

Особенности работы монолитного рамного узла с криволинейной арматурой

В.Н. Аксенов, Н.Б. Аксенов

Донской государственный технический университет

Аннотация: В статье рассмотрены результаты анализа напряженно деформированного состояния и характера разрушения рамного узла сопряжения монолитного железобетонного ригеля с колонной рамной конструктивной системы. Отличительной особенностью рассматриваемого узла является тот факт, что часть или вся растянутая (верхняя) арматура ригеля изгибаясь по некоторому радиусу R переходит в колонну. Исследование выполнялось путём постановки вычислительного эксперимента. Моделирование выполнялось в программном комплексе Лира-САПР. Рассмотрен вопрос расчёта нормальных сечений узла с позиции СП 63.13330 по формулам внецентренного сжатия. Выполнен анализ характера разрушения узлов в ходе физического эксперимента. Определена зависимость радиального давления криволинейной арматуры на бетон от напряжения в арматуре и её радиуса загиба. В качестве объекта расчёта принято биссектральное сечение узла, представленное в виде прямоугольной пластины единичной толщины, вырезанной двумя плоскостями, перпендикулярными срединной поверхности узла. Расчёты выполнены в нелинейной постановке. Сделаны предложения по ограничению напряжений в арматуре при расчёте узла по СП 63.13330. Предложена модель расчёта узла от скола боковых граней радиальным давлением криволинейных стержней.

Ключевые слова: рамный узел, железобетон, арматура, разрушение, напряжения, деформации, биссектральное сечение, нормальное сечение, радиус загиба, скол бетона, конечный элемент, Лира-САПР.

В современном монолитном домостроении весьма часто используются рамные конструктивные системы. Одними из основных элементов рам, образованных стержневыми элементами, являются монолитные узлы сопряжения ригелей с колоннами. Характерной особенностью узла является тот факт, что бетон работает в условиях сложного напряженно-деформированного состояния [1-3]. Предметом исследования выбраны карнизные узлы крайних колонн, имеющие Г-образную форму. В этих узлах часть или вся растянутая (верхняя) арматура ригеля изгибаясь по некоторому радиусу R переходит в колонну. Как отмечалось ранее [4], характер распределения напряжений по высоте биссектрального сечения существенно отличается от распределения напряжений в нормальных сечениях ригеля и колонны. На рис.1 представлены изополя главных растягивающих

напряжений в бетонном (без арматуры) узле. Как видим, наибольшие растягивающие напряжения, перпендикулярные биссектрисе, имеют место не на растянутой грани, а внутри узла: на участке, расположенным между нейтральной линией и вершиной исходящего угла. Расстояние от вершины исходящего узла до области с наибольшими растягивающими напряжениями составляет около 0,43 от высоты биссектрального сечения (левая часть рис.1).

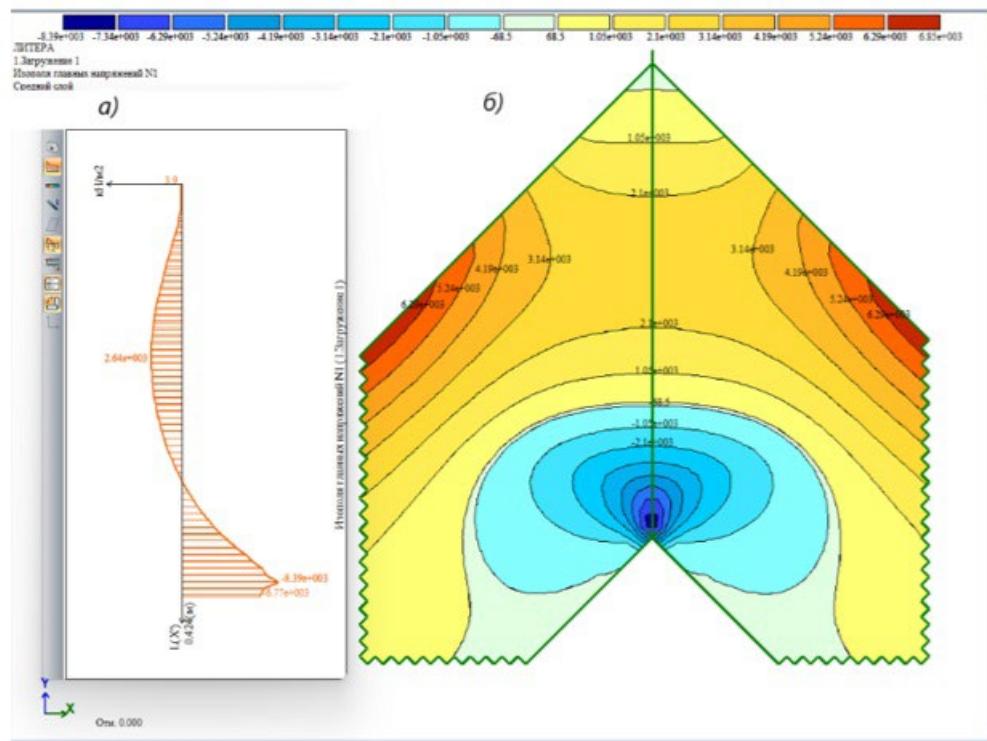


Рис. 1. Распределение главных растягивающих напряжений N_1 :

а – по высоте биссектрального сечения; б – в бетоне узла.

Логично предположить, что расположение растянутой арматуры должно соответствовать характеру распределения действующих усилий, то есть арматура должна проходить через середину области максимальных растягивающих напряжений. Если высоту нормального сечения обозначить буквой h , то высота биссектрального сечения будет равна $h\sqrt{2}$, и рабочая

высота биссектрального сечения составит: $h_{об} = (1 - 0,43) \cdot h\sqrt{2} = 0.81h$. В

нормальном сечении рабочая высота h_{oH} обычно около $0,9h$. Как видим, при таком положении арматуры рабочая высота сечения биссектрального сечения оказывается меньше рабочей высоты нормальных сечений ригеля и стойки (рис.2.а). Альтернативой является тенденция расположения арматуры, следуя очертанию исходящего угла. В этом случае в биссектральном сечении рабочая высота сечения будет существенно больше, чем в нормальных сечениях ригеля и стойки (рис.2.б). Следуя приведенной в СП 63.13330 методике расчёта нормальных сечений изгибающихся и внецентренно сжатых элементов, схему внутренних усилий принимаем такой, как это показано на рис.2. в. Положение сечения внутри узла определяется углом β . В каждом из сечений рабочая высота h_o зависит от радиуса загиба стержня R .

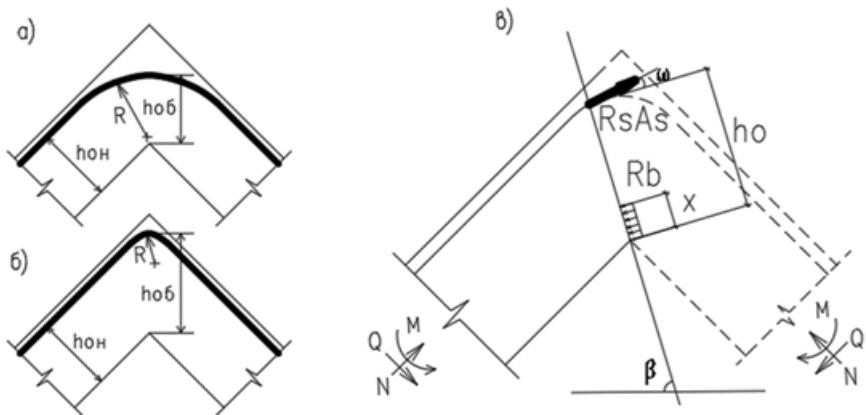


Рис. 2. К расчёту нормальных сечений, расположенных внутри узла:
а – первый вариант размещения арматуры; б – второй вариант; в – схема усилий в произвольном сечении узла при расчёте его по прочности.

В частности, для биссектрального сечения справедливо утверждение – чем меньше радиус загиба арматуры R , тем больше рабочая высота сечения и, соответственно, тем больше теоретическая несущая способность узла, полученная из рассмотрения условий равновесия усилий (см. рис.2.). Однако на практике данное предположение не подтвердилось.

Исследования различных авторов [5-7] свидетельствуют о своеобразии

деформирования и характера разрушения подобных узлов. Результаты испытаний, проведенных автором, доказывают существенное влияние радиуса загиба арматуры на работу и характер разрушения узла (рис. 3).

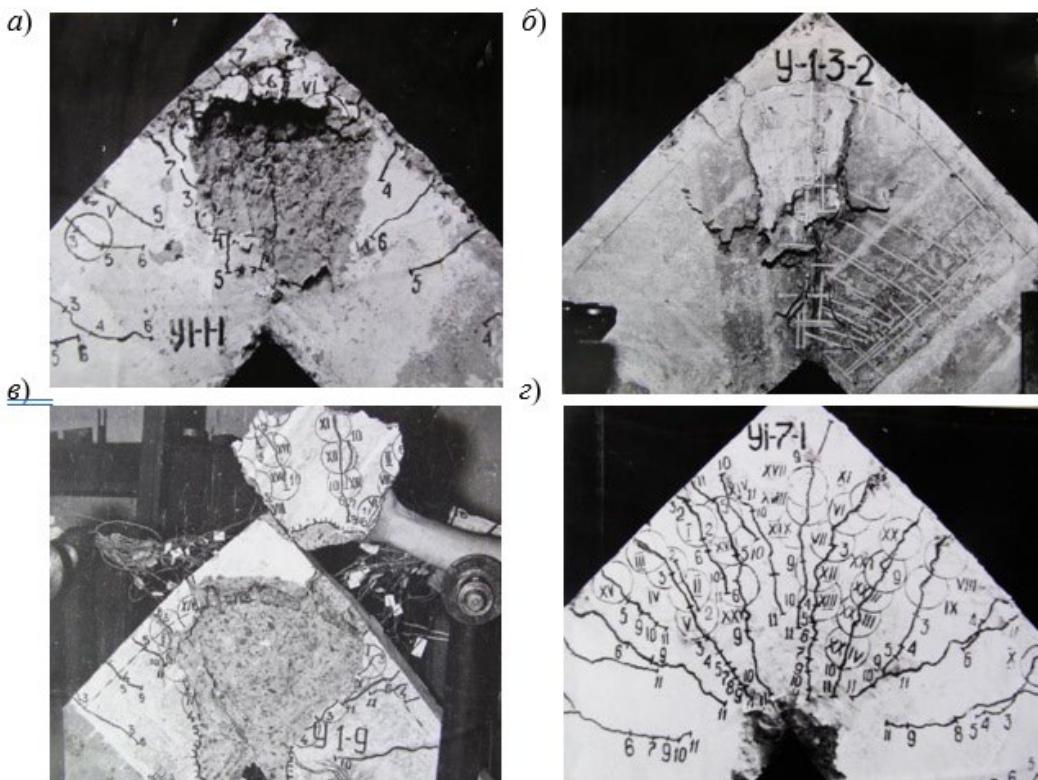


Рис. 3. Вид разрушенных опытных образцов с радиусами загиба арматуры равными: а – $5d$; б – $10d$; в – $15d$; г – $20d$.

Опытные образцы представляют собой фрагмент рамы, у которой угол между ригелем и стойкой равен 90° . В каждом из образцов длина ригеля и стойки одинаковы. Относительный радиус загиба растянутой арматуры $n = R/d$ варьировался на семи уровнях: 5; 7,5; 10; 12,5; 15; 17,5 и 20. Ширина поперечного сечения всех образцов 90 мм. Для обеспечения корректности сравнения результатов рабочая высота биссектрального сечения $h_{об}$ у всех образцов одинакова и равна 287 мм. Остальные размеры (длина и высота сечения) определялись для каждого образца в зависимости от радиуса загиба стержней R . Испытание проводилось стягиванием концов ригеля и стойки.

Характер разрушения образца с радиусом загиба $R=20d$ (рис.3,г) практически не отличается от разрушения элемента с прямолинейной арматурой. А вот в образцах с радиусом загиба стержней $5d$, $10d$, и $15d$ (рис.3, а...3, в) разрушение происходит в средней части узла и сопровождается значительным по площади сколом бетона боковых граней. Положение верхней границы зоны скола практически совпадает с траекторией гнутой арматуры растянутой зоны узла. Такое разрушение указывает: во-первых, на сложное напряжённо-деформированное состояние бетона [8], во-вторых, может быть объяснено действием радиального усилия N_r , передаваемого на бетон стержнями продольной растянутой арматуры (рис.4, а).

Для определения радиального давления криволинейной арматуры на нижележащий бетон рассмотрим бесконечно малый элемент криволинейного стержня в биссектральном сечении узла (рис.4.б).

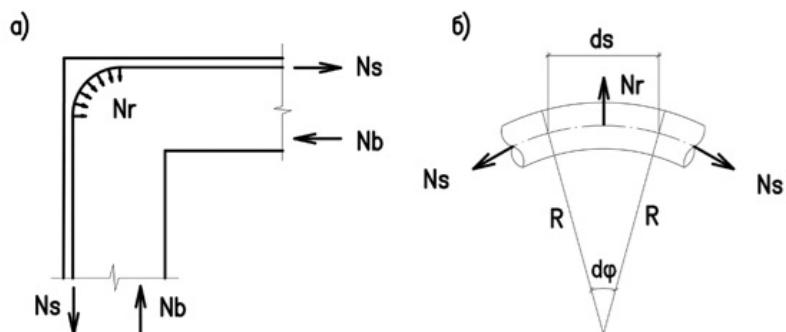


Рис. 4. К определению радиального давления σ_r :

а – схема усилий в узле; б – усилия на элементарный отрезок стержня

Уравнение равновесия элемента имеет вид

$$N_r dS - 2 \left(N_s \sin \frac{d\phi}{2} \right) = 0,$$

где N_r – давление стержня на бетон, отнесённое к единице длины;

$N_s = \sigma_s A_s$ – растягивающее усилие в арматурном стержне.

Учитывая, что $dS = R \cdot d\varphi$, а $\sin d\varphi/2 = d\varphi/2$, получаем $N_r = N_s / R$.

Разделив это усилие на диаметр стержня d , определим напряжения местного сжатия в бетоне под криволинейным стержнем:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{R \cdot d} = \sigma_s \frac{\pi \cdot d}{4R}. \quad (1)$$

Используя полученную формулу, определим радиальное давление σ_r в зависимости от уровня напряжения арматуры и радиуса загиба стержней (рис.5). Горизонтальная линия на графике соответствует сопротивлению бетона местному сжатию $R_{b,loc}=18.6$ МПа (формула 8.81 СП 63.13330.2018).

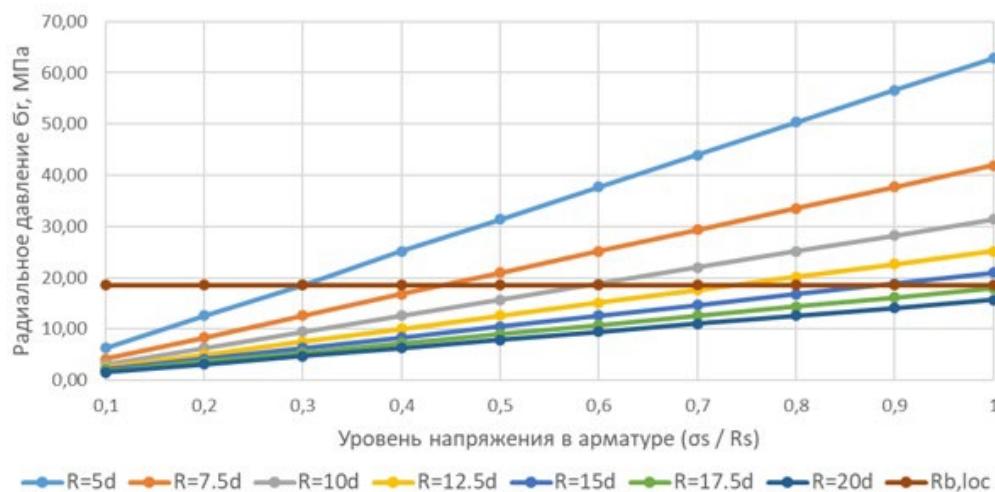


Рис. 5. Зависимость давления σ_r от уровня напряжения в арматуре.

Как видим, напряжения в растянутой арматуре могут достичь расчётного сопротивления R_s лишь при радиусах загиба $R=20d$ и $R=17,5d$ (две нижние линии на рис.5). При $R=15d$ радиальное давление достигают величины $R_{b,loc}$ при напряжениях в арматуре составляющих $0,9R_s$. Иными словами, коэффициент использования продольной арматуры равен 0,9. По мере уменьшения радиуса загиба R уменьшается и коэффициент использования арматуры вплоть до 0,3 при радиусе $R=5d$ (верхняя линия на рис.5). Коэффициенты использования определяются точками пересечения

графика $\sigma_r = R_{b,loc}$ с соответствующими наклонными линиями на графике (рис.5). Очевидно, что при использовании расчётной модели внецентренного сжатия (рис.2.в) усилие $R_s \cdot A_s$ необходимо понизить путем умножения на коэффициент использования арматуры.

Для оценки напряжённо-деформированного состояния бетона узла и характера его разрушения авторами выполнен вычислительный эксперимент. Моделирование и расчёт выполнялись в среде ПК Лира-САПР. В качестве объекта расчёта принято биссектральное сечение узла, представленное в виде прямоугольной пластины единичной толщины, вырезанной двумя плоскостями, перпендикулярными срединной поверхности узла (рис.6). Высота пластины 0,287 м, ширина 0,091 м соответствуют фактическим размерам образцов, испытанных в ходе физического эксперимента.



Рис. 6. Вид конечноэлементной модели и характеристики бетона.

Пластина моделировалась физически нелинейными объёмными конечно-элементами типа КЭ-231 [9,10]. Размеры конечных элементов 7x7x10 мм. Пластина нагружалась только радиальным давлением σ_r , приложенным к двум участкам верхней грани пластины (рис.6). Ширина каждого участка равна диаметру арматурного стержня, а именно 14 мм. Всего рассчитано семь образцов. Для каждого из них значения σ_r вычислены

по формуле (1) при $\sigma_s = R_s$. Расчёт выполнялся шаговым методом, число шагов в каждом расчёте равно 100. На сотом шаге радиальное давление соответствует напряжению в растянутой арматуре, равному расчётному сопротивлению арматуры R_s .

На рис.7-9 представлены схемы разрушения пластин, моделирующих биссектральные сечения узлов с радиусами загиба арматуры $R=5d$, $7.5d$ и $20d$. В левой части рисунков приведен шаг, на котором появились разрушения в виде первых трещин, в правой показана стадия разрушения.

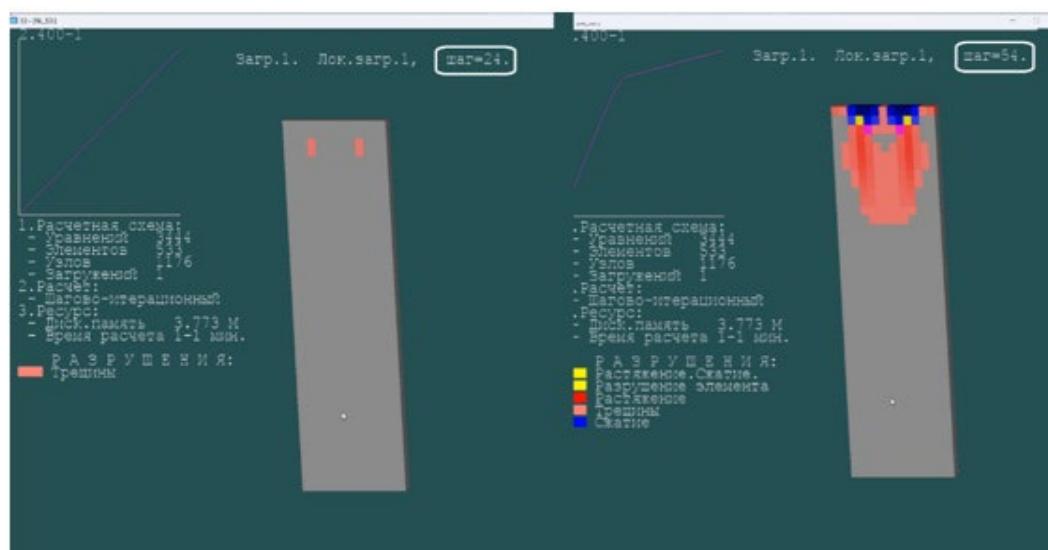


Рис. 7. Схема разрушений при $R=5d$
(первые трещины на 24 шаге, разрушение на 54 шаге).

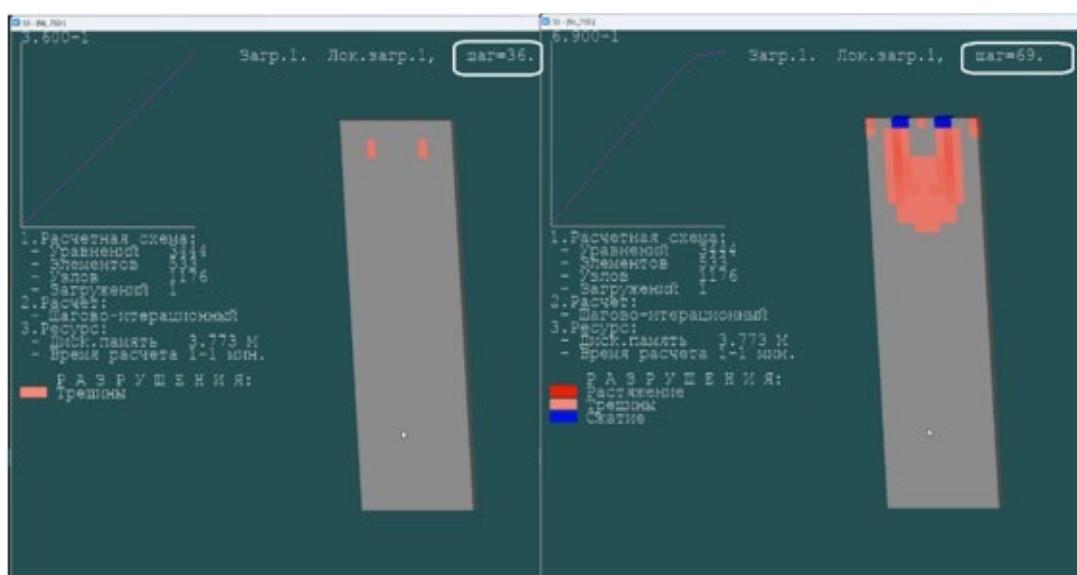


Рис. 8. Схема разрушений при $R=7,5d$
(первые трещины на 36 шаге, разрушение на 69 шаге).

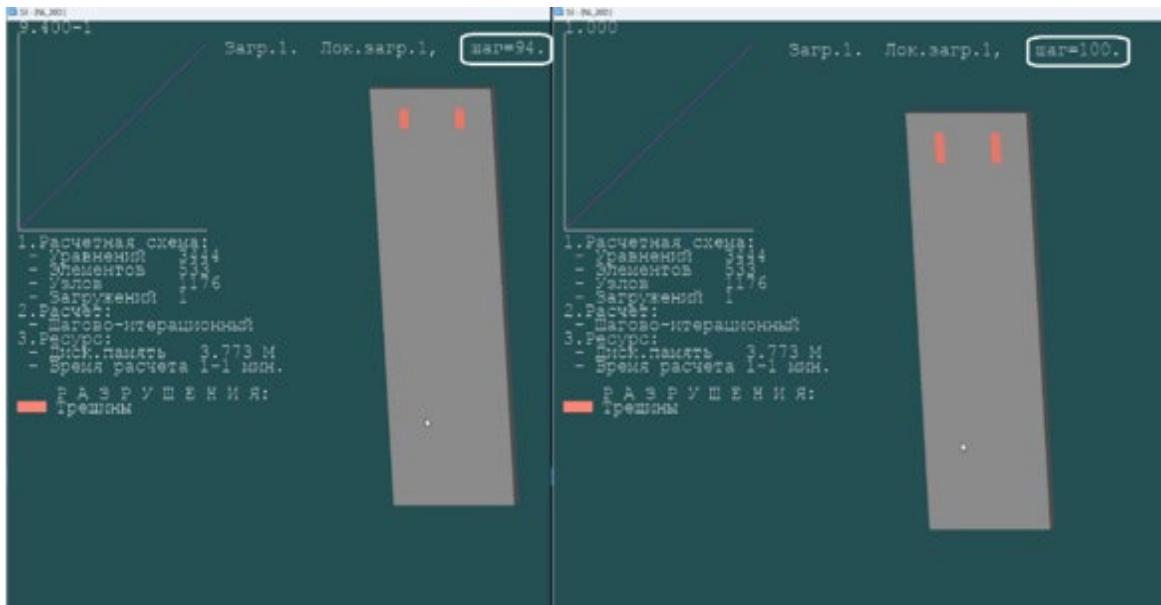


Рис. 9. Схемы разрушений при $R=20d$
(первые трещины на 94 шаге, рост трещин на 100 шаге).

Как видим при малых радиусах загиба арматуры разрушение узла происходит по бетону растянутой зоны узла на относительно малых ступенях нагружения опытного образца, то есть при напряжениях в растянутой арматуре меньших, чем её сопротивление растяжению R_s . Например, при радиусе равном $5d$ разрушение происходит при напряжениях в арматуре, составляющих лишь $0,54R_s$.

С целью оценки несущей способности рамного узла по сколу бетона боковой грани узла (рис.3) создадим расчётную модель (рис.10), основанную на следующих предпосылках: в теле пластины единичной толщины со стороны арматурного стержня действует скальвающее усилие $F_r = \sigma_r \cdot d$; вдоль стороны ВС (рис.10.б) действует сопротивление сколу F_1 , а перпендикулярно стороне АВ действует усилие сопротивления отрыву F_2 .

Для состояния предельного равновесия запишем условие равенства нулю суммы проекции сил на плоскость среза (сторона ВС).

$$F_r \cdot \sin \beta - F_2 \cdot \sin \beta - F_1 = 0. \quad (2)$$

В формуле:

$$F_2 = R_{bt} \cdot (a + d);$$

$$F_1 = R_{bh} \cdot \frac{(a + d)}{\cos \beta} + k \cdot (F_r - F_2) \cdot \cos \beta,$$

где R_{bh} - сопротивление бетона срезу; k – коэффициент трения, равный 0,75.

Поскольку в действующей нормативной литературе сопротивление бетона срезу R_{bh} не определено, его можно принять равным $1,5R_{bt}$ или использовать эмпирическую зависимость

$$R_{bh} = \sqrt{\frac{R_b \cdot R_{bt}}{3}} \quad \text{или} \quad \sqrt{\frac{3R_b \cdot 2R_{bt}}{3}} R_{bt}.$$

После подстановок уравнение (2) примет вид;

$$F_r \sin \beta - R_{bt}(a + d) \sin \beta - R_{bh} \frac{a + d}{\cos \beta} - k \cos \beta F_r + k \cos \beta (a + d) R_{bt} = 0.$$

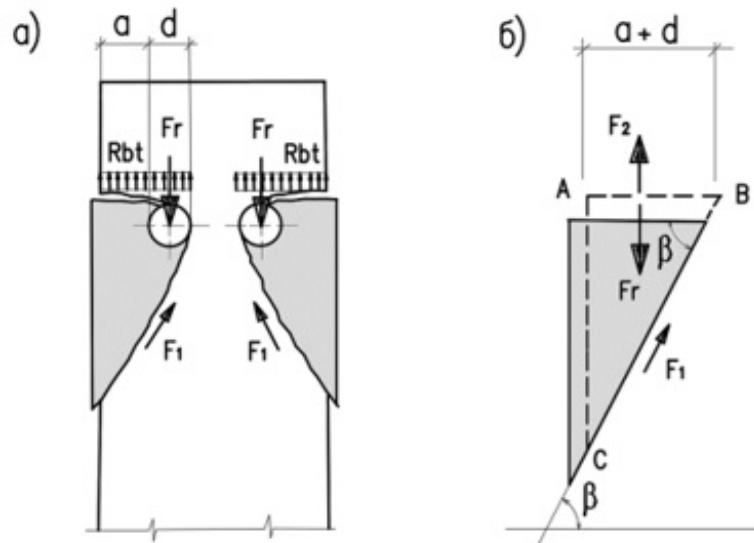


Рис. 10. Скол бетона растянутой зоны узла:

а – образование пластин выкалывания; б – расчётная схема.

Из этого уравнения получаем предельное значение скальвающего усилия

$$F_r = (a + d) \left[R_{bt} + \frac{R_{bh}(tg^2 \beta + 1)}{tg \beta - k} \right],$$

а затем, разделив левую и правую части этого выражения на диаметр стержня d , получаем напряжения под стержнями криволинейной арматуры в момент скола:

$$\sigma_{r.ult} = \left(1 + \frac{a}{d} \right) \left[R_{bt} + \frac{R_{bh}(tg^2 \beta + 1)}{tg \beta - k} \right].$$

Угол наклона плоскости среза β , соответствующий наименьшей нагрузке скола F_r , можно определить, приравняв нулю первую производную $d F_r / d \beta$. Прочность узла будет обеспечена при выполнении условия:

$$\sigma_r < \sigma_{r.ult}.$$

Заключение

Характер распределения деформаций и напряжений по высоте и ширине биссектрального сечения рамного узла существенно отличается от распределения деформаций и напряжений в нормальных сечениях ригеля и стойки, примыкающих к узлу.

Разрушение узла может протекать по одному из двух случаев. Первый – разрушение бетона растянутой зоны бетона радиальным давлением σ_r , причём напряжения в растянутой арматуре не превышают величины Rs . Так разрушаются узлы с малым радиусом загиба стержней. Второй случай – при радиусе загиба $R > 15d$: напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести, сжатый бетон дробится. В обоих случаях прочность биссектрального и близких к нему сечений можно определять по формулам внецентренного сжатия (СП 63.13330), но с учётом коэффициента использования арматуры, зависящем от радиуса загиба стержней и сопротивления бетона местному сжатию.

Установлено также, что радиальное давление под криволинейными

участками арматуры не должно превышать значения, соответствующего образованию пластин скола боковых гранях узла.

Литература

1. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
2. Недорезов А.В. Деформации и прочность железобетонных элементов при сложных режимах объемного напряженного состояния. Дис. ... канд. технических наук: 05.23.01. - Макеевка: РГБ, 2018. 229 с.
3. Yu Z., Huang Q., Shan Y., Ren Z. Failure criterion of ordinary concrete subjected to triaxial compression of full section and local loadings. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2018. Vol. 30. P. 04018239.
4. Аксенов В.Н., Аксенов Н.Б. К вопросу расчёта карнизного узла монолитной железобетонной рамы зданий каркасного типа // Инженерный вестник Дона, 2024, №12. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n12y2024/9700
5. Mohammadi M., Wu Y.F. Triaxial test for concrete under non-uniform passive confinement. *Construction and Building Materials*. 2017. Vol. 138. Pp. 455-468.
6. Колчунов В.И. Деформационная модель сопротивления бетона и железобетона от дислокаций до трещин // Строительство и реконструкция. 2022. № 6(104). С. 22-39. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-104-6-22-39.
7. Колчунов В.И., Кореньков П.А., Федорова Н.В. Программа экспериментальных исследований сложно напряженных узлов железобетонных конструкций. *Вестник МГСУ*. 2025; 20(8):1165-1177. URL: doi.org/10.22227/1997-0935.2025.8.1165-1177
8. Маилян Д.Р., Несветаев Г.В., Коллеганов Н.А. Особенности напряженно-деформированного состояния нормальных сечений железобетонных балок с бетоном каркасной структуры в сжатой зоне // Инженерный вестник Дона. 2023. № 7. URL:

ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2023/8538.

9. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона. – Киев, 2005. –106 с.

10. Пайюнен С., Хаутала Дж., Хейнисуо М. Моделирование несущих ограждающих конструкций плоскими конечными элементами со свойствами метаматериала // Инженерно-строительный журнал. 2019. № 2(86). С. 20–29. DOI: 10.18720/MCE.86.3

References

1. Karpenko N.I. Obshchie modeli mekhaniki zhelezobetona [General models of reinforced concrete mechanics]. M.: Stroizdat, 1996. 416 p.
2. Nedorezov A.V. Deformacii i prochnost' zhelezobetonnyh jelementov pri slozhnyh rezhimah ob#emnogo naprjazhennogo sotsojanija [Deformations and strength of reinforced concrete elements under complex volumetric stress conditions]. Dis. ... kand. tehnicheskie nauki: 05.23.01. Makeevka: RGB, 2018. 229 p.
3. Yu Z., Huang Q., Shan Y., Ren Z. Materials in Civil Engineering. 2018. Vol. 30. P. 04018239.
4. Aksenov V.N., Aksenov N.B. Inzhenernyj vestnik Dona, 2024, №12. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n12y2024/9700
5. Mohammadi M., Wu Y.F. Construction and Building Materials. 2017. Vol. 138. Pp. 455-468.
6. Kolchunov V.I. Stroitel'stvo i rekonstrukciya. 2022. № 6(104). pp. 22-39. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-104-6-22-39.
7. Kolchunov V.I., Korenkov P.A., Fedorova N.V. Vestnik MGSU. 2025; 20(8):1165-1177. URL: doi.org/10.22227/1997-0935.2025.8.1165-1177
8. Mailyan D.R., Nesvetaev G.V., Kolleganov N.A. Inzhenernyj vestnik Dona. 2023 № 7. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n7y2023/8538.



9. Gorodeckij A.S., Batrak L.G., Gorodeckij D.A., Laznjuk M.V., Jusipenko S.V. Raschet i proektirovanie konstrukcij vysotnyh zdanij iz monolitnogo zelezobetona. [Calculation and design of construction of high-rise buildings made of reinforced concrete] Kiev, 2004. 106 p.

10. Pajjunen S., HautalaDzh, Hejnisuo M. Inzhenerno-stroitel'nyj zhurnal, 2019, № 2(86). DOI: 10.18720/MCE.86.3 pp. 20–29.

Дата поступления: 2.11.2025

Дата публикации: 23.12.2025