

Трещиностойкость железобетонных конструкций как функция предельной растяжимости бетона

А.Н. Иваненко, Н. А. Иваненко, Е. Н. Пересыпкин

Сочинский государственный университет, 354000, г. Сочи, ул. Советская, 26 А

Аннотация. В статье рассматривается задача об определении момента трещинообразования в изгибаемых железобетонных конструкциях. Показано, что усилие, при котором образуются трещины, существенно зависит от коэффициента упругости бетона при растяжении, равного отношению упругой части деформации к предельной растяжимости бетона.

Ключевые слова: Изгибаемый железобетонный элемент, усилие трещинообразования, коэффициент упругости бетона при растяжении.

I. Введение. Опыты показывают, что экспериментальные значения усилий трещинообразования в изгибаемых железобетонных конструкциях отличаются от расчётных значений заметно больше, чем экспериментальные и расчётные при разрушении, кроме того, разности между экспериментальными и расчётными усилиями трещинообразования бывают как положительными, так и отрицательными. Причиной этих расхождений могут быть разные факторы: прочность бетона, качество сцепления арматуры с бетоном, вид крупного заполнителя в составе бетона. Одна из возможных причин – принятие значения коэффициента упругости растянутой зоны независимо от вида бетона равным 0,5.

II. Постановка задачи. Из физических соображений представляется очевидным, что чем больше предельная деформация бетона при разрыве (или предельная растяжимость бетона ε_{bt2} [1,2]), тем большим должно быть сопротивление конструкции образованию трещин. Между тем в расчётах усилий трещинообразования обычно принимается коэффициент упругости растянутого бетона, представляющий собой отношение предельной упругой деформации ($\varepsilon_{bt1} = R_{bt,ser}/E_b$) к предельной растяжимости бетона ε_{bt2} , равным 0,5. Это значит, что класс, вид бетона не влияют на усилие

трещинообразования, что не соответствует опыту и теоретическим представлениям [3-7].

Рассмотрим задачу трещинообразования в изгибаемом железобетонном элементе, включив коэффициент упругости растянутого бетона в расчётные уравнения. Решение этой задачи выполним по нелинейной деформационной модели на основе диаграмм состояния бетона, арматуры по СП 63.13330.2012 и гипотезы плоских сечений.

III. Результаты. Деформирование бетона примем в виде двухзвенной упругопластической диаграммы, как в растянутой, так и в сжатой зоне. Деформации в арматуре при этом и в сжатом, и в растянутом бетоне будут линейными. Действительно, в растянутой арматуре в момент образования трещин напряжения определяются выражением, вытекающим из равенства деформаций в арматуре и бетоне

$$\sigma_s = (n_E/v) R_{bt,ser}, \quad (1)$$

где $n_E = E_s/E_b$ – отношение модуля упругости арматуры к начальному модулю упругости бетона; $v = \varepsilon_{bt1,red}/\varepsilon_{bt2}$ – коэффициент упругости растянутого бетона. Если принять реально завышенное значение коэффициента $n_E = 10$ и заниженное коэффициента $v = 0,1$, то при довольно высоком расчётном сопротивлении бетона растяжению в расчётах по второй группе предельных состояний $R_{bt,ser} = 2$ МПа будем иметь

$$\sigma_s = (n_E/v) R_{bt,ser} = (10/0,1) * 2 = 200 \text{ МПа,}$$

что меньше предела текучести самой мягкой арматурной стали. Такой же расчёт для сжатой зоны, работающей в стадии трещинообразования при относительно низких уровнях напряжений, показывает, что и здесь напряжения в стали далеки до предела текучести. Следовательно, деформации в арматуре сжатой и растянутой зон в стадии трещинообразования будут в линейно-упругой области.

Ограничимся случаем изгиба обычного железобетонного элемента без предварительного напряжения арматуры.

Расчётная схема изгибаемого элемента приведена на рисунке 1.

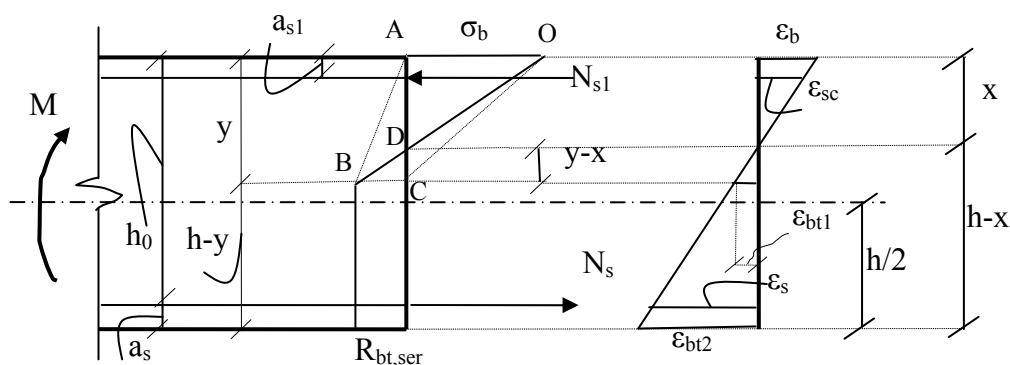


Рис. 1 – Распределение напряжений и деформаций в нормальном сечении при упругой работе сжатого бетона и упругопластической - растянутого

Ради удобства записи расчётных формул трансформируем эпюры напряжений в нормальном сечении, дополнив эпюру сжимающих напряжений треугольником ODC, а эпюру растягивающих напряжений – треугольником ADB (рисунок 1). В статическом отношении такая трансформация ничего не меняет, так как отрезки горизонтальных сечений добавленных треугольников одинаковы по величине и противоположны по знаку. Зато вместо разнозначной трапеции АОВС (или двух неудобных в вычислениях треугольников BDC и ADO с разными катетами) мы получили два разнозначных треугольника ABC и ACO с общим катетом AC.

Запишем геометрические соотношения, вытекающие из гипотезы плоских сечений, и относительные значения геометрических и физические параметров задачи:

$\alpha_s = a_s/h$, $\alpha_{sI} = a_{sI}/h$ - относительная толщина защитного слоя соответственно растянутой и сжатой арматуры; A_s , $\mu = A_s/(bh)$, ϵ_s , $N_s = \epsilon_s E_s A_s = \sigma_s \mu b h$ – площадь

поперечного сечения, коэффициент армирования, деформация растянутой арматуры и усилие в ней; A_{s1} , $\mu_l = A_{s1}/(bh)$, ε_{sc} , $N_{s1} = \varepsilon_{sc} E_s A_{s1} = \sigma_{s1} \mu_l bh$ – площадь поперечного сечения, коэффициент армирования, деформация сжатой арматуры и усилие в ней; $n_s = \sigma_s / R_{bt,ser}$, $n_{s1} = \sigma_{s1} / R_{bt,ser}$ – относительные напряжения в растянутой и сжатой арматуре; $h_0 = h - a_s$, $\lambda = h_0/h$ – рабочая высота сечения и её относительное значение;

x , $\xi = x/h$, y , $\eta = y/h$, $n_\sigma = \sigma_b / R_{bt,ser}$, $v = \frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bt2}} = \frac{\eta - \xi}{1 - \xi}$ – высота сжатой зоны, её

относительное значение, высота зоны упругой работы бетона, её относительное значение,

$$v = \frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bt2}} = \frac{\eta - \xi}{1 - \xi}, \quad \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bt1}} = \frac{\xi}{\eta - \xi}, \quad \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bt1}} = \frac{\varepsilon_b E_b}{\varepsilon_{bt1} E_b} = \frac{\sigma_b}{R_{bt,ser}} = n_\sigma, \quad n_\sigma = \frac{\xi}{\eta - \xi};$$
$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bt1}} = \frac{h_0 - x}{y - x} = \frac{\lambda - \xi}{\eta - \xi}, \quad \frac{\varepsilon_s E_s}{\varepsilon_{bt1} E_s} = \frac{\varepsilon_s E_s}{\varepsilon_{bt1} E_b n_E} = \frac{\sigma_s}{R_{bt,ser} n_E} = \frac{n_s}{n_E}, \quad \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bt1}} = \frac{\lambda - \xi}{\eta - \xi} = \frac{n_s}{n_E}, \quad (2)$$

$$\frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{bt1}} = \frac{x - a_{s1}}{y - x} = \frac{\xi - \alpha_{s1}}{\eta - \xi}, \quad \frac{\varepsilon_{sc} E_s}{\varepsilon_{bt1} E_s} = \frac{\varepsilon_{sc} E_s}{\varepsilon_{bt1} E_b n_E} = \frac{\sigma_{s1}}{R_{bt,ser} n_E} = \frac{n_{s1}}{n_E}, \quad \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{bt1}} = \frac{\xi - \alpha_{s1}}{\eta - \xi} = \frac{n_{s1}}{n_E} \quad (3)$$

С учётом $v = \frac{\varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bt2}} = \frac{\eta - \xi}{1 - \xi}$ и вытекающего из него соотношения $\xi = \frac{\eta - v}{1 - v}$

выразим все параметры через задаваемую величину v и одну из искомых величин η :

$$\left. \begin{aligned} n_\sigma &= \frac{\xi}{\eta - \xi} = \frac{(\eta - v)/(1 - v)}{\eta - (\eta - v)/(1 - v)} = \frac{\eta - v}{v - v\eta}; \\ n_s &= n_E \frac{\lambda - \xi}{\eta - \xi} = n_E \frac{\lambda - (\eta - v)/(1 - v)}{\eta - (\eta - v)/(1 - v)} = n_E \frac{\lambda - \eta + v(1 - \lambda)}{v - v\eta} = n_E \frac{\lambda - \eta + v\alpha_s}{v - v\eta}, \\ n_{s1} &= n_E \frac{\xi - \alpha_{s1}}{\eta - \xi} = \frac{(\eta - v)/(1 - v) - \alpha_{s1}}{\eta - (\eta - v)/(1 - v)} = n_E \frac{\eta + v\alpha_{s1} - \alpha_{s1} - v}{v - v\eta}. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Уравнение суммы проекций всех действующих в сечении сил и уравнение моментов относительно центра площади растянутой зоны с равномерным распределением напряжений $R_{bt,ser}$ в данной схеме получает вид

$$0,5\sigma_bby-0,5R_{bt,ser}by-R_{bt,ser}b(h-y)+\sigma_{sI}\mu_Ibh-\sigma_s\mu bh=0, \quad (5)$$

$$0,5\sigma_bby(2y/3+(h-y)/2)-0,5R_{bt,ser}by(y/3+(h-y)/2)+ \\ +\sigma_{sI}\mu_Ibh(y-a_{sI}+(h-y)/2)+\sigma_s\mu bh((h-y)/2-a_s)-M=0. \quad (6)$$

Разделив уравнение (5) на $0,5R_{bt,ser}bh$ и введя относительные величины параметров (4) придём к квадратному уравнению

$$(1-v)\eta^2+2(\mu n_E+\mu_I n_E+v)\eta-2[\mu n_E(\lambda+v\alpha_s)+\mu_I n_E(v+\alpha_{sI}-v\alpha_{sI})+v]=0 \quad (7)$$

$$\text{Это уравнение вида} \quad a\eta^2+b\eta-c=0,$$

где $a=1-v$; $b=2(\mu n_E+\mu_I n_E+v)$; $c=2[\mu n_E(\lambda+v\alpha_s)+\mu_I n_E(v+\alpha_{sI}-v\alpha_{sI})+v]$.

Физический смысл имеет лишь корень уравнения (7) со знаком плюс перед радикалом (второй корень – отрицателен, что противоречит смыслу изгибной задачи).

$$\eta = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4a\tilde{c}}}{2a}.$$

Вернёмся к уравнению моментов (6) и с целью обобщения решения запишем его в относительных параметрах, разделив обе части на $R_{bt,ser}bh^2/6$:

$$\eta(2\eta+1,5-1,5\eta)-\eta(\eta+1,5-1,5\eta)+3n_{sI}\mu_I(2\eta-2\alpha_{sI}+1-\eta)+3n_s\mu(1-\eta-2\alpha_s)-M/(R_{bt,ser}bh^2/6)=0,$$

$$m=M/(R_{bt,ser}bh^2/6)=0,5n_\sigma(\eta+3)\eta-0,5(3-\eta)\eta+3n_{sI}\mu_I(1-2\alpha_{sI}+\eta)+3n_s\mu(1-2\alpha_s-\eta). \quad (8)$$

На рисунке 2 изображены графики η , ζ , $m=6M/(R_{bt,ser}bh^2)$ в изгибаемом железобетонном элементе прямоугольного сечения при $\mu=0,01$, $\mu_I=0,002$, $a_s=a_{sI}=0,05h$, $n_E=8$ в зависимости от коэффициента упругости ν растянутого бетона.

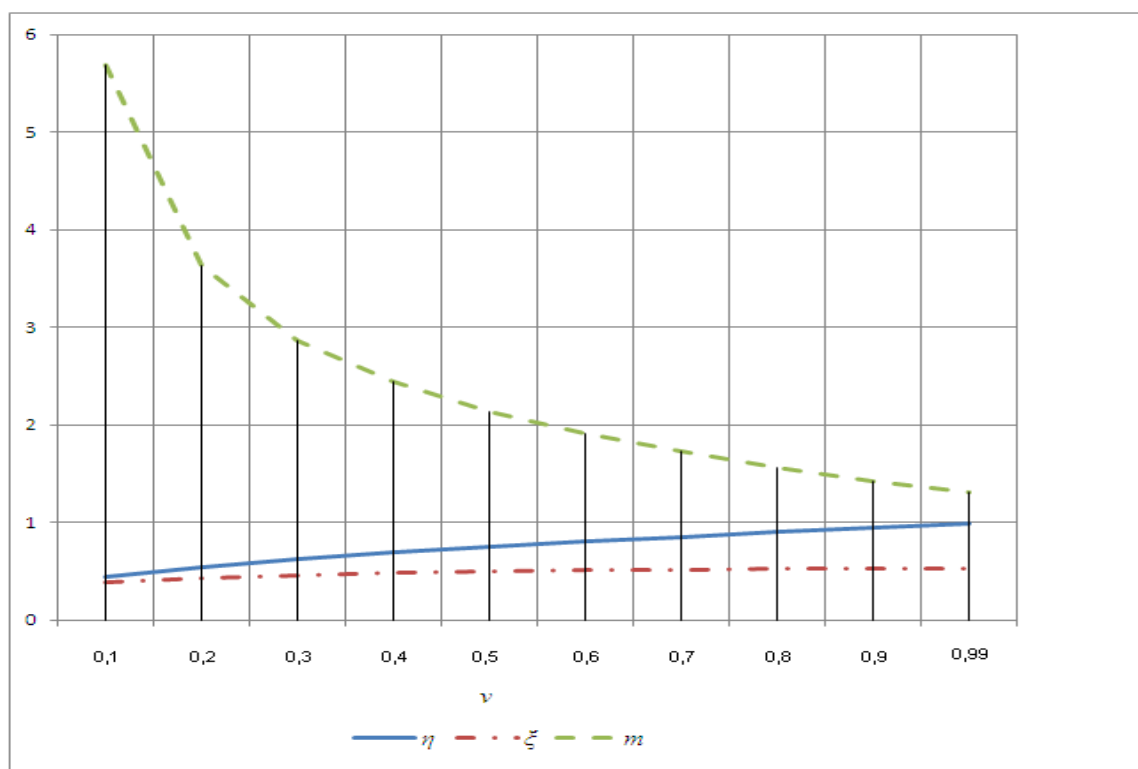


Рис. 2 – Графики параметров η , ξ , $m=6M/(R_{bt,ser}bh^2)$ в изгибаемом железобетонном элементе прямоугольного сечения при $\mu=0,01$, $\mu_1=0,002$, $a_s=a_{s1}=0,05h$, $n_E=8$ в зависимости от коэффициента упругости ν растянутого бетона

Из рисунка 2 видно, что влияние коэффициента упругости растянутого бетона на момент трещинообразования довольно велико, а именно, величина относительного момента трещинообразования при $\nu=0,1$ (упругая деформация мала по сравнению с полной) в четыре раза превышает относительный момент трещинообразования при $\nu=0,9$ (когда упругая деформация близка к полной). В этом проявляются специфические свойства высокопрочных бетонов, при сжатии рассмотренные, например, в работе [8].

Для сравнительного анализа опытных и расчетных параметров момента трещинообразования были использованы результаты экспериментальных исследований по литературным источникам [9,10]. Приведём более обширные данные Нугужина Ж. С. [10]. В качестве опытных образцов были приняты 24 железобетонные балки прямоугольного сечения с

размерами 15x30x400 см, расчетным пролетом 360 см. из бетона с проектной прочностью 30 и 80 МПа и варьируемым коэффициентом армирования (таблица 1). Балки первых двух серий имели прочность бетона 30 МПа, а 3 и 4 серий - 80 МПа. Серии образцов одной прочности отличались друг от друга степенью армирования. Каждая серия состояла из трех пар балок-близнецов. Балки армированы вязаными каркасами. Рабочая арматура из стали класса А-IV марки 80С диаметром 12 и 18 мм, которая допускается к применению в конструкциях без предварительного напряжения и обладает хорошими упругопластическими свойствами. В крайних третях пролета, чтобы исключить разрушение изгибаемых элементов по наклонному сечению от одновременного действия изгибающего момента и поперечной силы, установлена поперечная арматура в виде замкнутых хомутов из стали класса А-III марки 35ГС диаметром 6 мм. Зона чистого изгиба свободна от хомутов. Монтажная арматура из стали класса А-III марки 35ГС диаметром 6 мм, установлена только в крайних третях пролета. В качестве заполнителей использован гранитный щебень крупностью 0,5...1,5 см и речной песок средней крупности.

Механические характеристики бетона опытных образцов (кубиковую и призмную прочность, начальный модуль упругости) определены испытанием контрольных кубов и призм. Механические характеристики арматуры получены по результатам испытаний, которые в среднем составили: условный предел текучести $\sigma_{0,2}=640,73$ МПа, временное сопротивление разрыву $\sigma_u=1075,89$ МПа и модуль упругости $E_s=2*10^5$ МПа. Основные характеристики опытных образцов приведены в таблице 1.

Образцы испытывали как однопролетные свободно опертые балки в силовой раме, нагрузку передавали в виде двух сосредоточенных сил, приложенных в третях пролета.

Таблица 1

Характеристика опытных образцов

Шифр	Размеры сечения,			E _b МПа	E _s МПа	R _b , МПа	R _{bt} , МПа	μ
	b	h	a					
Б-31-1А	0.151	0.273	0.03	2.47	21.2	23	1.80714	0.0052
Б-31-1Б	0.148	0.275	0.03	2.47	19.5	23	1.80714	0.0052
Б-31-2А	0.15	0.275	0.02	2.42	19.4	25.3	1.93857	0.0052
Б-31-2Б	0.148	0.281	0.03	2.42	20.8	25.3	1.93857	0.0061
Б-31-3А	0.15	0.281	0.03	2.45	19.1	27	2.01428	0.0051
Б-31-3Б	0.148	0.275	0.03	2.45	19.2	27	2.01428	0.0053
Б-32-1А	0.15	0.273	0.02	3.08	20.5	29.3	2.115	0.0134
Б-32-1Б	0.149	0.275	0.03	3.08	19.8	29.3	2.115	0.0134
Б-32-2А	0.15	0.276	0.03	3.08	21.5	31.8	2.24	0.0132
Б-32-2Б	0.148	0.277	0.03	3.08	20.6	31.8	2.24	0.0134
Б-32-3А	0.15	0.28	0.02	3.2	20.3	31.6	2.23	0.0129
Б-32-3Б	0.148	0.283	0.03	3.2	19.9	31.6	2.23	0.0129
Б-81-1А	0.153	0.284	0.03	3.82	19.4	69.7	3.76285	0.0075
Б-81-1Б	0.15	0.285	0.03	3.82	20.7	69.7	3.76285	0.0076
Б-81-2А	0.1515	0.283	0.03	4.1	1.97	73.4	3.86857	0.0075
Б-81-2Б	0.151	0.287	0.03	4.1	1.96	73.4	3.86857	0.0076
Б-81-3А	0.154	0.284	0.02	4.27	2.07	71.4	3.81142	0.0075
Б-81-3Б	0.151	0.283	0.03	4.27	19.6	71.4	3.81142	0.0077
Б-82-1А	0.151	0.276	0.03	3.92	19.9	70	3.77142	0.0176
Б-82-1Б	0.14	0.28	0.03	3.92	19.7	70	3.77142	0.0175
Б-82-2А	0.15	0.279	0.03	3.68	20.8	72.3	3.83714	0.0176
Б-82-2Б	0.152	0.278	0.03	3.68	19.7	73.6	3.87428	0.0175
Б-82-3А	0.152	0.279	0.03	3.58	19.6	70.1	3.77428	0.0174
Б-82-3Б	0.148	0.275	0.03	3.58	19	70.1	3.77428	0.0182

Нагружение образцов производилось ступенями, равными 1/20 и 1/10 от величины ожидаемой разрушающей нагрузки. После каждой ступени нагрузок давали выдержку примерно 15 минут. В начале и конце выдержки снимали отсчеты по всем приборам, что давало возможность следить за развитием пластических деформаций в бетоне и арматуре.

Появление трещин в опытных образцах фиксировали путем осмотра поверхности бетона микроскопом МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм и 24-х

кратным увеличением. Момент трещинообразования $M_{crc\text{obs},1}$ определенный визуальным способом, сравнивали с моментом $M_{crc\text{obs},2}$ полученным по перелому кривой графиков деформации арматуры “ $M-\varepsilon_{sm,obs}$ ” и бетона “ $M-\varepsilon_{bt,obs}$ ”. Значения “ $M_{crc\text{obs}}$ ” опытных моментов, определённые двумя вышеуказанными способами, и расчетных значений коэффициента ν , вычисленных по формуле (8), приведены в табл. 2.

Таблица 2

Опытные моменты трещинообразования и расчетные значения коэффициента упругости ν

Шифр балки	$M_{crc\text{obs},1}$ кНм	ν	$M_{crc\text{obs},2}$ кНм	ν
Б-31-1А	8.5	0.237	7.72	0.289
Б-31-1Б	8.5	0.231	7.64	0.291
Б-31-2А	8.5	0.279	7.8	0.339
Б-31-2Б	8.5	0.33	7.63	0.413
Б-31-3А	8.5	0.327	7.6	0.419
Б-31-3Б	8.5	0.292	7.68	0.377
Б-32-1А	9.25	0.391	7.85	0.52
Б-32-1Б	9.25	0.382	7.8	0.516
Б-32-2А	9.25	0.451	8	0.575
Б-32-2Б	9.25	0.434	8.12	0.541
Б-32-3А	9.25	0.46	8.39	0.541
Б-32-3Б	9.25	0.429	7.8	0.58
Б-81-1А	13.75	0.487	10.26	0.801
Б-81-1Б	13	0.539	10.26	0.798
Б-81-2А	13	0.493	9.52	0.798
Б-81-2Б	13.75	0.388	9.52	0.825
Б-81-3А	15.25	0.261	9.86	0.769
Б-81-3Б	13.75	0.469	9.86	0.83
Б-82-1А	13.75	0.543	12.6	0.626
Б-82-1Б	13.75	0.5	12.6	0.579
Б-82-2А	13	0.65	12.2	0.714
Б-82-2Б	13	0.654	11	0.825
Б-82-3А	13.75	0.584	12.2	0.701
Б-82-3Б	13.75	0.535	12.4	0.631

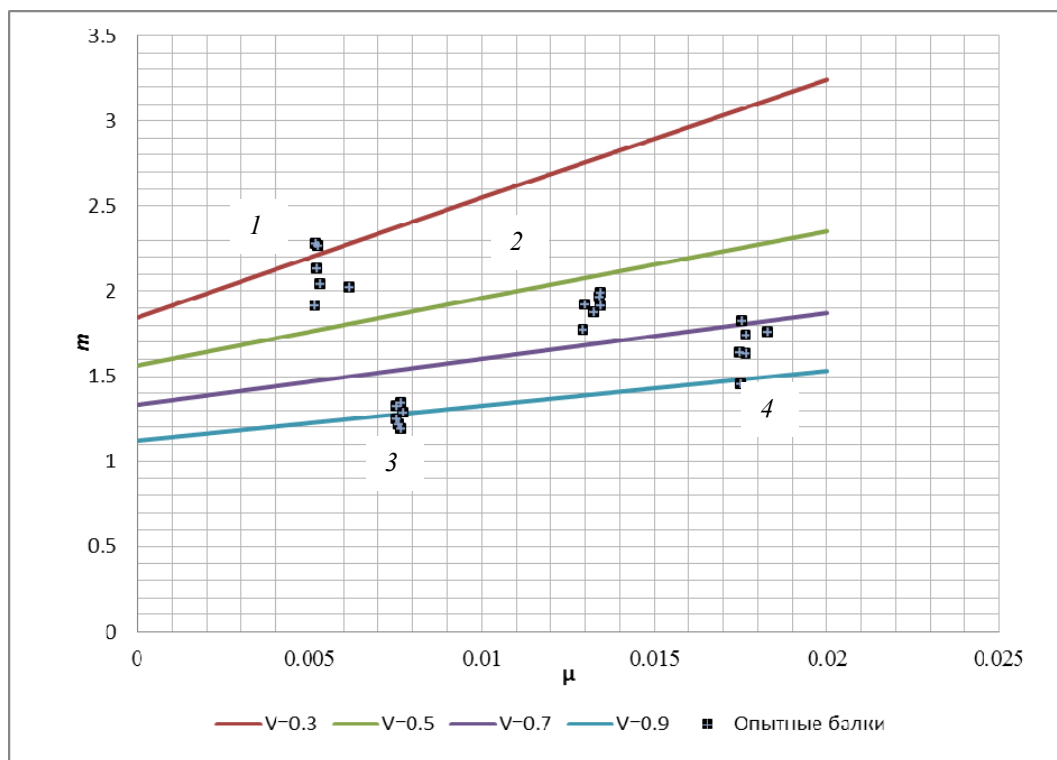


Рис. 3 – Сопоставление относительных опытных и расчетных моментов трещинообразования m в зависимости от коэффициента упругости ν .

На рисунке 3 приведены зависимости относительного момента трещинообразования m от коэффициента армирования μ и коэффициента упругости растянутого бетона ν . Чем выше прочность бетона, тем больше коэффициент упругости ν и тем меньше относительный момент трещинообразования, что следует из графика на рисунке 1. При определённом ν зависимость $m(\nu=\text{const}, \mu)$ практически линейная. Прямые линии на рисунке 3 соответствуют различным коэффициентам упругости. Верхняя - $\nu=0,3$, то есть бетону меньшей прочности, нижняя $\nu=0,9$ – более прочному. Группы точек, нанесённые на графики, получены путём пересчёта данных таблиц 1 и 2 ($m=6M/(R_{bt,ser}bh^2)$, μ).

Как видим, первая группа точек (первая серия опытных балок) расположена в поле между линиями, соответствующими $\nu=0,3$ и $\nu=0,5$ (ближе к $\nu=0,3$). Вторая сверху группа точек (вторая серия опытных балок) - в поле

между линиями, соответствующими $\nu=0,5$ и $\nu=0,7$ (в области ненанесённой линии $\nu=0,6$). Третья группа точек с самыми низкими значениями m (третья серия опытных балок) распределена вблизи линии $\nu=0,9$. И, наконец, четвёртая группа точек, крайняя справа (четвёртая серия опытных балок) находится между линией $\nu=0,7$ и ненанесённой линией $\nu=0,8$.

Результаты обработки опытов, описанных в работе [9], укладываются в рамки приведённых здесь результатов.

Графики рисунка 3 показывают, что конструкция из относительно малопрочного («вязкого») бетона со сравнительно небольшим количеством арматуры, например, первая группа точек (**B30**, $\mu=0,0052\div 0,0062$), может иметь относительный момент трещинообразования m больше, чем конструкция из высокопрочного («хрупкого») бетона с большим количеством арматуры, например, последняя группа точек (**B80**, $\mu=0,0175\div 0,0183$). Это обусловлено тем, что армирование, увеличивая момент трещинообразования конструкции, повышает её вязкость, как бы уменьшая коэффициент упругости растянутой зоны. Иными словами, в железобетонной конструкции действуют два противоположных фактора, влияющих на момент трещинообразования: коэффициент упругости растянутого бетона при увеличении, то есть при переходе от низкопрочного к высокопрочному бетону, снижает относительную трещиностойкость конструкции, а коэффициент армирования при увеличении повышает её. Одновременное изменение этих двух факторов при анализе опытных данных в некоторых случаях приводит к неожиданным на первый взгляд результатам.

IV. Выводы.

1. Анализ влияния коэффициента упругости бетона при растяжении на относительный показатель трещиностойкости бетонных и железобетонных

конструкций показывает важность этого параметра в расчётах по второй группе предельных состояний и необходимость его нормирования.

2. Опытов на трещиностойкость неармированного бетона мало и они имеют относительно низкую достоверность из-за разброса данных вследствие хрупкости процесса разрушения. Аналогичные опыты на армированных образцах позволяют получить надёжные результаты по определению коэффициента упругости растянутой зоны. Надо только выделить, какую часть момента трещинообразования конструкция воспринимает за счёт арматуры. Изложенная теория предоставляет такую возможность.

Литература

1. Иваненко А.Н., Иваненко Н.А., Пересыпкин Е.Н. Влияние предельной растяжимости бетона на трещиностойкость изгибаемых железобетонных конструкций // Строительство в прибрежных курортных регионах: Материалы 8-й международной научно-практической конференции 19-23 мая 2014. - Сочи: СГУ, 2014. – С. 65-70 .
2. E.N. Peresyppkin, V.P. Pochinok, V.S. Shevtsov, S.V. Shevtsov. Impact of Concrete Type on Crack Resistance of Reinforced Concrete Constructions. European researcher / International Multidisciplinary Journal, 2012, N 5-2 (21), pp. 622-625.
3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996.- 416 с.
4. Холмянский М.М. Бетон и железобетон: Деформативность и прочность.- М.: Стройиздат, 1997.- 576 с.
5. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчётные модели силового сопротивления железобетона: Монография.- М.: Издательство АСВ, 2004.- 472 с.

6. Nauss D.J. and Lott J.L. Fracture Toughness of Portland Cement Concretes/ - Journal of the American Concrete Institute. Vol. 66, No. 6, June, 1969, pp. 481-489.
7. Маилян Д.Р., Кургин К.В. О необходимости трансформации базовой аналитической зависимости "σ_b-ε_b" бетона - Инженерный вестник Дона. 2011. №4 URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2011/712.
8. Мкртчян А.М., Маилян Д.Р. Особенности расчёта железобетонных колонн из высокопрочного бетона по деформированной схеме. – Инженерный вестник Дона, 2013, №4 URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2013/2186.
9. Исследование армированных конструкций из мелкозернистого бетона для применения в северных районах Тюменской области. Отчет по НИР (заключит.). - Московский институт железнодорожного транспорта; рук. Карпухин Н.С.; исполн.: Рубинштейн А.Б. [др.]. – М., 1977. № ГР 77055010.- Инв. № 696624.- 127 с.
10. Нугужинов Ж.С. Деформации и ширина раскрытия трещин изгибаемых железобетонных элементов при многократно повторных нагружениях: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. М., НИИЖБ, 1986. 197 с.

References

1. Ivanenko A.N., Ivanenko N.A., Peresykin E.N. Materialy 8-j mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii 19-23 maja 2014. Sochi: SGU, 2014. Pp. 65-70.
 2. E.N. Peresykin, V.P. Pochinok, V.S. Shevtsov, S.V. Shevtsov. European researcher / International Multidisciplinary Journal, 2012, N 5-2 (21), p. 622-625.
 3. Karpenko N.I. Obshhie modeli mehaniki zhelezobetona. [General models of the mechanics of reinforced concrete]. M.: Strojizdat, 1996. 416 p.
-



4. Holmjanskij M.M. Beton i zhelezobeton: Deformativnost' i prochnost'. [Concrete and reinforced concrete: the Deformability and strength]. M.: Strojizdat, 1997. 576 p.
5. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Raschjotnye modeli silovogo soprotivlenija zhelezobetona [Calculation model of the power of resistance of reinforced concrete]: Monografija. M.: Izdatel'stvo ASV, 2004. 472 p.
6. Nauss D.J. and Lott J.L. Fracture Toughness of Portland Cement Concretes. Journal of the American Concrete Institute. Vol. 66, No. 6, June, 1969, pp. 481-489.
7. Mailyan D.R., Kurgin K.V. Inženernyj vestnik Dona (Rus). 2011. №4 URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2011/712.
8. Mkrtchyan A.M., Mailyan D.R. Inženernyj vestnik Dona (Rus), 2013, №4 URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2013/2186.
9. Issledovanie armirovannykh konstruktsiy iz melkozernistogo betona dlya primeneniya v severnykh rayonakh Tyumenskoy oblasti. [The study reinforced structures of fine-grained concrete for use in the Northern areas of the Tyumen region]. Otchet po NIR (zaklyuchit.). - Moskovskiy institut zheleznodorozhnogo transporta; ruk. Karpukhin N.S.; ispoln.: Rubinshteyn A.B. [dr.]. M., 1977. № GR 77055010.- Inv. № 696624. 127 p.
10. Nuguzhinov Zh.S. Deformatsii i shirina raskrytiya treshchin izgibaemykh zhelezobetonnykh elementov pri nemnogokratno povtornykh nagruzheniyakh [Deformation and crack opening width of bent concrete elements at times repeated loading]: Dis. ... kand. tekhn. nauk; 05.23.01. M., NIIZhB, 1986. 197 p.