

УДК 624.044:539.383

Симаков В.Д. – аспирант

E-mail: VasiliiSimakov86@mail.ru

Никитин Г.П. – кандидат технических наук, доцент

E-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1

Теоретические основы трещиностойкости железобетонных колонн в контактных стыках

Аннотация

Постановка задачи. Контактные стыки, в состав которых входят железобетонные колонны, широко распространены в строительстве. Проведенные многофакторные теоретические, численные и экспериментальные исследования, так же как и исследования отдельных российских и зарубежных авторов, указывают на необходимость выполнения проверки оголовков железобетонных колонн по образованию и раскрытию трещин в контактных стыках. Это согласуется с нормативными требованиями, согласно которым все строительные конструкции необходимо рассчитывать по двум группам предельных состояний. Однако, несмотря на то, что стыки являются наиболее ответственной частью конструкции, для них в настоящее время отсутствует подобный подход. Поэтому, целью работы ставится создание методики оценки трещиностойкости железобетонных колонн в контактных стыках.

Результаты. В статье приводятся основы теоретических исследований по трещиностойкости зоны смятия железобетонных колонн в контактных стыках, усиленной сетками косвенного армирования. Приведенные положения проверены методами компьютерного моделирования и экспериментально, а так же результатами исследований других ученых.

Выводы. Представленные данные можно использовать при создании методики, позволяющей выполнить расчеты по образованию и по раскрытию трещин железобетонных колонн в контактных стыках.

Ключевые слова: теоретические основы, методика, железобетонная колонна, контактный стык, образование и раскрытие трещин, теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатию, нелинейная деформационная модель.

Введение

Контактные стыки объединены общим принципом передачи сжимающих усилий через грузовую площадку ограниченной площади (рис. 1а). При обследовании технического состояния зданий и сооружений, часто фиксируется наличие вертикальных трещин в оголовках железобетонных колонн контактных стыков. Колонна, при этом, в течение длительного времени находится под нагрузкой без разрушения. Такие повреждения зафиксированы как специалистами по обследованию (рис. 1г), так и отмечены в литературе [1, 2, 8] по строительству (рис. 1д, е). При расчете несущей способности таких стыков, в нормах разных стран [3, 4], в том числе и России, использован один и тот же подход, основанный на оценке прочности бетона при сжатии с учетом разгружающего влияния незагруженной части сечения («эффект обоймы»). В СП 63.13330.2012 этот подход представлен расчетом на местное сжатие (рис. 1б). Однако, строительные конструкции предписано рассчитывать по двум группам предельных состояний, но для стыков нормами расчет по II-й группе предельных состояний не предусмотрен. Тем не менее, стыки – наиболее ответственные элементы любой конструкции, именно с них начинается разрушение, и именно они обеспечивают конструкционную безопасность всего каркаса.

Указанные обстоятельства обуславливают необходимость в создании методики расчета контактных стыков по образованию и раскрытию трещин, что позволит обеспечить более эффективный расход материалов при проектировании, повысит конструкционную

безопасность зданий, а так же позволит установить остаточную несущую способность существующих стыков с уже образовавшимися трещинами в процессе эксплуатации. Подобный расчет необходим и при реконструкции, т.к. при ней нагрузка на колонны иногда возрастает, что может спровоцировать появление и развитие новых трещин.

Основы теоретических исследований

Проанализированные доступные существующие авторские подходы (В.А. Червонобаба, Б.М. Гладышев, М.М. Мирмунинов, И.С. Ульбиева) по оценке трещиностойкости стыков носят эмпирический характер, не отражающие фактического НДС, и подходят для узкого диапазона использования, кроме того, в них отсутствуют предложения к расчету стыков по раскрытию трещин. Следовательно, они нуждаются в доработке.

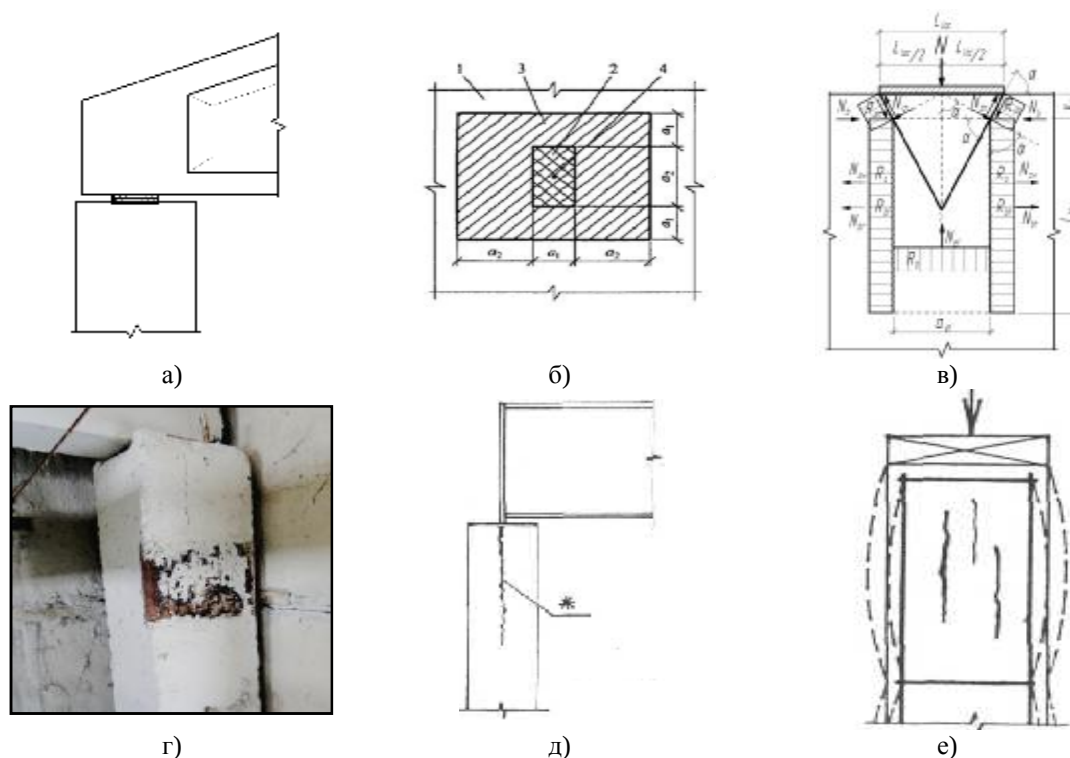


Рис. 1. Железобетонные колонны в контактных стыках:

- а – стык колонны со стропильной балкой; б – расчет на местное смятие по СП 63.13330.2012;
- в – расчетная модель сопротивления зоны смятия по положениям ТССАМС;
- г – оголовок с трещиной, выявленный при обследовании;
- д, е – повреждения оголовков колонн, приведенные в работах Габрусенко В.В.

Известно, что контактные стыки испытывают сложное НДС. Разрушение зоны смятия вызывается уплотнением бетона в виде клина под грузовой площадкой, который внедряется в тело элемента и «разрывает» его изнутри. Косвенная арматура препятствует поперечному расширению и повышает несущую способность. Поэтому, для решения поставленной задачи, выдвинута гипотеза, согласно которой оценка трещиностойкости железобетонных колонн в контактных стыках может быть дана при совместном использовании нелинейной деформационной модели (НДМ, автор – проф. А.С. Залесов) и теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию (ТССАМС, автор – проф. Б.С. Соколов).

Согласно ТССАМС [5], на несущую способность оказывает влияние большое число факторов, а разрушение происходит от преодоления сопротивления бетона отрыву, сдвигу и раздавливанию (рис. 1в). Положения ТССАМС наглядно характеризует это сложное НДС стыка, в то время как НДМ отражает зависимость между напряжениями и деформациями. Диаграммы деформирования, составленные на основе НДМ, могут быть применены как в зоне отрыва, сдвига и раздавливания, так и для растянутой косвенной арматуры. НДМ представлена в действующих нормах в виде двухлинейных и

трехлинейных диаграмм деформирования при сжатии и растяжении, которые принимаются в данной работе за базовые. Диаграмму поперечного деформирования в зоне отрыва можно построить из диаграммы сжатия используя коэффициент поперечных деформаций ($\nu_{b,p}$). Диаграмма для среза так же выводится из диаграммы сжатия по формулам сопротивления материалов. При этом необходимо учитывать, что согласно исследованиям И.А. Узуна, Н.И. Карпенко, Ф.Х. Ахметзянова [6], до момента образования трещин $\nu_{b,p} = 0,2$, а на момент разрушения $\nu_{b,p} = 0,5$.

Испытания бетонных фрагментов колонн, представленные в работе английского ученого A.S. Williams, показали, что при определенных сочетаниях размеров поперечного сечения колонны (a) и грузовой площадки (L_{loc}), даже простой бетонный образец без косвенной арматуры продолжает воспринимать возрастающую нагрузку после образования первых трещин. То, что разрушение начинается не сразу, а по мере накопления трещин, подтверждается и исследованиями других ученых. Это позволило предположить, что на диаграмме поперечного деформирования, еще до разрушения, может быть определена некоторая точка (рис. 2а), которая будет соответствовать моменту образования трещин. Т.к. диаграммы отрыва, сдвига и раздавливания взаимосвязаны, то искомая точка будет присутствовать на каждой из них.

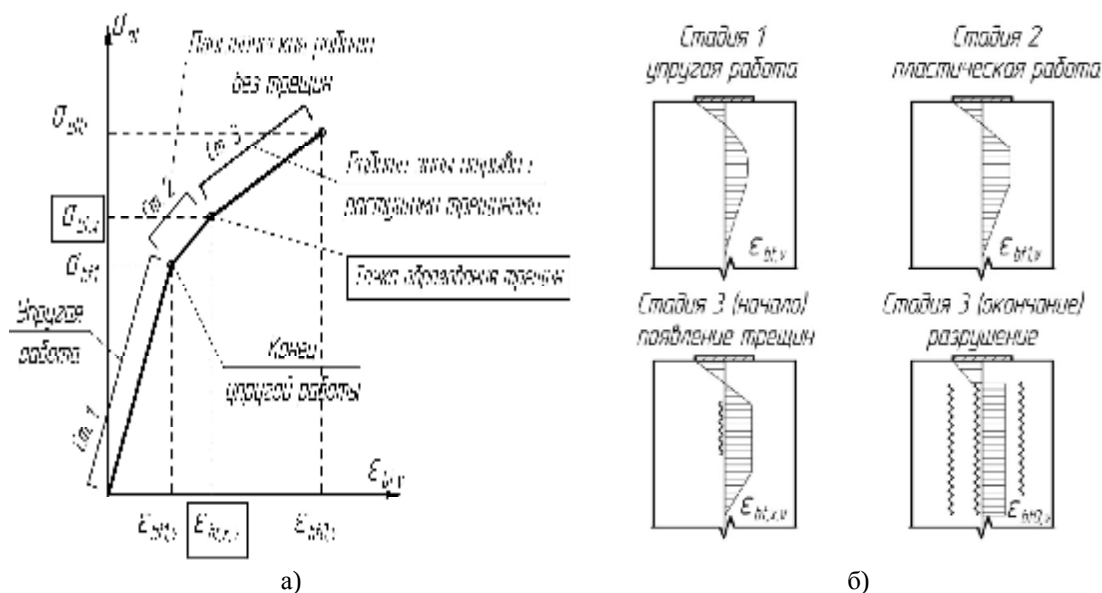


Рис. 2. Схемы поперечного деформирования оголовка железобетонной колонны при сжатии:
а – диаграмма поперечного деформирования; б – стадии НДС при возрастающей нагрузке

Работа оголовка железобетонной колонны под нагрузкой может быть разбита на три стадии (рис. 2б):

– Стадия 1. Бетон и арматура в растянутой зоне работают совместно и упруго. На диаграмме рис. 2а это соответствует участку « $\sigma_{bt1}-\epsilon_{bt1,v}$ » (символ «v» здесь условно обозначает действие в поперечном направлении);

– Стадия 2. С увеличением нагрузки бетон начинает работать пластично, и при некоторых значениях « $\sigma_{bt,x}-\epsilon_{bt,x,v}$ » (символ «x» условно обозначает неизвестную величину в данном исследовании) возникают первые трещины в растянутой зоне. На графике эта точка будет соответствовать моменту образования трещин и поможет определить усилие образования трещин (N_{cr}). В представленной статье представлен теоретический метод её определения. В работах она проверяется как компьютерными методами [8], так и физическими экспериментами [9].

– Стадия 3. Соответствует работе оголовка колонны с развивающимися трещинами. Он продолжает воспринимать возрастающую нагрузку за счет наличия косвенной арматуры и участков бетона без трещин. Рост трещин наблюдается вплоть до разрушения, когда происходит полное выключение из работы бетона в растянутой зоне

при достижении предельных относительных поперечных деформаций. На рис. 2а конец этой стадии соответствует точке « $\sigma_{bt0}-\varepsilon_{bt0,v}$ » при максимальной сжимающей силе (N_{max}).

Одновременно, зоны сдвига и раздавливания испытывают аналогичные стадии, т.к. их диаграммы деформирования взаимосвязаны и выводятся одна из другой. Основываясь на сказанном выше, при создании методики расчета трещиностойкости контактных стыков были решены следующие теоретические задачи:

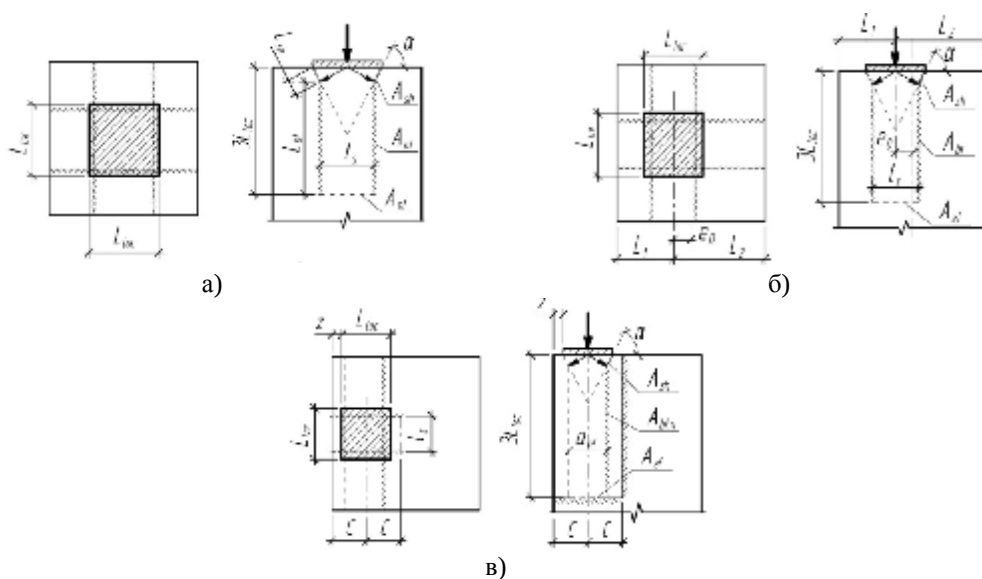
- 1) Определена точка « $\sigma_{bt,x}-\varepsilon_{bt,x,v}$ » на диаграмме деформирования (рис. 2а);
- 2) Определено N_{crc} при « $\sigma_{bt,x}-\varepsilon_{bt,x,v}$ »;
- 3) Определено N_{max} при « $\sigma_{bt0}-\varepsilon_{bt0,v}$ »;
- 4) Определена ширина трещин (a_{crc}) от внешней фактической сжимающей силы ($N_{факт}$), которая может изменяться в диапазоне от N_{crc} до N_{max} .

При решении первой задачи, положение точки « $\sigma_{bt,x}-\varepsilon_{bt,x,v}$ » определяется из отношения объема эпюры напряжений при упруго-пластичной работе в форме трапеции (рис. 2б – стадия 2) к объему эпюры напряжений в предельном состоянии в форме прямоугольника (рис. 2б – стадия 3 окончание). Эпюра упруго-пластичной работы составлена по результатам испытаний стыков, выполненных Р.Р. Латыповым совместно с Б.С. Соколовым [5], и рекомендациям, изложенным в «Кратких заметках» А.С. Залесова. Согласно этим рекомендациям, форма эпюры напряжений зависит от ключевых точек на диаграмме деформирования в зависимости от класса бетона. Прямоугольная эпюра зоны отрыва в предельном состоянии, принимается по положениям ТССАМС [5]. В расчетах положение искомой точки (решение задачи 1) определяется коэффициентом (k_x), который приводит предельную прочность стыка к нагрузке, при которой образуются первые трещины.

$$k_x = \frac{V_{\text{трапеции}}}{V_{\text{прямоугольника}}} = \frac{\sigma_{bt,x}}{\sigma_{bt,0}} = \frac{\varepsilon_{bt,x,v}}{\varepsilon_{bt0,v}}. \quad (1)$$

В зависимости от размеров (L_{loc}) и расположения грузовой площадки на колонне (e_0), расчетная схема, характеризующая положение расчетных зон может изменяться. Поставленные задачи 1-4 для этих схем решаются одинаково, но с разными величинами расчетными сопротивлениями зон отрыва, сдвига и раздавливания. Расчетные схемы для трех случаев, принятые на основании положений ТССАМС, представлены на рис. 3. В них передача сжимающей нагрузки осуществляется через грузовую площадку, расположенную:

- на оси колонны (рис. 3а);
- с эксцентриситетом относительно оси колонны (рис. 3б);
- на краю поперечного сечения (рис. 3в).



Поперечные деформации бетона в зоне отрыва, при которых возникают первые трещины, определяются по формуле:

$$\varepsilon_{bt,x,v} = k_x \cdot \varepsilon_{b0} \cdot v_{b,p} \quad (2)$$

Напряжение в косвенной арматуре при этом определяется из условия её совместных деформаций с бетоном по формуле:

$$\sigma_{sw.bt,x} = \varepsilon_{bt,x,v} \cdot E_s \quad (3)$$

С учетом приведенного, условие прочности ТССАМС может быть перестроено в условие трещиностойкости стыка (решение задачи 2) в следующем виде:

$$N_{crc} = \frac{(N_{bt,x} + N_{sw.bt,x}) \cdot \cos \alpha + 2N_{sh,x}}{\sin \alpha} + N_{ef,x} \quad (4)$$

где $N_{bt,x} = N_{bt} \times k_x$; $N_{sh,x} = N_{sh} \times k_x$; $N_{ef,x} = N_{ef} \times k_x$ – сопротивления зон отрыва, сдвига и раздавливания на момент образования трещин соответственно. N_{bt} , N_{sh} , N_{ef} – сопротивления зон отрыва, сдвига и раздавливания в предельном состоянии, определяемые по положениям ТССАМС; $N_{sw.bt,x} = \sigma_{sw.bt,x} \times A_{sw}$ – усилие, воспринимаемое косвенной арматурой при образовании трещин, зависящее только от площади поперечного сечения арматуры (A_{sw}) и не зависящее от класса стали.

При сжатии с эксцентриситетом (рис. 3б) перед скобкой в формуле (4) вводится понижающий коэффициент (k_e), который определяется аналогично k_x из соотношения объемов эпюр напряжений в зоне отрыва. При приложении нагрузки на край поперечного сечения (рис. 3в), площадь отрыва определена при совмещении результатов [7] исследований нескольких работ: Р.Р. Латыпова, Б.С. Соколова [5], И.С. Ульбиевой, К.С. Elliott.

С дальнейшим увеличением сжимающей нагрузки, по мере развития трещин, бетон в зоне отрыва из работы постепенно исключается, и растягивающие напряжения в большей степени воспринимаются косвенной арматурой. Разрушение оголовка колонны происходит в зоне отрыва в момент исчерпания прочности бетона на растяжение и достижения по всей зоне отрыва предельных поперечных деформаций ($\varepsilon_{bt0,v}$) при $v_{b,p} = 0,5$ и сжимающей силе N_{max} . Условие прочности (решение задачи 3) записывается по ТССАМС при сопротивлениях расчетных зон, определенных по схемам на рис. 3:

$$N_{max} = \frac{(N_{bt} + N_{sw.bt0}) \cdot \cos \alpha + 2N_{sh}}{\sin \alpha} + N_{ef} \quad (5)$$

где $N_{sw.bt0} = \sigma_{sw.bt0} \times A_{sw} = \varepsilon_{bt0} \times v_{b,p} \times E_s \times A_{sw}$ – усилие, воспринимаемое косвенной арматурой на момент разрушения. После разрушения бетон в зоне отрыва теряет несущую способность и напряжения в косвенной арматуре ($\sigma_{sw,max}$) определяются из условия:

$$\sigma_{sw,max} = \frac{(N_{max} - N_{ef}) \cdot \sin \alpha - 2N_{sh}}{A_{sw} \cdot \cos \alpha} \quad (6)$$

Ширина раскрытия трещин при этом, с учетом определенного по рис.3 расстояния между ними (l_s), определяется по формуле:

$$a_{crc,max} = \varphi \cdot \psi_s \cdot \frac{(\sigma_{sw,max} - \sigma_{sw,bx})}{E_s} \cdot l_s \quad (7)$$

Формула (7) принята с учетом [5], где $\psi_s = 1 - \omega \times N_{bt}/N$ – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; φ – коэффициент, принимаемый по СП 63.13330.2012 и учитывающий профиль арматуры.

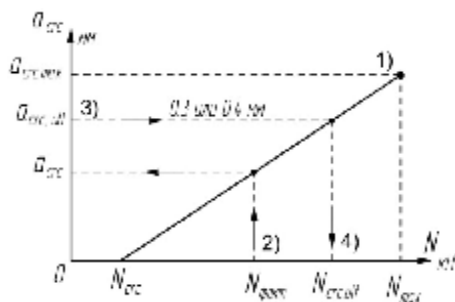


Рис. 4. График зависимости ширины раскрытия трещин от величины сжимающей силы

Значения N_{max} и $a_{crc,max}$ при оценке трещиностойкости носят вспомогательный характер и служат для решения задачи 4 при построении графика зависимости ширины раскрытия трещин от величины сжимающей силы « $N - a_{crc}$ » (рис. 4).

На графике при сжимающей силе N_{crc} величина $a_{crc}=0$, а при N_{max} – соответствующая ширина трещины $a_{crc,max}$. Ширина раскрытия трещин от фактической нагрузки ($N_{факт}$), которая может быть больше чем N_{crc} , но меньше чем N_{max} , определяется графически или интерполяцией по формуле:

$$a_{crc} = \frac{(N_{факт} - N_{crc}) \cdot a_{crc,max}}{(N_{max} - N_{crc})} \leq [a_{crc,ult}]. \quad (8)$$

Сравнивая полученное значение a_{crc} с $[a_{crc,ult}]$ (0,3 или 0,4 мм, в зависимости от длительности действия нагрузки), делается вывод о соответствии стыка требованиям эксплуатационной пригодности. При этом напряжения в арматуре не должны превышать предела текучести:

$$\sigma_{sw} = \sigma_{sw,bt,x} + \frac{a_{crc} \cdot E_s}{l_s \cdot \varphi} \leq R_{s,n}. \quad (9)$$

Предельное сжимающее усилие, удовлетворяющее (9), определяется по формуле так же полученной интерполяцией, т.к. при разрушении $\sigma_{sw,max}$ всегда больше $R_{s,n}$:

$$N_{crc,ult} = N_{crc} + \frac{(N_{max} - N_{crc})(R_{s,n} - \sigma_{sw,bt,x})}{(\sigma_{sw,max} - \sigma_{sw,bt,x})}. \quad (10)$$

Представленные теоретические основы исследования использованы при создании методики расчета оголовков железобетонных колонн в контактных стыках по образованию и раскрытию трещин. Выдвинутые гипотезы и расчетные выражения подтверждены численными [8] и экспериментальными [9] исследованиями, в ходе которых был откорректирован коэффициент k_x (рис. 2), метод его определения (1) и расчетные схемы [10] сопротивления стыков (рис. 3).

Заключение

Обобщая вышесказанное, можно сделать вывод о том, что представленная работа обладает требуемыми актуальностью, научной новизной и практической значимостью:

1. Актуальность заключается в том, что для стыков, являющихся элементами наиболее ответственными с точки зрения конструкционной безопасности, предложенная оценка трещиностойкости позволяет обеспечивать выполнение нормативных требований, согласно которым расчет железобетонных элементов необходимо выполнять по двум группам предельных состояний.
2. Научная новизна работы заключается в совместном использовании нелинейной деформационной модели (НДМ) и теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию (ТССАМС).
3. Практическая значимость заключается в возможности разработки единой методики оценки трещиностойкости стыков различной конфигурации и совершенствовании оценки технического состояния стыков с уже имеющимися трещинами при обследовании.

Список библиографических ссылок

1. Плевков В. С., Балдин И. В., Гончаров М. Е. Восстановление несущей способности железобетонного каркаса кардиологического центра в г. Кемерово // Предотвращение аварий зданий и сооружений. PREVDIS.RU : ежемес. интернет-изд. 2010. № 3 URL: <http://prevdis.ru/vosstanovlenie-nesushhej-sposobnosti-zhelezobetonnoy-karkasa-kardiologicheskogo-tsentra-v-g-kemerovo> (дата обращения: 02.15.2017).
2. Yu J., Yu K., Shang X., Lu Z. New Extended Finite Element Method for Pinching Effect in Reinforced Concrete Columns // ACI Structural Journal. 2016. № 113-04. P. 689–699.
3. Биби Э. В., Нараянан Р. С. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций. М. : МГСУ, 2013. 291 с.

4. Bonetti R., Wollmann R., Santos J. T. Bearing strength of confined concrete // *ACI Structural Journal*. 2015. № 111-06. P. 1317–1328.
5. Соколов Б. С. Теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатию и ее практическое применение. М. : АСВ, 2011. С. 16–26, 125–127.
6. Ахметзянов Ф. Х. Диаграммы напряжения и деформации бетона и их использование для определения параметров и критериев повреждаемости при кратковременном и продолжительном нагружениях бетонных и железобетонных элементов (часть 1) // *Известия КГАСУ*. 2010. № 1 (14). С. 89–95.
7. Talley K. G., Kapitan J. G., Breen J. E. Method for approximation of ASR/DEF damage in concrete columns // *ACI Structural Journal*. 2016. № 113-01. P. 105–110.
8. Никитин Г. П., Симаков В. Д. Расчет контактных стыков колонн по образованию и раскрытию трещин : сб. ст. Международной научной конференции, посвященной 85-летию кафедры и 100-летию со дня рождения Попова Н.Н. Современные проблемы расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений на аварийные воздействия / НИУ МГСУ. Москва, 2016. С. 290–296.
9. Симаков В. Д. Трещиностойкость контактных стыков колонн // *Известия КГАСУ*. 2016. № 4 (38). С. 248–254.
10. Никитин Г. П., Симаков В. Д. Расчет горизонтальных контактных стыков колонн при сжатии по образованию и раскрытию трещин : сб. ст. VII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР 2014 / ЧГУ. Чебоксары, 2014. С. 155–160.

Simakov V.D. – post-graduate student

E-mail: VasiliiSimakov86@mail.ru

Nikitin G.P. – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya, st., 1

Theoretical basis of resistance to cracking of concrete columns in the contact joints

Abstract

Problem statement. Contact joints which include of reinforced concrete columns are common in the construction. The theoretical, numerical and experimental studies, as well as the case studies of Russian and foreign authors Indicate the need to verify the heads of reinforced concrete columns by the formation and opening of cracks in the contact junctions. This is consistent with the regulatory requirements, according to which all building structures must be calculated by two groups of limit states. However, in spite of the fact that the joints are the most responsible part of the design, for them there is currently no such approach. Therefore, the aim of the work is to create a methodology for assessing the fracture toughness of reinforced concrete columns in contact junctions.

Results. The paper presents the basics of theoretical studies on the fracture toughness of the zone of crushing of reinforced concrete columns in contact junctions reinforced with indirect reinforcement meshes. The above provisions have been verified by computer simulation methods and experimentally, as well as by the results of research by other scientists.

Conclusions. The presented data can be used to create a methodology that allows for calculations on education and on the disclosure of cracks in reinforced concrete columns in contact junctions.

Keywords: theoretical basis, methodology, reinforced concrete column, a contact joint, initiation of cracks, crack opening, the power of resistance of concrete compression theory, nonlinear deformation model.

References

1. Plevkov V. S., Baldin I. V., Goncharov M. E. Rehabilitation of the bearing capacity of the reinforced concrete skeleton of the cardiological center in Kemerovo // Prevention of accidents of buildings and structures. PREVDIS.RU: monthly online edition. 2010. № 3 URL: <http://prevdis.ru/vosstanovlenie-nesushhej-sposobnosti-zhelezobetonного-karkasa-kardiologicheskogo-tsentra-v-g-kemerovo> (reference date: 02.15.2017).
2. Yu J., Yu K., Shang X., and Lu Z. New Extended Finite Element Method for Pinching Effect in Reinforced Concrete Columns // ACI Structural Journal. 2016. № 113-04. P. 689–699.
3. Bibi E. V., Narayanan R. S. Guide for designers to Eurocode 2: Design of reinforced concrete structures. M. : MGSU, 2013. 291 p.
4. Bonetti R., Wollmann R., Santos J. T. Bearing strength of confined concrete // ACI Structural Journal. 2015. № 111-06. P. 1317–1328.
5. Sokolov B. S. The theory of the power of resistance the anisotropic material to compression and its practical application. M. : ASV, 2011. P. 16–26, 125–127.
6. Akhmetzyanov F. Kh. Pressure and deformation concrete diagrammes (σ - ϵ) and their use for definition of parametres and criteria of damageability at short-term and long loading of concrete and ferro-concrete elements (part 1) // Izvestiya KGASU. 2010. № 1 (14). P. 89–95.
7. Talley K. G., Kapitan J. G., Breen J. E. Method for approximation of ASR/DEF damage in concrete columns // ACI Structural Journal. 2016. № 113-01. P. 105–110.
8. Nikitin G. P., Simakov V. D. Calculation of the columns in the horizontal contact joints under compression by the appearance and disclosure of cracks : dig. of art. International scientific conference devoted to the 85th anniversary of the department and the 100th anniversary of the birth of N. Popov. Current problems in the calculation of reinforced concrete structures of buildings and structures on the emergency action / NRU MGSU. Moscow, 2016. P. 290–296.
9. Simakov V. D. Crack resistance in the contact joints of columns // Izvestiya KGASU. 2016. № 4 (38). P. 248–245.
10. Nikitin G. P., Simakov V. D. Calculation of horizontal contact joints columns under compression by the appearance of cracks and disclosure : dig. of art. VII All-Russian (II International) Conference NASKR 2014 / ChGU. Cheboksary, 2014. P. 155–160.