (7)$$

Полученный по такой методике коэффициент  $\gamma$  имел не только количественное, но, что важно, качественное расхождение с опытными данными, о чём речь шла выше.

Далее, для выяснения этого расхождения, мы должны перейти к ответу на второй вопрос, поставленный выше: «при какой нагрузке на самом деле появляются трещины и что наиболее правильным будет принять в качестве критерия их появления, отчего он будет зависеть?». В общем-то на вторую часть вопроса ответ уже был дан при анализе причин несплошностей в

---

бетоне в форме следующего вывода: «границы между начальными, в том числе усадочными трещинами, силовыми трещинами при нагрузке  $M < M_{crc}$  и трещинами при  $M \geq M_{crc}$  физически не существует».

Отсюда следует, что расчёт на образование трещин не имеет под собой какого-либо строгого физического смысла. Это в чистом виде абстракция, условность, исходящая из принятой расчётной модели метода предельных усилий, или диаграммного метода и др.

Чтобы эту абстракцию наполнить конкретикой, необходимо:

- проанализировать максимально полный перечень причин возникновения несплошностей (в том числе трещин) в бетоне и железобетоне, упорядочить их по степени влияния и по взаимной вложенности причин и следствий;

- по каждой причине получить набор статистик для геометрических параметров несплошностей в виде функций распределения несплошностей по диаметрам, длинам, раскрытиям трещин, заглублениям, направлениям, расстояниям между несплошностями и т.д., это может быть сделано экспериментально, либо на основе моделирования;

- подобрать для этих статистик теоретические функции распределения случайной величины (для приведённых в предыдущем пункте геометрических параметров) с вычлениением необходимых для дальнейшего расчёта моментов случайной величины и других интегральных параметров – всё это в купе должно стать предметом нормирования на уровне соответствующих сводов правил;

- принять в качестве критериев наступления того или иного предельного состояния соответствующие интегральные параметры (типа математического ожидания, дисперсии и т.п. описанных в предыдущем пункте статистик), характеризующие кинетику развития пространства несплошностей в бетоне, арматуре, в зоне их контакта и т.д.;

---

– также для каждой причины (фактора) разработать отдельную расчётную модель типа «фактор-воздействие-результат», содержащую набор интегральных параметров из предыдущего пункта; увязать их в единую общую модель, на выходе расчёта по которой можно получать самую полную картину о дефектах структуры бетона на всех этапах жизненного цикла конструкций в зависимости от заданных условий.

Тогда граница между начальными усадочными трещинами, силовыми трещинами при нагрузке  $M < M_{crc}$  и трещинами при  $M \geq M_{crc}$  станет чёткой, количественно измеримой и качественно ощутимой. Но в таком случае необходимость в расчёте на трещинообразование отпадёт сама собой. Ключевой и единственной оценкой трещиностойкости конструкции тогда становится расчёт на раскрытие трещин, которое получается возможным определять на всех этапах нагружения – от нуля и вплоть до разрушения.

При такой постановке вопроса требования к расчёту могут быть такие:

– как и в традиционном расчёте по современным нормам вначале устанавливаются условия эксплуатации конструкции, определяют, какие на неё оказываются нагрузки и воздействия, из опыта проектирования назначают необходимые величины геометрических, физических и конструктивных параметров –  $x_j$ ;

– для рассматриваемого предельного состояния задаётся нормированное значение соответствующего интегрального параметра  $\Pi_{i,ult}$ , характеризующего пространство несплошностей бетона и арматуры;

– выполняется расчёт, в результате которого решается либо прямая задача о подборе требуемого армирования  $A_{s,тр} = F(x_1, x_2, \dots, x_j, \dots, x_{n-1}, \Pi_{i,ult})$ , либо обратная на основе проверки типа  $\Pi_i < \Pi_{i,ult}$ .

Согласно вышеизложенному, возможна, например, такая задача: для конструкций, которые находятся под давлением жидкостей и газов, т.е.

---

которые должны обеспечивать непроницаемость и герметичность (резервуары, напорные трубы, и т.п.):

- вычисляется ширина раскрытия трещин,
- по этой ширине определяется заглубление трещин,
- если раскрытие трещин находится в пределах допустимых значений (очевидно, что меньше 0,3 мм), то конструкция будет герметичной,
- в противном случае нам необходимо будет изменить конструкцию: повысить армирование, увеличить класс бетона и т.п.

Однако на сегодняшнем этапе развития науки о железобетоне решить поставленные выше задачи пока невозможно [13-15]. В данной статье намечены лишь некоторые шаги к этому.

1. В продолжение начатых исследований в данной статье рассмотрены допущения математических моделей расчёта трещиностойкости железобетонных конструкций.

2. На уровне норм для оценки трещиностойкости конструкций следует использовать только один расчёт – по ширине раскрытия трещин,  $a_{crc}$ . Так, при определённом значении  $a_{crc}$  конструкция по-прежнему будет оставаться герметичной (трещины будут несквозными), а при превышении этого значения – нет. При этом, уже имеющиеся в нормах расчёты на ограничение проницаемости и сохранность арматуры по-прежнему останутся востребованными.

3. На стыке теории накопления повреждений и нелинейной механики разрушения, предложен сжатый алгоритм возможного учёта влияния трещин на всех масштабных уровнях структуры бетона, ключевым для которого является нормирование статистических параметров распределения несплошностей по диаметрам, длинам, раскрытиям, заглублениям, направлениям, расстояниям между несплошностями и т.д.

### Литература:

1. Радайкин О.В., Карпенко Н.И. К совершенствованию диаграмм деформирования бетона для определения момента трещинообразования и разрушающего момента в изгибаемых железобетонных элементах // Строительство и реконструкция. 2012. №3 (41). С. 10-16
2. Радайкин О.В. К определению момента трещинообразования изгибаемых железобетонных элементов с учётом пластических деформаций бетона растянутой зоны // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. №3, 2018. – С. 30-38.
3. Клюев С.В., Гарькин И.Н., Клюев А.В., Сабитов Л.С. Результаты испытаний сборных подкрановых конструкций на выносливость // Строительные материалы и изделия. 2022. Т.5 №4. С. 39–46
4. Клюев С.В., Гарькин И.Н., Клюев А.В. Сравнительный анализ неразрезных подкрановых балок // Региональная архитектура и строительство. 2022. №3 (32). С. 111–126
5. Чепурненко В.С., Хашхожев К.Н., Языев С.Б., Аваков А.А. Совершенствование расчёта гибких трубобетонных колонн с учётом обжатия в плоскостях сечений // Строительные материалы и изделия. 2021. Т. 4. № 3. С. 41 – 53.
6. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А. К расчёту предварительно напряженных железобетонных и бетонных сечений по образованию трещин // Бетон и железобетон. – М.: Госстрой СССР, 1957, № 5. – С. 205-211.
7. Варламова Т.В., Ксенофонтова Т.К., Верхоглядова А.С., Мареева О.В. Учет динамических воздействий при проектировании консольных конструкций // Строительные материалы и изделия. 2022. Том 5. № 6. С. 54 – 63.

8. Дали Ф. А. Методологические аспекты обследования объектов защиты на соответствие требованиям пожарной безопасности в проблемно-ориентированных системах управления // Инженерный вестник Дона. 2021. № 7. URL: [ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2021/7114](http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2021/7114)

9. Кузин Н.Я., Багдоев С.Г. Оценка внешних факторов на несущую способность конструкций гражданских зданий // Региональная архитектура и строительство. – 2012.– №2– С.79-82.

10. Garkin I.N., Garkina I.A. System approach to technical expertise construction of building and facilities // Contemporary Engineering Sciences. – 2015. – Vol.8, №5. – P.213-217

11. Ведяков И.И., Гукова М.И., Фарфель М.И., Кондрашов Д.В., Яровой С.Н. Обследование конструкций зданий и сооружений завода ОАО "Тагмет" // Строительная механика и расчет сооружений. – 2013. – № 1 (246). – С. 58-64

12. Третьяк Л. П., Руденко А. М. Особенности системы управления профессиональными рисками // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2019. – № 1(27). – С. 105-109

13. Абрашитов В.С., Жуков А.Н., Устинова А.В. Определение категорий технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений // Региональная архитектура и строительство. – 2016. – № 4 (29). – С. 67-70

14. Колчунов В.И., Марьенков Н.Г., Омельченко Е.В., Тугай Т.В., Бухтиярова А.С. Методика определения жесткости плосконапряженных и стержневых железобетонных составных конструкции при сейсмических воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. – 2014.–№2.– С.12-15

15. Колчунов В.И., Демьянов А.И., Кащавцев А.А. Экспериментальные исследования прочности железобетонных составных конструкций с учётом

коррозионного воздействия и их анализ // Строительство и реконструкция. – 2017.– №1(69) – С.24-38

16. Римшин В.И., Анпилов С.М., Трунтов П.С. Исследование несущей способности сборных железобетонных плит с внутренней распоркой // БСТ: Бюллетень строительной техники. –2023. –№ 6 (1066). –С. 27-29.

17. Гайнуллин М.М., Анпилов С.М., Жураев З.П. Способ реконструкции и возведения большепролетных монолитных железобетонных перекрытий объектов военной инфраструктуры Военный инженер. – 2019. – № 3 (13). – С. 17-23.

### References

1. Radajkin O.V., Karpenko N.I. Stroitel'stvo i rekonstrukcija. 2012. №3 (41). p. 10-16

2. Radajkin O.V. Vestnik BGTU im. V.G. Shuhova. №3, 2018. p. 30-38.

3. Kljuev S.V., Gar'kin I.N., Kljuev A.V., Sabitov L.S. Stroitel'nye materialy i izdelija. 2022. T.5 №4. Pp. 39–46

4. Kljuev S.V., Gar'kin I.N., Kljuev A.V. Regional'naya arhitektura i stroitel'stvo. Regional'naja arhitektura i stroitel'stvo. 2022. №3 (32). pp. 111–126.

5. Шерпурненко В.С., Хашкhozhev К.Н., Языев С.В., Аваков А.А. Stroitel'nye materialy i izdeliya. 2021. T. 4. № 3. pp. 41 – 53.

6. Gvozdev A.A., Dmitriev S.A. Beton i zhelezobeton. M.: Gosstroj SSSR, 1957, № 5. pp. 205-211.

7. Varlamova T.V., Ksenofontova T.K., Verhogljadova A.S., Mareeva O.V. Stroitel'nye materialy i izdelija. 2022. Tom 5. № 6. pp. 54 – 63.

8. Dali F. A. Inzhenernyj vestnik Dona. 2021. №2. URL: [ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2021/7114](http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2021/7114)

9. Kuzin N.Ya., Bagdov S.G. Regional'naya arhitektura i stroitel'stvo. 2012. №2. pp.79-82.



10. Garkin I.N., Garkina I.A. Contemporary Engineering Sciences. 2015.Vol.8, No. 5. pp.213-217.
11. Vedjakov I.I., Gukova M.I., Farfel' M.I., Kondrashov D.V., Jarovoj S.N. Stroitel'naja mehanika i raschet sooruzhenij. 2013. № 1 (246). Pp. 58-64.
12. Tret'jak L. P., Rudenko A. M. Inzhenerno-stroitel'nyj vestnik Prikaspija. 2019. № 1(27). pp. 105-109.
13. Abrashitov V.S., Zhukov A.N., Ustinova A.V. Regional'naja arhitektura i stroitel'stvo. 2016. № 4 (29). pp. 67-70.
14. Kolchunov V.I., Mar'enkov N.G., Omel'chenko E.V., Tugaj T.V., Buhtijarova A.S. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo.2014.№2. pp.12-15.
15. Kolchunov V.I., Dem'janov A.I., Kashhavcev A.A. Stroitel'stvo i rekonstrukcija.2017.№1(69) pp.24-38.
16. Rimshin V.I., Anpilov S.M., Truntov P.S. BST: Byulleten' stroitel'noj tekhniki. 2023. № 6 (1066). pp. 27-29.
18. Gajnullin M.M., Anpilov S.M., ZHuraev Z.P. Voennyj inzhener. 2019. № 3 (13). pp. 17-23.